USO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS TRATADOS EN PISCICULTURA

Fuente de saneamiento mejorado, seguridad alimentaria e ingresos para comunidades en vías de desarrollo

Iván Andrés Sánchez Ortíz

Editorial
Universidad de Nariño

êditorial
Universidad de **Nariño**

USO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS TRATADOS EN PISCICULTURA

Fuente de saneamiento mejorado, seguridad alimentaria e ingresos para comunidades en vías de desarrollo

USO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS TRATADOS EN PISCICULTURA

Fuente de saneamiento mejorado, seguridad alimentaria e ingresos para comunidades en vías de desarrollo

Iván Andrés Sánchez Ortiz

êditorial
Universidad de Nariño

Sánchez Ortiz, Iván Andrés

Uso de efluentes domésticos tratados en piscicultura : fuente de saneamiento mejorado, seguridad alimentaria e ingresos para comunidades en vías de desarrollo / Iván Andrés Sánchez Ortiz. – San Juan de Pasto : Editorial Universidad de Nariño, 2025

734 páginas : ilustraciones, fotografías, gráficas, tablas

Incluye referencias bibliográficas p. 676 - 731

ISBN: 978-628-7771-93-2 Impreso
ISBN: 978-628-7771-94-9 Digital

1. Calidad del agua--Piscicultura 2. Seguridad alimentaria 3. Tratamiento de aguas residuales—Piscicultura 4. Tratamiento de efluentes domésticos—Piscicultura 5. Uso de efluentes Tratados—Piscicultura extensiva 6. Estanques—Piscicultura extensiva 7. Cultivo de tilapia 8. Manejo lagunas de estabilización—Piscicultura extensiva 9. Piscicultura—Países en vías de desarrollo

639.31 S238u – SCDD-Ed. 22

Universidad de Nariño
FUNDADA EN 1904

Universidad de Nariño
ACREDITADA EN ALTA CALIDAD
RESOLUCIÓN MEN 000022 - ENERO 11 DE 2023

SECCIÓN DE BIBLIOTECA

USO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS TRATADOS EN PISCICULTURA.
Fuente de saneamiento mejorado, seguridad alimentaria e ingresos para comunidades en vías de desarrollo

© Editorial Universidad de Nariño
© Iván Andrés Sánchez Ortiz

ISBN impreso: 978-628-7771-93-2
ISBN digital: 978-628-7771-94-9
Primera edición

Corrección de estilo: Manuel Enrique Martínez Riascos
Diseño y diagramación: Nathaly Johana Rivadeneira

Fecha de publicación: octubre de 2025
San Juan de Pasto - Nariño - Colombia

Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio o con cualquier propósito, sin la autorización escrita de su Autor o de la Editorial Universidad de Nariño

Dedicatoria

Dedico este libro al “Pai das Misericórdias”, quien a cada momento y en todo lugar ilumina el camino y endereza las rutas; a mi precioso Hogar, inacabable fuente de amor, luz e inspiración, a mi esposa, amiga, compañera y fortaleza constante: Paula Andrea; a los más hermosos ángeles en la tierra: María José, Juan Esteban y Bianca Estrella, compañeros de intensas siembras y sacrificios, así como de las providenciales cosechas y preciosos momentos de risas y de calma. A mi Familia, génesis de fe, cariño, honestidad, disciplina y buen humor, a mi mamá Alicia y mis hermanos Sandra y José; mi papá Fernando, mis tíos, primos y mis sobrinos Juan Felipe y Santiago, así como mis abuelitas Alicia e Inés.

A la Universidad de Nariño, institución que me ha formado desde el épico Liceo de la Universidad, que me ha acogido como su docente e investigador y me brinda la posibilidad de crecer académica y científicamente. A mis profesores de la *alma mater*; a mis colegas del Departamento de Recursos Hidrobiológicos, de quienes permanentemente aprendo; obviamente dedico este trabajo a mis muy queridos estudiantes y egresados del Programa Ingeniería en Producción Acuícola.

A mis maestros y colegas de la Universidade Estadual Paulista (UNESP) y de la Universidade Federal de Viçosa (UFV), quienes han contribuido enormemente para forjar mi perfil como ingeniero, profesor e investigador.

A los ingenieros y técnicos dedicados al saneamiento y a los acuicultores; en especial a aquellos que a través de sus actividades productivas y de ingeniería mejoran las condiciones de vida de las comunidades más vulnerables y luchan por la protección de la “casa común”.

Agradecimientos

Agradezco a la Providencia Divina por todas las gracias recibidas, y entre ellas a mi amado Hogar, pues mi Esposa y nuestros Hijitos han sido mi soporte y fortaleza en todo momento y en todo lugar. En gran medida, este libro es el fruto de un precioso año de amoroso trabajo en equipo como Familia, con la que día tras día encaramos los más bellos y loables desafíos. Agradezco a los sacerdotes y guías espirituales que han orientado mi camino: José Cassimiro Sobrinho, Clécio Nogueira, Ildefonso Benavides, Francisco Medina, Jamer Bravo, Comunidade Canção Nova.

Manifiesto mi profunda gratitud a la Universidad de Nariño, la Facultad de Ciencias Pecuarias y con gran cariño al Departamento de Recursos Hidrobiológicos, que generosamente me apoyaron para dedicar un periodo sabático a la escritura del presente texto.

Es más que justo agradecer a algunos de los maestros que me brindaron las bases de la ingeniería civil, especialmente a los ingenieros Armando Muñoz David (q. e. p. d.), Roberto Salazar Cano, Jairo Guerrero García, Jaime Castillo Gonzáles (q. e. p. d.), Hugo Coral Moncayo, Miguel Ángel Gudiño, Vicente Parra Santacruz y Guillermo Muñoz Ricaurte. A los profesores que durante mis estudios de Maestría en Ingeniería Civil de la UNESP fortalecieron mi formación en ingeniería ambiental y recursos hídricos, al siempre querido amigo y talentoso maestro Tsunao Matsumoto, Edson Pereira Tangerino, Milton Dall'Aglio Sobrinho, Dib Gebara, Maurício Augusto Leite, Sérgio Luís de Carvalho, Jefferson Nascimento de Oliveira, Rodrigo Braga Moruzzi y Luzenira Alves Brasileiro. A mis profesores del programa de Doctorado en Ingeniería Civil de la Universidade Federal de Viçosa, al brillante Rafael Kopschitz Xavier Bastos, quien

me reforzó la convicción de buscar soluciones eficientes, sencillas y de bajo costo para comunidades en vías de desarrollo; a Eduardo Arruda Teixeira Lanna (Departamento de Zootecnia), Sergio Luis Pinto da Matta (Departamento de Biología), Ann Honor Mounteer, Maria Lúcia Calijuri, Cláudio Mudadu Silva (Departamento de Celulosa y Papel), Adriana Barbosa Sales de Magalhaes, Ana Augusta Passos Rezende, Marcos Alves De Magalhães (FUNEC); a los funcionarios de laboratorios de la UFV Janderson Badim Bepler (LCQA) y Priscila Romana da Silva (LESA). Cómo no agradecer a un magnífico maestro que generosamente me ha permitido contribuir a la difusión de su excelsa obra al idioma español y que me ha servido de referencia en un sinnúmero de ocasiones, incluyendo algunos capítulos de este libro, el Profesor Marcos von Sperling de la UFMG.

Agradezco también a excelentes colegas que generosamente revisaron el texto e hicieron valiosas contribuciones para mejorar su contenido y optimizar su alcance, a Patricia Torres Lozada (Universidad del Valle), Andrés Galindo Montero (Universidad de la Guajira), Ruby Alicia Criollo Martínez (Universidad de Nariño). A la Editorial Universitaria, liderada por el profesor Hilbert Blanco Álvarez y su equipo de trabajo; particularmente me siento muy agradecido con Nathaly Johana Rivadeneira, por el minucioso e impecable trabajo de diseño y diagramación del libro, y con el profesor Manuel Enrique Martínez Riascos, quien efectuó la revisión de estilo del texto.

Contenido

Resumen 19
Justificación 21

Capítulo 1.
Saneamiento y seguridad alimentaria

1.1 Agua y saneamiento 26
1.2 Seguridad alimentaria 35
1.2.1 Acuicultura y piscicultura como fuentes de seguridad alimentaria 36
1.2.2 Cultivo de tilapia 39

Capítulo 2.
Efluentes domésticos: características cualitativas y cuantitativas y su variabilidad

2.1 Sistemas de alcantarillado 43
2.2 Aguas residuales urbanas 43
2.3 Variación del caudal durante el día 47

Capítulo 3.
Tratamiento de efluentes domésticos y urbanos

3.1 Introducción 54
3.2 Pretratamiento 56
3.2.1 Canastas para retención de sólidos 57
3.2.2 Rejillas metálicas 58
3.2.3 Desarenadores 63
3.3 Tratamiento primario 65
3.3.1 Reactores anaerobios 66
3.3.1.1 Tanques sépticos 68
3.3.1.2 Reactores anaerobios de flujo ascendente y manto de lodo. 70
3.3.1.3 Filtros anaerobios. 73
3.4 Tratamiento secundario 76
3.4.1 Lagunas de estabilización 77
3.4.2 Procesos de disposición sobre el suelo 78

3.4.2.1 Infiltración lenta – fertirrigación. 79
3.4.2.2 Infiltración rápida. 81
3.4.2.3 Infiltración subsuperficial. 82
3.4.2.4 Escurrimiento superficial. 83
3.4.2.5 Humedales construidos. 84
3.4.3 Lodos activados y sus variantes 89
3.4.3.1 Lodos activados convencional (flujo continuo). 90
3.4.3.2 Lodos activados aireación prolongada (flujo continuo). 91
3.4.3.3 Lodos activados flujo intermitente (reactores secuenciales discontinuos, reactores por lotes, reactores batch). 93
3.4.3.4 Lodos activados para el postratamiento de efluentes de reactores anaerobios. 95
3.4.4 Reactores aerobios con biopelícula 99
3.4.4.1 Filtros biológicos percoladores de baja carga. 100
3.4.4.2 Filtros biológicos percoladores de alta carga. 101
3.4.4.3 Filtros biológicos percoladores como postratamiento de efluentes anaerobios. 102
3.4.4.4 Biofiltros aireados sumergidos. 103
3.4.4.5 Biodiscos. 104
3.5 Tratamiento terciario 107
3.5.1 Remoción de nutrientes y desinfección. 107
3.5.1.1 Remoción de nitrógeno y fósforo y desinfección en lagunas de estabilización. 108
3.5.1.2 Remoción de nitrógeno y fósforo en sistemas de disposición controlada en el suelo. 109
3.5.1.3 Remoción biológica de nitrógeno y fósforo en sistemas de lodos activados y reactores aerobios con biopelícula 111
3.5.1.4 Remoción físico-química de nitrógeno y fósforo. 112
3.5.2 Pulimento por filtración física y desinfección por procesos químicos. 113
3.5.2.1 Cloración. 113
3.5.2.2 Ozonización. 115
3.5.2.3 Radiación ultravioleta. 116

Capítulo 4.
Antecedentes históricos del uso de efluentes y excretas en piscicultura

4.1 Reúso del agua 119
4.2 Reúso de excretas en acuicultura 121

4.3 Reúso de efluentes en acuicultura 124
4.3.1 Piscicultura en estanques que reciben aguas residuales crudas..... 127
4.3.2 Reúso de efluentes domésticos tratados para piscicultura 134
4.3.3 Cultivo de tilapia en unidades de tratamiento de aguas residuales 139
4.3.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluentes de PTAR con flujo intermitente *(batch)* 146
4.3.5 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluentes de PTAR en flujo continuo 156

Capítulo 5.
Tecnologías para tratamiento de aguas residuales con efluentes compatibles con la piscicultura extensiva

5.1 Lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales 171
5.2 Lagunas anaerobias 172
5.2.1 Criterios de diseño de lagunas anaerobias 174
5.2.1.1 Tasa de aplicación volumétrica. 174
5.2.1.2 Tiempo de retención. 183
5.2.1.3 Profundidad. 184
5.2.1.4 Geometría (relación: largo/ancho). 185
5.2.2 Estimación de la concentración efluente de DBO de la laguna anaerobia 185
5.2.3 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas anaerobias..... 186
5.3 Lagunas facultativas..... 192
5.3.1 Descripción del proceso 193
5.3.2 Criterios de diseño de lagunas facultativas 195
5.3.2.1 Tasa de aplicación superficial. 196
5.3.2.2 Profundidad. 204
5.3.2.3 Tiempo de retención. 206
5.3.2.4 Geometría de la laguna. 207
5.3.3 Estimación de la concentración efluente de DBO..... 208
5.3.3.1 La influencia del régimen hidráulico. 209
5.3.3.2 DBO efluente soluble y particulada..... 211
5.3.3.3 La remoción de DBO según el modelo de mezcla completa. 213
Ejemplo remoción de DBO según el modelo de mezcla completa 215
5.3.3.4 La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso. 217
5.3.4 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas facultativas secundarias..... 224
5.4 Remoción de organismos patógenos - lagunas de maduración 234
5.4.1 Descripción del proceso 234
5.4.2 Estimación de la concentración efluente de coliformes 235

5.4.2.1 La influencia del régimen hidráulico. 235
5.4.2.2 Los regímenes hidráulicos idealizados. 236
5.4.2.3 Coeficiente de decaimiento de coliformes K_b según el régimen de flujo disperso. 241
5.4.2.4 Coeficiente de decaimiento bacteriano K_b según el régimen de mezcla completa. 243
5.4.3 Resumen de los coeficientes de decaimiento bacteriano K_b 244
5.4.4 Criterios de diseño para la remoción de coliformes 245
5.4.5 Remoción de huevos de helmintos 248
5.4.6 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas de maduración 250
5.4.6.1 Calidad del efluente con fines de reúso en piscicultura y protección de la salud de los consumidores. 257
5.4.6.2 Calidad del efluente con fines de reúso en piscicultura y protección de la salud de los trabajadores. 259
5.4.6.3 Calidad del efluente con fines de reúso en irrigación no restringida y protección de la salud de los consumidores. 263
5.4.6.4 Remoción adicional de DBO en las lagunas de maduración. 264
5.5 Remoción de nutrientes 273
5.5.1 El nitrógeno en las aguas residuales 273
5.5.2 Remoción de nitrógeno 273
5.5.3 Remoción de fósforo 277
5.5.4 Ejemplo. Análisis de remoción de nutrientes en la serie de lagunas de estabilización 278
5.6 Lagunas de alta tasa 286
5.6.1 Lagunas de alta tasa para tratamiento de sedimentadores primarios 288
5.6.2 Lagunas de alta tasa en el postratamiento de reactores anaerobios 289
5.7 Consideraciones adicionales 292

Capítulo 6.
Dimensionamiento de estanques para la producción piscícola extensiva

6.1 Componentes básicos para estanques de piscicultura con efluentes tratados ... 295
6.1.1 Fuente de abastecimiento del agua 295
6.1.2 Características físicas de los estanques 296
6.1.3 Profundidad del estanque y del dique 297
6.1.4 Dimensiones típicas para estanques en tierra 298
6.1.5 Ejemplo, dimensionamiento estanque totalmente excavado en terreno

plano y suelo arcilloso con área de 250 m^2 de espejo de agua 300
6.1.6 Ejemplo, dimensionamiento estanque construido parcial o totalmente con diques perimetrales sobre terreno plano, con suelo arcilloso y espejo de agua de 250 m^2. 303
6.1.6 Gradiente hidráulico 310

Capítulo 7.
Consideraciones geotécnicas para el diseño de estanques para piscicultura en material térreo

7.1 características físico-mecánicas de suelos 318
7.2 Clasificación de los suelos por su tamaño de partículas 319
7.2.1 Principales tipos de suelos 319
7.2.2 Clasificación de suelos gruesos - Granulometría por tamizado 321
7.2.3 Granulometría por hidrómetro 324
7.2.4 Clasificación de suelos finos – Límites de Atterberg 326
7.3 Permeabilidad de los suelos 331
7.4 Densidad del suelo - ensayo normal de compactación de suelos 336
7.5 Control de la densidad de un suelo en campo 338

Capítulo 8.
Balance hídrico para estanques de piscicultura

8.1 Balance hídrico 343
8.2 Criterios para definición del caudal de diseño de una estación piscícola 344
8.3 Entradas de agua por precipitación 345
8.3.1 Medición de la precipitación 346
8.3.1.1 Pluviómetros. 346
8.3.1.2 Pluviógrafos. 348
8.4 Entradas de agua por escorrentía superficial 350
8.4.1 El método racional 351
8.4.1.2 Intensidad de precipitación. 353
8.4.1.3 Tiempo de concentración. 356
8.4 Pérdidas de agua por evaporación 359
8.4.1 Medición de la evaporación mediante tanques evaporímetros 360
8.4.1.1 Variación de Ka con la superficie de una represa o reservorio. 362
8.4.2 Estimación de la evaporación con base en variables climatológicas 365
8.4.2.1 Método aerodinámico. 365
8.4.2.2 Método del balance energético. 366

8.4.2.3 Fórmula de Dalton. 367
8.4.2.4 Método de Penman. 367
8.4.3 Evapotranspiración de referencia (E_o) 368
8.4.3.2 Temperatura. 370
8.4.3.3 Humedad. 370
8.4.3.4 Radiación. 372
8.4.3.5 Viento. 372
8.5 Cálculo de la evaporación 373
8.5.1 Radiación neta sobre la superficie evaporante (R_n) 374
8.5.2 Radiación de onda corta entrante neta (R_{ns}) 374
8.5.3 Radiación solar o de onda corta (R_s) 376
8.5.4 Duración solar relativa (n/N) 377
8.5.5 Radiación extraterrestre (R_a) 384
8.5.7 Radiación neta de onda larga (R_{nl}) 390
8.5.8 Presión real de vapor (e_a) derivada de datos psicrométricos 395
8.5.9 Ejemplo de cálculo de la evaporación por el método de Penman-Monteith 405
Determinación del volumen de agua perdido por evaporación (Ve) 416
8.6 Pérdidas de agua por infiltración 417
8.6.1 Ejemplo de cálculo de las pérdidas de agua por infiltración 419
8.7 Recambio de agua como criterio biológico 421
8.7.1 Ejemplo de cálculo del caudal de recambio 424
8.8 Tiempo de llenado de los estanques 428
8.9 Cálculo del caudal de diseño por estanque y para la estación piscícola 428

Capítulo 9.
Fundamentos de hidráulica para transporte de efluentes

9.1 Conductos a presión 432
9.1.1 Velocidad mínima en las tuberías 432
9.1.2 Velocidad máxima en las tuberías 433
9.1.3 Ecuación Universal para conductos a presión 433
9.1.3.1 Número de Reynolds. 434
9.1.3.2 Formas de escurrimiento. 435
9.1.4 Diagramas de apoyo para análisis y diseño de conductos a presión 437
9.1.5 Diagrama de Moody 437
9.1.6 Diagrama de Rouse 439
9.1.7 Rugosidad absoluta en tuberías 441
9.2 Problemas en conductos simples a presión considerando únicamente pérdidas

por fricción 441
9.2.1 Cálculo de la pérdida de carga usando el Diagrama de Moody 442
9.2.1.1 Ejemplo de cálculo de la pérdida de carga hf usando el Diagrama de Moody. 444
9.2.2 Cálculo del caudal (Problema de verificación o chequeo) usando el Diagrama de Moody 445
9.2.2.1 Ejemplo Cálculo del caudal circulante (Q) usando el Diagrama de Moody. 448
9.2.3 Cálculo del diámetro (Problema de diseño o dimensionamiento) usando el Diagrama de Moody 451
9.2.3.1 Ejemplo Cálculo del diámetro necesario (d) usando el Diagrama de Moody. 453
9.3 Problemas en conductos simples a presión considerando pérdidas menores y por fricción 455
9.3.1 Coeficientes de pérdidas localizadas 459
9.3.2 Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida) considerando pérdidas locales 463
9.3.3 Método de Newton-Raphson 465
9.3.3.1 Ejemplo de determinación de la potencia requerida para una bomba y del coeficiente f por el método de Newton-Raphson considerando pérdidas locales. 467
9.3.4 Comprobación de diseño, cálculo del caudal que circula por una tubería, también conocido como problema de verificación considerando pérdidas locales. 471
9.3.5 Determinación del diámetro necesario (problema de diseño) considerando pérdidas locales 475
9.3.5.1 Ejemplo de solución de problema sobre determinación del diámetro necesario (problema de diseño de una tubería simple) considerando pérdidas locales. 478
9.4 Conducción de agua por sistemas a flujo libre (canales) 485
9.4.1 Tipos de flujo 486
9.4.2 Estado y regímenes de flujo 487
9.4.2.1 Efecto de la viscosidad. 487
9.4.2.2 Efecto de la gravedad. 488
9.4.3 Cálculo de conductos a flujo libre 489
9.4.3.1 Coeficientes de rugosidad de Manning. 490
9.4.3.2 Velocidad mínima. 493
9.4.3.3 Velocidad máxima. 493

9.4.3.4 Ángulo de taludes recomendados. 495
9.4.3.5 Borde libre. 495
9.4.4 Características geométricas e hidráulicas de secciones transversales comunes.496
9.4.5 Problema de análisis de conductos a flujo libre 498
9.4.5.1 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal rectangular. 499
9.4.5.2 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal . 502
9.4.5.3 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal circular 504
9.4.6 Problema de dimensionamiento de conductos a flujo libre..... 507
9.4.6.1 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal. . 508
9.4.6.2 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal circular. 512
9.4.6.3 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal circular con el menor diámetro posible. 515
9.4.7 Problema de chequeo de conductos a flujo libre..... 517
9.4.7.1 Ejemplo de chequeo de un conducto a flujo libre, canal circular. 518
9.4.7.2 Ejemplo de chequeo de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal 519

Capítulo 10.
Aspectos técnicos de calidad del agua asociados a la producción piscícola con efluentes

10.1 La materia orgánica como criterio de operación de estanques de piscicultura en efluentes tratados..... 523
10.2 Los macronutrientes como criterio de operación de estanques de piscicultura en efluentes tratados..... 523
10.3 El amoníaco y su presencia en el agua 523
10.4 La importancia del amoníaco en el cultivo de peces con énfasis en tilapia.... 528
10.5 Toxicidad y ensayos para su medición..... 530
10.6 Investigaciones relativas a ensayos de toxicidad aguda del amoníaco para tilapia 533
10.6.1 Ensayos de toxicidad aguda del amoníaco para tilapia GIFT 535
10.6.2 Primer ensayo de toxicidad aguda..... 538
10.6.3 Segundo y tercer ensayos de toxicidad aguda 539
10.7 Investigaciones relativas a ensayos de toxicidad crónica del amoníaco para tilapia 543
10.8 Investigaciones relativas a toxicidad crónica del amoníaco de efluentes tratados para tilapia 550
10.8.1 Experimentos de cultivo de tilapia GIFT en efluentes tratados 553
10.8.2 Resultados primer ensayo, alevinos con peso inicial de 2,6 g y temporada cálida 558

10.8.3 Resultados segundo ensayo, juveniles con peso inicial de 58,2 g y temporada fría 560
10.8.4 Resultados tercer ensayo, juveniles con peso inicial de 7,50 g, temporada cálida 563

Capítulo 11.
Criterios técnicos, productivos, operacionales y de monitoreo de los estanques

11.1 Informaciones relativas al cultivo de tilapia utilizando efluentes tratados 572
11.1.1 Cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma discontinua .572
11.1.2 Cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma continua.....576
11.2 Criterios de operación asociados a la calidad del agua 582
11.2.1 Criterio de aplicación de carga orgánica a los estanques 582
11.2.2 Criterio de aplicación de carga de nitrógeno total a los estanques..... 583
11.2.3 Criterio de aplicación de carga de nitrógeno amoniacal total a los estanques .585
11.2.4 Criterio de la calidad microbiológica del efluente aplicado a los estanques ...586
11.3 Ejemplo de dimensionamiento de unidades de cultivo para piscicultura extensiva con efluentes tratados 588
11.3.1 Diseño de la batería de estanques recibiendo efluente ajustado a las directrices de la OMS para protección de los consumidores ($\leq 10^5$ CF/100mL) 591
11.3.1.1 Pérdidas de agua por evaporación y por infiltración. 596
11.3.2 Diseño de la batería de estanques recibiendo efluente ajustado a las directrices de la OMS para protección de los trabajadores ($\leq 10^4$ CF/100mL) .. 597
11.3.3 Estimación de la calidad del efluente de la batería de estanques 602
11.4 Consideraciones finales del capítulo 609

Capítulo 12.
Manejo y disposición final de lodos de lagunas de estabilización y de estanques de piscicultura extensiva con efluentes tratados

12.1 Producción de lodo en los sistemas de tratamiento de aguas residuales..... 613
12.2 Frecuencia de remoción del lodo de las unidades de tratamiento de la fase líquida 617
12.3 Relaciones entre contenido de sólidos, concentración y caudal de lodo 618
12.3.1 Relación entre contenido de sólidos y humedad..... 618
12.3.2 Densidad del lodo 619
12.3.3 Concentración de sólidos secos..... 619
12.3.4 Relación entre caudal, concentración y carga 620

12.4 Cantidad de lodo generado en los procesos de tratamiento de aguas residuales 621
12.5 Etapas del tratamiento del lodo 624
12.5.1 Espesamiento del lodo 633
12.5.1.1 Espesadores por gravedad. 633
12.5.1.2 Flotación por aire disuelto. 635
12.5.2 Estabilización del lodo 635
12.5.3 Deshidratación del lodo 637
12.5.3.1 Lechos de secado. 640
12.5.3.2 Centrífugas. 644
12.5.3.3 Filtro prensa. 647
12.5.3.4 Prensas para deshidratación de lodos. 648
12.5.4 Higienización de lodos 648
12.5.4.1 Compostaje. 649
12.5.4.2 Digestión aerobia termófila autotérmica. 654
12.5.4.3 Encalado o estabilización alcalina. 654
12.5.4.4 Pasteurización. 656
12.5.4.5 Secado térmico. 656
12.5.4.6 Comparación entre los procesos. 657
12.5.5 Disposición final del lodo 658

Capítulo 13.
Oportunidades y desafíos de la piscicultura en efluentes tratados para países en vías de desarrollo

13.1 Condiciones que propician el uso de efluentes tratados para piscicultura 664
13.2 Aspectos sociales, institucionales y culturales relacionados con el uso de efluentes tratados para piscicultura 667
13.2.1 Aspectos que favorecen el reúso de aguas residuales 668
13.2.2 Aspectos que limitan el reúso de aguas residuales 670
13.2.3 Desafíos para la implantación del reúso de aguas residuales en piscicultura . 674

Referencias bibliográficas 676
Acerca del autor 732

Resumen

Además de las dificultades asociadas a la heterogénea distribución cuantitativa de los recursos hídricos a nivel espacial y temporal, la calidad del agua está cada vez más comprometida en una escala global por actividades antrópicas que aún son poco controladas. Los efectos más adversos de dichas actividades están concentrados en las poblaciones con menores condiciones de saneamiento y, desafortunadamente, muchas veces las comunidades más vulnerables también son afectadas por la falta de acceso al agua para fines productivos, lo que genera un círculo vicioso de desnutrición, pobreza y mala salud.

En los países emergentes, especialmente en comunidades de bajos ingresos, la práctica de la piscicultura es una alternativa para la generación de fuentes de alimento, empleo e ingresos. Especies foráneas como la tilapia, la carpa, así como diversas especies rústicas nativas de América Latina son peces que pueden ser cultivados en estanques con alta productividad primaria fertilizados por medio de abonos inorgánicos, estiércol de origen animal y subproductos vegetales.

El reúso de las excretas humanas en piscicultura puede producir significativos beneficios y alcanzar una variedad de metas útiles. En comunidades donde los requerimientos nutricionales superan la producción de alimento esa brecha puede ser reducida por el uso de valiosos nutrientes para cultivo de especies animales o vegetales, nutrientes que en la mayoría de las veces son desperdiciados. En regiones con escaso saneamiento y donde la calidad del agua debe ser mejorada, el reúso ayuda a reducir los impactos negativos sobre los cursos de agua producidos por la excesiva urbanización.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales por medio de sistemas naturales y de bajo costo, como los reactores anaerobios asociados a las lagunas de estabilización y los humedales construidos, son alternativas para mejorar las condiciones de saneamiento en poblaciones con limitado desarrollo económico y tecnológico. Al tratarse de opciones en las que actúan fundamentalmente procesos naturales como la sedimentación, la estabilización anaerobia de materia orgánica carbonácea y la simbiosis entre microalgas y comunidades bacterianas es factible lograr altos niveles de eficiencia en la remoción de sólidos en suspensión, materia orgánica, macronutrientes y la inactivación de organismos patógenos de los efluentes. Las microalgas actúan como productoras de oxígeno a través de los procesos fotosintéticos, son responsables por la productividad primaria y sirven como alimento para otros organismos de la cadena alimenticia entre los que se encuentran los peces. Es recomendable practicar la piscicultura en efluentes de tratamientos por lagunas de estabilización, principalmente, en lagunas de maduración, donde la biomasa de fitoplancton y la variación diaria del oxígeno disuelto son menores que en los otros tipos de lagunas.

En la India, desde hace varias décadas el agua residual doméstica es utilizada para acuicultura, principalmente para el cultivo de peces en estanques con áreas de hasta 10 ha, o inclusive mayores, recibiendo aguas residuales crudas o efluentes primarios. En diversos países se ha producido peces en unidades de tratamiento de aguas residuales (como lagunas de estabilización), así como en unidades de cultivo recibiendo efluentes tratados, y las productividades reportadas varían entre centenares de kilogramos por cosecha hasta valores del orden de 10 toneladas/ha.año.

El tratamiento de efluentes domésticos y urbanos por medio de lagunas de estabilización, ofrece alternativas reales para avanzar en la universalización del saneamiento en regiones subdesarrolladas. El aprovechamiento de los efluentes de lagunas de estabilización en el cultivo extensivo de peces para producción de proteína de origen animal puede ayudar a resolver problemas de seguridad alimentaria,

bien sea para consumo directo humano o para la nutrición de otras especies animales que alimentan al hombre. Adicionalmente, los tanques para piscicultura utilizando efluentes tratados se comportan como unidades de pulimento ya que los efectos de la radiación solar, las variaciones de pH y oxígeno disuelto y el tiempo de retención hidráulica contribuyen a la remoción complementaria e inactivación de organismos patógenos, lo que hace que el efluente de tales unidades sea cada vez más seguro para uso en actividades como irrigación de cultivos para consumo humano o animal.

En este texto se exploran las temáticas antes citadas y se abordan aspectos propios del buen diseño y operación de sistemas de producción piscícola con efluentes tratados asociados a las consideraciones de calidad del agua, hidrológicas, geotécnicas e hidráulicas más relevantes. El desarrollo de los capítulos se realizó con rigor científico y técnico ya que se pretende brindar al lector conocimientos que le permitan abordar de manera eficiente con sólida base teórica y conceptual, el análisis y diseño de sistemas para el aprovechamiento de efluentes tratados por medio de lagunas de estabilización para la producción piscícola de especies de agua dulce en el marco de las realidades y necesidades de países subdesarrollados.

Justificación

Diversas comunidades de países en vías de desarrollo padecen de saneamiento deficiente por ausencia de sistemas de tratamiento de aguas residuales, carencia de fuentes de trabajo e ingresos y escasas alternativas de seguridad alimentaria; situaciones que tradicionalmente han limitado el bienestar y la dignidad de sus habitantes y fragilizan a las nuevas generaciones. Ante la urgente necesidad de solucionar tan sensibles problemas, preferiblemente de manera simultánea, se encuentran los sistemas de tratamiento de efluentes urbanos mediante tecnologías naturales**,** principalmente mediante lagunas de estabilización, asociados a tanques de piscicultura.

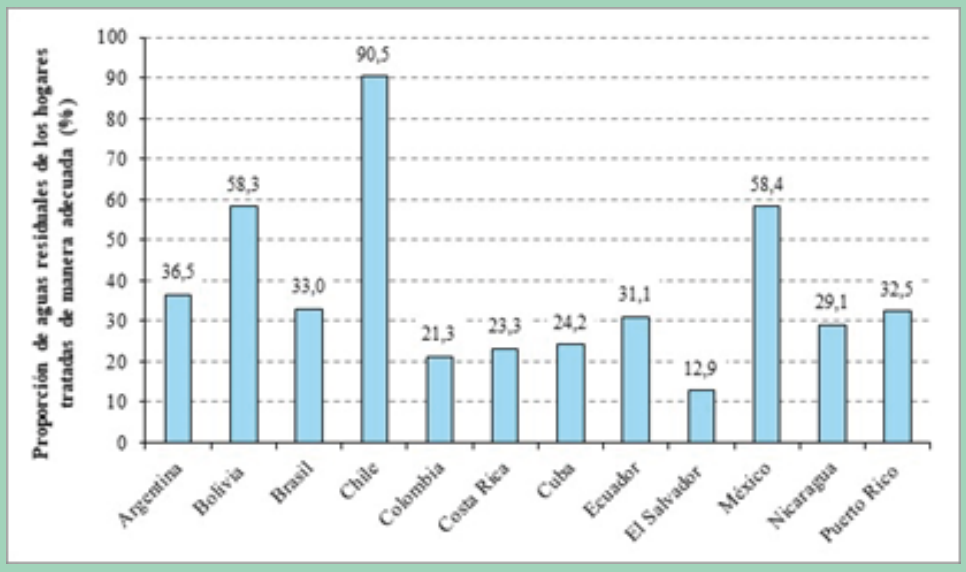
Para identificar el inmenso potencial de implementar tales sistemas para ciertas condiciones en particular –pues no se trata de una solución universal- se debe disponer de informaciones ingenieriles que permitan el abordaje, con suficiencia teórica, conceptual y práctica de las condiciones particulares para así realizar el diseño, evaluación, diagnóstico u optimización de sistemas de producción piscícola fundamentados en el uso de afluentes de sistemas de lagunas de estabilización, donde las especies piscícolas posean como única fuente de alimento el plancton presente en los efluentes tratados.

En este libro se abarca una diversidad de temas ingenieriles de alta relevancia para los proyectos antes mencionados, entre los que se incluyen aspectos asociados al diseño y operación de tecnologías para tratamiento de efluentes, niveles de depuración requeridos, opciones de reúso de efluentes para piscicultura, calidad del agua en efluentes tratados y unidades de cultivo, densidades de siembra y de biomasa recomendadas, productividad piscícola esperada, aspectos hidrológicos, dimensionamientos hidráulicos, aspectos

geotécnicos. Cabe mencionar que temáticas muy importantes como las relativas al manejo de los individuos de la especie piscícola a utilizar, los aspectos fisiológicos, productivos y el manejo de la sanidad de los organismos hidrobiológicos, entre otros, no se abordaron en el documento ya que el énfasis del texto es estrictamente ingenieril y no pretende desarrollar asuntos propias de perfiles profesionales especializados como la Ingeniería en Producción Acuícola.

01

Saneamiento y seguridad alimentaria



Porcentaje de aguas residuales de hogares tratadas de manera adecuada en diversos países de América Latina. Datos obtenidos de: UN Habitat y WHO (2021)

En este capítulo se presenta una breve contextualización general sobre el agua y el saneamiento bajo una óptica global, para luego mencionar las condiciones predominantes en América latina y El Caribe, haciendo énfasis en las del territorio colombiano. Se comenta brevemente acerca de la seguridad alimentaria, sus desafíos y sobre el importante papel que asumen la acuicultura y la piscicultura -con mención especial al cultivo de tilapia- como fuentes de proteína de origen animal para subsanar parte de las deficiencias de fuentes de proteína de origen animal que experimenta la humanidad.

1.1 AGUA Y SANEAMIENTO

La disponibilidad cualitativa y cuantitativa del agua es el factor fundamental en la fijación del hombre y en la formación de nuevas comunidades cercanas a las fuentes del líquido (Jordão y Pessoa, 2011). Las proyecciones de crecimiento poblacional global sin precedentes, particularmente en áreas urbanas, han aumentado las preocupaciones relativas a la disponibilidad de agua en condiciones ambientales, económicas y sociales cada vez más complejas (Asano et al., 2007). En el escenario internacional, las Naciones Unidas señalaron que algunas de las áreas de desigualdad en las sociedades están relacionadas principalmente con la distribución de la riqueza, los activos, las oportunidades de trabajo y el empleo remunerado, el acceso al conocimiento, los servicios de salud, la seguridad social y la provisión de un ambiente seguro (United Nations, 2006).

La falta de acceso a los servicios de agua potable y saneamiento, combinada con la falta de higiene personal producen enormes impactos en la salud humana. En la primera década del siglo XXI, Prüs et al. (2002) estimaron que esos tres problemas representaron del orden de 4,0% de las muertes y 5,7% de la carga global de enfermedad. Según la ONU (2015), la falta de agua segura, de saneamiento y de higiene es uno de los principales y más urgentes problemas relacionados con la salud. Prácticamente la décima parte de la carga global de enfermedad podría prevenirse mejorando el abastecimiento de agua, el saneamiento, la higiene y la gestión de los recursos hídricos. Asegurar el acceso a las poblaciones pobres a un agua segura para beber y a un saneamiento adecuado y favorecer la higiene personal, doméstica y comunitaria mejorará la calidad de vida de millones de personas. La OMS a partir de su estudio denominado “Carga de morbilidad atribuible al agua potable insalubre, el saneamiento y la higiene: actualización de 2019” (WHO, 2023) alertó que la mitad de la población mundial aún no tiene acceso adecuado al agua potable, saneamiento y la higiene, y que dicha carencia provocó la muerte de al menos 1,4 millones de personas en 2019. Así mismo, mencionó que las enfermedades

diarreicas representaron la mayor parte de la carga atribuible, con más de un millón de muertes, y afirmó que entre los niños menores de cinco años, el agua, el saneamiento y la higiene inseguros fueron responsables de 395.000 muertes, lo que representa el 7,6% de todos los decesos, lo que incluye 273.000 muertes por diarrea. De acuerdo con proyecciones de Mathers y Loncar (2011), para el año 2030, las enfermedades diarreicas serán responsables por 2,3% de las muertes en los países con bajos niveles de ingresos. Como complemento a ese dramático escenario, los más pobres entre los pobres también son los más afectados por la falta de acceso al agua para fines productivos, resultando en un ciclo vicioso de desnutrición, pobreza y mala salud (Rijsberman, 2006).

En septiembre de 2015, 193 estados miembros de las Naciones Unidas suscribieron y aprobaron la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible. Dicho compromiso establece 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS); según la Resolución adoptada por la Asamblea General de las Naciones Unidas (United Nations, 2015), entre los ODS se incluyen: Poner fin a la pobreza en todas sus formas en todo el mundo (Objetivo 1); Poner fin al hambre, lograr la seguridad alimentaria y la mejora de la nutrición y promover la agricultura sostenible (Objetivo 2) y Garantizar la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y el saneamiento para todos (Objetivo 6). La participación de los gobiernos locales es uno de los factores determinantes para alcanzar los ODS, por ello los municipios deben tener planificación, evaluación, instrumentos e indicadores de control que conduzcan a una adecuada gestión ambiental y al desarrollo sostenible; en ese sentido es fundamental el uso de indicadores de sostenibilidad para mejorar la gestión pública de los servicios de saneamiento básico, que reflejen no solo el estado del medio ambiente sino también a los actores directamente responsables de dicho estado (Criollo-Martínez et al., 2019; Schneider et al., 2010).

El ODS número seis tiene como meta 6.2: Lograr el acceso a servicios de saneamiento e higiene adecuados y equitativos para todos y poner fin a la defecación al aire libre, prestando especial atención a las necesidades de las mujeres y las niñas y las personas

en situaciones de vulnerabilidad. De acuerdo con SIWI y UNICEF (2022), el Programa Conjunto de Monitoreo del Abastecimiento de Agua, Saneamiento e Higiene (Joint Monitoring Programme o JMP por su sigla en inglés) de la Organización Mundial de la Salud (OMS) y UNICEF define el acceso a estos servicios a través de la denominada "Escalera de Saneamiento", que presenta cinco niveles para el servicio desde su mejor condición hasta la más desfavorable, a saber: 1- Gestionado de forma segura: Uso de instalaciones que no se comparten con otros hogares y donde las excretas se eliminan de manera segura in situ o se eliminan y tratan fuera del sitio; 2- Básico: Uso de instalaciones que no se comparten con otros hogares; 3- Limitado: Uso de instalaciones mejoradas compartidas entre dos o más hogares; 4- Sin mejorar: Uso de letrinas de pozo sin losa o plataforma, letrinas colgantes o letrinas de cubo; 5- Defecación al aire libre: Eliminación de heces humanas en campos, bosques, arbustos, cuerpos de agua abiertos, playas y otros espacios abiertos o con desechos sólidos.

En 2015, se estimó que 663 millones de personas aún utilizaron fuentes de agua potable no mejoradas, incluyendo pozos no protegidos, arroyos y fuentes de agua superficial, y que, en el escenario global, 2,4 billones de personas aún utilizaban instalaciones sanitarias no mejoradas; ocho de cada diez personas sin fuentes de agua potable mejoradas, y siete de cada 10 sin acceso a condiciones de saneamiento mejoradas vivieron en áreas rurales (UNICEF y WHO, 2015).

Entre los años 2015 y 2022, la proporción de la población mundial con acceso a los servicios de saneamiento gestionados de manera segura aumentó del 49 % al 57 %. Este progreso significa que 911 millones de personas adicionales obtuvieron acceso a este servicio esencial. La defecación al aire libre disminuyó de 715 millones a 419 millones durante este período. Sin embargo, en el año 2022, 3.500 millones de personas carecían de saneamiento gestionado de manera segura, de los cuales 1.500 millones no disponían de servicios básicos de saneamiento (United Nations, 2023).

Además de las dificultades inherentes a la heterogénea distribución de los recursos hídricos en términos espaciales y temporales, la calidad de las aguas, se encuentra evidentemente comprometida, en escala global, por actividades antrópicas que aún son poco controladas (von Sperling, 2006); sin embargo, los efectos más adversos de tales actividades están concentrados en las poblaciones con menores condiciones de saneamiento, pues según Steiner y Tibaijuka (2010), 90% de las aguas residuales en países en desarrollo son vertidas directamente y sin ningún tipo de tratamiento en los ríos, lagos y océanos.

Para el contexto de América Latina y el Caribe, de acuerdo con JMP, OMS y UNICEF (2016), en general, la cobertura de saneamiento mejorado en zonas rurales experimentó un incremento del 36 % al 64 % entre 1990 y 2015. Los mayores aumentos se registraron en América del Sur y la región de América Central y México. Para el año 2015, en América del Sur, pocas familias compartían las instalaciones de saneamiento; sin embargo, en el Caribe, América Central y México el 10 % de la población compartía una instalación mejorada; en ese mismo año, la cobertura de saneamiento mejorado en las zonas urbanas fue mayor que en las zonas rurales en las tres subregiones, llegando a casi al 90 % en América del Sur (89 %) y en América Central y México (87 %).

Según las estadísticas del Banco Interamericano de Desarrollo -BID- (BID, 2016), para el año 2016, en América Latina y el Caribe 34 millones de personas no tenían acceso al agua potable, 106 millones de acceso no tenían acceso al saneamiento, y 19 millones defecaban al aire libre. Adicionalmente, para el año 2017, de acuerdo con la Organización Panamericana de la Salud (PAHO, 2019), en la región aún 82,7 millones de personas no accedían al saneamiento básico, de los cuales, 15,5 millones continuaban practicando la defecación al aire libre. Finalmente, de acuerdo con la Comisión Económica para América Latina (CEPAL, 2022), para 2022 en América Latina y el Caribe 161 millones de personas (1 de cada 4) no tienen acceso adecuado a agua potable, y 431 millones (7 de cada 10) no tienen acceso a saneamiento gestionado de manera segura.

A continuación, en la Tabla 1.1 se aprecia que en Colombia hay un elevado porcentaje de cobertura de los servicios de saneamiento, principalmente en el nivel básico, tanto en el entorno urbano como en el rural; sin embargo, aún existe un importante porcentaje de poblaciones que merecen mejorar sus condiciones del servicio, con una preocupante fracción de comunidades que defecan al aire libre, sobre todo a nivel rural. Dichos valores fueron obtenidos de estadísticas de la OMS y la UNICEF, a través del Joint Monitoring Programme for Water Supply, Sanitation and Hygiene (JMP), las cuales se encuentran disponibles en la página https://washdata.org/data/downloads#WLD.

Tabla 1.1 Escalera de los servicios de saneamiento para Colombia, año 2022

Niveles del servicio de saneamiento	Nacional	Rural*	Urbano
Gestionado de manera segura	18	-	17
Servicio básico	76	86	80
Servicio limitado	2	3	2
No mejorado	1	2	0
Defecación al aire libre	2	10	1

* No se dispuso de una estimación de saneamiento gestionado de manera segura
Fuente: WHO/UNICEF JMP (2023)

En América Latina y el Caribe la proporción de aguas residuales domésticas tratadas de manera segura pasó del 41% en 2020 para un 46% en 2022, información disponible en https://sdg6data.org/en/indicator/6.3.1. Para comparar las realidades de diversos países de América Latina, en la Figura 1.1 se presenta la proporción de aguas residuales de los hogares recogidas.

En la Figura 1.2 se presenta la proporción de aguas residuales de los hogares tratadas de manera adecuada para diversos países de América Latina.

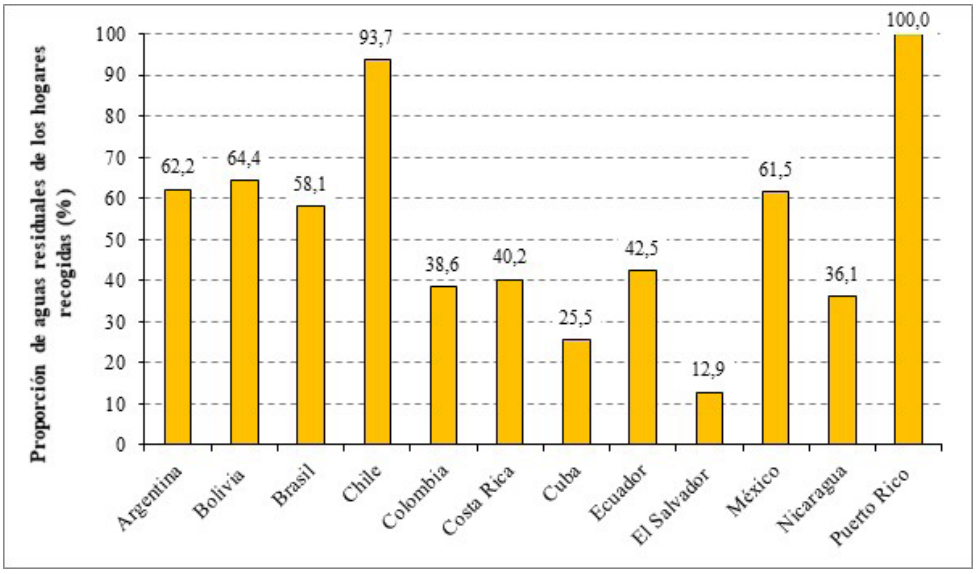


Figura 1.1 Porcentaje de aguas residuales de hogares recogidas en diversos países de América Latina. Datos obtenidos de: UN Habitat y WHO (2021)

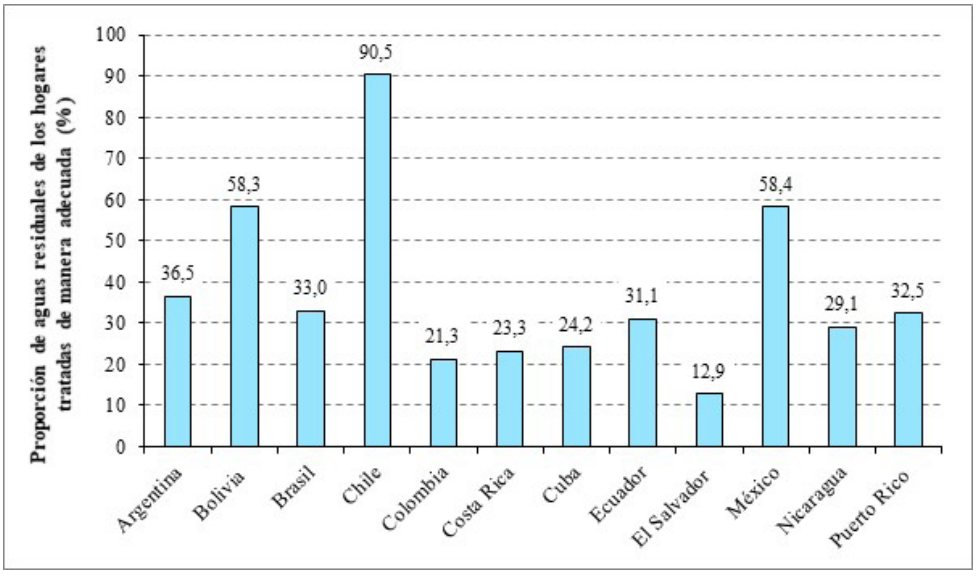


Figura 1.2 Porcentaje de aguas residuales de hogares tratadas de manera adecuada en diversos países de América Latina. Datos obtenidos de: UN Habitat y WHO (2021)

De acuerdo con Torres-Lozada y Foresti (2001), la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) existente en América Latina han sido diseñadas principalmente para la remoción de materia orgánica y sólidos en suspensión; y en mayoría de ellas no hay remoción de nutrientes y patógenos, lo que restringe la posterior utilización de los cuerpos de agua receptores o conduce a la eutrofización de lagos y embalses.

Según la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios y el Departamento Nacional de Planeación de la República de Colombia (Colombia, 2021), para el año 2021 el 7,07% de los municipios presentaron una cobertura de servicio público de alcantarillado superior al 90%, mientras que el 13,96% presentaron coberturas inferiores al 15% y 95 municipios no reportaron información para cálculo de coberturas. Es evidente la diferencia entre coberturas urbanas y rurales: 657 municipios de zonas urbanas con cobertura de 90% al 100% versus 45 de las zonas rurales. Adicionalmente, la zona rural de 728 municipios presenta coberturas de alcantarillado menor al 15%.

En lo que se refiere al tratamiento de efluentes, para 2021 se identificaron 720 sistemas de tratamiento de aguas residuales, incorporados al sistema de alcantarillado municipal, a cargo de los prestadores de este servicio público o de las administraciones municipales. El gobierno nacional cuenta con información de 368 PTAR operativas asociadas a 237 empresas prestadoras del servicio, que suman 64.731 L/s de capacidad de tratamiento. A la luz de los datos reportados se identificaron 110 PTAR con capacidad de tratamiento de hasta 10 L/s, 58 con capacidad entre 10 y 20 L/s, 48 con capacidad entre 20 y 30 L/s, 26 con capacidad entre 30 y 40 L/s, 15 con capacidad entre 40 y 50 L/s, y 112 con capacidad mayor a 50 L/s. En relación al nivel de tratamiento de los efluentes se tiene que el 2% tiene tratamiento preliminar, el 5% tratamiento primario, el 6% tratamiento secundario y el 73% tratamiento de tipo terciario; finalmente del total de los registros el 14% no presentaron su reporte al SUI.

En el contexto de una distribución inequitativa de la riqueza, la falta de oportunidades laborales, el escaso saneamiento asociado a la contaminación de cuerpos receptores

por vertimiento de aguas residuales sin tratamiento o con tratamiento muy incipiente cobra mayor sentido el concepto de la universalización del saneamiento, principalmente enfocado a pequeñas y medianas comunidades rurales. Según el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), para el año 2005 hubo en Colombia 768 municipios con población inferior a los 20.000 habitantes (DANE, 2012), lo que representaba el 68,7% de los habitantes de la nación. A continuación, en la Figura 1.3 se presenta la distribución de la población de Colombia para los años 1993 y 2005.

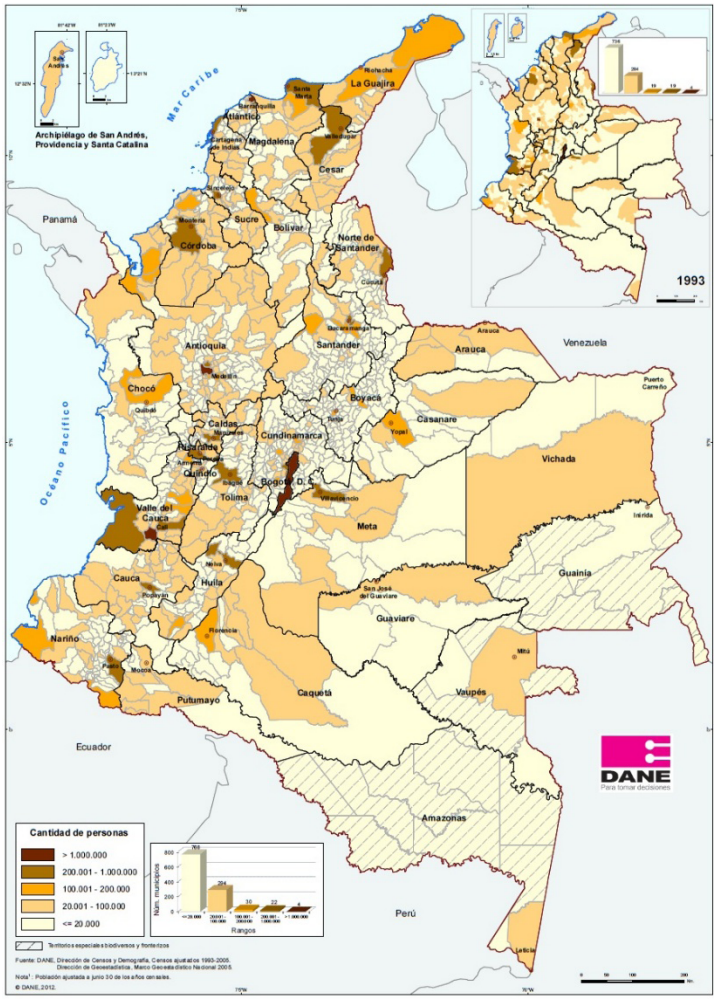


Figura 1.3 Población total para Colombia, según municipio para los años 1993 y 2005. Fuente: DANE (2012)

Según los datos del DANE, además de los 768 municipios con menos de 20.000 habitantes, la distribución de la población en el territorio nacional obedecía a los siguientes valores: 294 municipios con población entre 20.001 y 100.000 habitantes, 30 municipios con población entre 100.001 y 200.000 habitantes, 22 municipios con población entre 200.001 y 1'000.000 habitantes y 4 municipios con población superior al millón de habitantes representados por Bogotá, Medellín, Cali y Barranquilla. Los grandes asentamientos poblacionales de los últimos cuatro municipios han conformado núcleos alrededor de los cuales surge una red de asentamientos humanos que han crecido vertiginosamente. De acuerdo con el DANE (2012), en contraste a los crecimientos de núcleos poblacionales anteriormente citados está el descenso experimentado en los municipios con menos de 20.000 habitantes, especialmente en el centro y sur de Bolívar, así como en el sur del Magdalena, con tasas de descenso promedio de 6,2 %, comportamiento atribuido posiblemente a la precariedad de los medios de subsistencia y las condiciones impuestas allí por el conflicto interno.

Una gran cantidad de municipios con reducido número de habitantes es casi que una constante en América Latina, buen número de ellos con terrenos propicios para desarrollar actividades agrícolas y/o pecuarias, pero con fragilidades en infraestructura básica careciendo de servicios como alcantarillado sanitario y tratamiento de efluentes urbanos. Este panorama establece una oportunidad para que los mandatarios a nivel local y regional, acompañados de políticas de estado le apuesten a la universalización del saneamiento con soluciones simples, con bajos costos de construcción y operación y altas eficiencias. Ello mejoraría las condiciones de saneamiento básico, reduciría la contaminación de cuerpos receptores y se podría disponer de efluentes tratados que, bajo circunstancias favorables de topografía, temperatura y suelos, viabilizan el reúso para actividades como la acuacultura y la irrigación de cultivos agrícolas. Las condiciones de vida de las comunidades mejorarían al producir alimentos de origen animal y vegetal que respalden la nutrición de los habitantes, generen fuentes de ingresos y de empleo protegiendo el medio ambiente y la salud pública.

1.2 SEGURIDAD ALIMENTARIA

De acuerdo con el BID, la seguridad alimentaria es la situación en la que todas las personas, en todo momento, tienen acceso físico y económico a suficientes alimentos inocuos y nutritivos para satisfacer sus necesidades alimenticias para desarrollar una vida saludable (BID, 2019). La mayoría de las personas con hambre vive en las regiones en desarrollo, donde se estima que 780 millones de habitantes sufrió de subnutrición entre 2014 y 2016, con una prevalencia de desnutrición del 12,9% (FAO, IFAD y WFP, 2015).

Con respecto al segundo Objetivo de Desarrollo Sostenible "Hambre cero", definido por la ONU en el marco de la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible cabe mencionar que el número de personas que padecen hambre e inseguridad alimentaria no dejó de aumentar desde 2015 pues la pandemia, los conflictos, el cambio climático y las crecientes desigualdades agravan la situación. En 2022 la población mundial que padecía hambre crónica se situó en el 9,2% frente al 7,9 % de 2019, afectando a aproximadamente 735 millones de personas, lo que supone un aumento de 122 millones desde 2019. Se estima que 2400 millones de personas, lo que equivale al 29,6% de la población mundial, sufrían inseguridad alimentaria de moderada a grave, lo que significa que no tenían acceso regular a alimentos adecuados (United Nations, 2023).

Según FAO et al. (2023), las estadísticas muestran que la prevalencia del hambre en América Latina y el Caribe aumentó desde un 5,8% en 2015 a un 8,6% en 2021, valor que está por debajo del promedio mundial del 9,8%; sin embargo, el aumento de la proporción de personas que padecieron hambre en la región durante la pandemia fue mayor que el incremento a nivel global. Entre 2019 y 2021, la prevalencia del hambre en la región aumentó un 28%, frente a un incremento del 23% a nivel mundial. En 2021, la inseguridad alimentaria afectaba al 40% de la población de América Latina y el Caribe, en comparación con la prevalencia mundial del 29,3%.

Según la FAO (2015), en Colombia han persistido problemas relacionados con la inseguridad alimentaria de algunos grupos poblacionales, especialmente los más pobres y vulnerables, ubicados en las zonas rurales y las periferias urbanas, en los que el consumo y la disponibilidad de alimentos se ven afectados por el comportamiento de la producción de la canasta básica y los factores que determinan su sostenibilidad y suficiencia. De acuerdo dicha organización, para el año 2015 hubo en el país 4,4 millones de personas sub alimentadas, lo que correspondía al 8,8 % de la población.

El Programa Mundial de Alimentos de las Naciones Unidas en Colombia (WFP, 2023) confirma que la inseguridad alimentaria moderada y severa a nivel nacional es del 30 % tras la Evaluación de Seguridad Alimentaria para Población Colombiana, desarrollada por esa organización entre agosto y noviembre de 2022; dicho porcentaje representó 15,5 millones de personas. También afirmó que en departamentos de la región caribe y pacífica la inseguridad alimentaria supera el 40 %; los valores más altos están en Córdoba (70 %), Sucre (63 %), y el departamento de Arauca (62 %). No obstante, en términos absolutos, la inseguridad alimentaria afecta a un mayor número de personas en las zonas urbanas. Las ciudades con más personas en esta situación son Bogotá (1,5 millones), Medellín (642 mil), Cali (491 mil), Cartagena (420 mil) y Barranquilla (328 mil).

1.2.1 Acuicultura y piscicultura como fuentes de seguridad alimentaria

La palabra acuicultura es usada para denotar todas las formas de cultivo de animales acuáticos, incluyendo peces (piscicultura), moluscos, crustáceos, así como de plantas en agua dulce, aguas salinas y ambientes marinos (Pillay, 1995). Por cultivo se entiende la manipulación de la producción por diferentes técnicas de almacenamiento, alimentación, protección de predadores y control de factores ambientales desfavorables al crecimiento de los organismos cultivados (Barroso et al., 2007). La acuicultura puede ser clasificada de acuerdo con diversos criterios; según lo expuesto por Dinara (2010) y Salazar (2001), los más relevantes son: la escala del proyecto, el nivel de manejo del sistema, el medio de realización de la práctica

acuícola y el número de especies cultivas en las unidades productivas. Las subdivisiones de la acuicultura a partir de dichos criterios se presentan en la Figura 1.4.

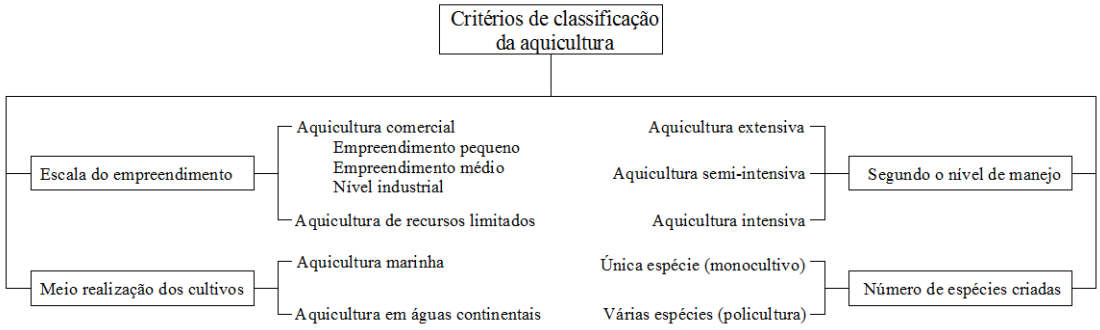


Figura 1.4 Clasificación de la acuicultura. Fuente: Adaptado de Dinara (2010) y Salazar (2001)

Según El Sayed (2006), en áreas rurales la acuicultura puede presentar mayores ventajas que otras actividades agrícolas o pecuarias, ya que puede ser fácilmente integrada con otras actividades de producción agrícola o animal, requiere de insumos y tecnologías de bajo costo disponibles en fuentes locales, necesita de inversiones limitadas con bajos niveles de riesgo, y presenta bajos requisitos de mano de obra. La acuicultura es uno de los sectores productivos con mayor potencial de crecimiento y creación de empleo (Nicheva et al., 2022), el ritmo acelerado del aumento de la actividad ha permitido que la oferta de especies marinas cultivadas supere la de productos fruto de la captura (Engle et al., 2017). La creciente demanda de peces como fuente de alimento es satisfecha cada vez más por parte de la acuicultura y la piscicultura (Reinert, 2015). La acuicultura en América del Sur juega un papel importante en la producción de alimentos y en la economía local, además de una gran presencia internacional con impacto en la economía global (Ramos, Gallani y Pilarski, 2016).

De acuerdo con Bardócz (2009), uno de los criterios para clasificar los tipos de piscicultura se refiere a los métodos de producción, cuya división básica es: producción

en tanques excavados; piscicultura en sistemas con único paso del flujo de agua; sistemas de recirculación y cultivo en jaulas flotantes o jaulones en lagos o en ríos.

En los países en vías de desarrollo la piscicultura es una alternativa de producción de alimento, generación de empleo y fuente de ingresos. De acuerdo con Lopes (2012), en los sistemas de producción extensiva no hay suministro de alimento concentrado a los peces, requieren de poca inversión, pero presentan una baja productividad y lenta tasa de crecimiento. En los sistemas semi-intensivos hay suministro de alimento a los peces, parte del cual está constituido por concentrado comercial y presentan mayor productividad al ser comparados con los sistemas extensivos.

En Colombia la dinámica productiva del sector piscícola ha aumentado por encima del 9% anual, pasando de una producción de 83.569 en 2011 a 103.114 toneladas en 2015, donde las principales especies cultivadas fueron Tilapia (*Oreochromis mossambicus*), Cachama (*Piaractus brachypomus*) y Trucha (*Oncorhynchus mykiss*) (Pérez-Rincón et al., 2017; Osorio, Wills y Muñoz, 2013).

De acuerdo con Parrado (2012), las especies piscícolas exóticas más importantes que han sido introducidas en Colombia son: 1- La trucha arco iris (*Oncorhynchus mykiss*), introducida en 1938 debido a un plan de repoblamiento del lago de Tota en Cundinamarca, siendo la primera especie exótica en el país, actualmente se cultiva en Antioquia, Cundinamarca, Cauca, Nariño, Boyacá, Santander, Risaralda, y Quindío; 2- la tilapia (*Oreochromis spp.),* introducida al Instituto Nacional de Piscicultura Tropical en Buga, Departamento del Valle del Cauca en 1957 procedente de Brasil, en los 60 es introducida desde Estados Unidos para su investigación por la Universidad de Caldas; el auge de la producción de tilapia se generó a partir de los 80 con el ingreso de la tilapia roja; 3- Carpa común (*Cyprinus carpio*), se inició su cultivo en la década de los 60, y se ha incrementado de manera notable especialmente en la piscicultura rural ante la necesidad de aumentar la producción de carne de pescado por unidad de área mediante la práctica de policultivo.

Según Parrado (2012) las especies piscícolas nativas más importantes de Colombia son: 1- Cachama blanca (*Piaractus brachypomus*) y Cachama negra (*Colossoma macropomum*), Colombia cuenta con la tecnología para la producción masiva de sus alevines y adecuados conocimientos para atender proyectos piscícolas de carácter intensivo y semiintensivo. Son peces de la familia *Characidae* que alcanzan un tamaño grande y que se alimentan principalmente de productos vegetales; 2- Bocachico (*Prochilodus magdalenae*), la experiencia nacional es a nivel de monocultivo extensivo, para ello se han utilizado concentrados comerciales de bajo contenido proteico, estiércol de bovino y plantas acuáticas. La densidad utilizada para dicha producción es de 2-5 peces/m^2. En el país se utilizado el bocachico como especie secundaria en policultivos con cachama, tilapia roja, tilapia plateada en las siguientes densidades: Cachama 15%, tilapia 80%, Bocachico 5%; en los policultivos con tilapias su desarrollo es muy bueno, debido a que limpian el fondo de los estanques.

De acuerdo a las estadísticas de la Autoridad Nacional de Acuicultura y Pesca de Colombia (AUNAP, 2013), en el año 2012 la distribución departamental de la producción piscícola en Colombia, tanto total como por especies, mostró grandes diferencias entre los departamentos productores. Por un lado, a pesar de la gran participación del sistema productivo de estanques en la superficie total dicho sistema de cultivo sólo generó el 66,29 % del volumen total de producción, mientras que el sistema de jaulas, con menos del 2 % del espejo de agua, generó el 33,71% de la misma. Las tilapias representaron el 65,21 % de la piscicultura, las cachamas ocuparon el segundo nivel, contribuyendo con 21,44 %, la trucha con 7,58%, las otras especies continentales nativas y exóticas con 5,62 %. La especie nativa con mayor participación fue la cachama, seguida muy de lejos por el bocachico.

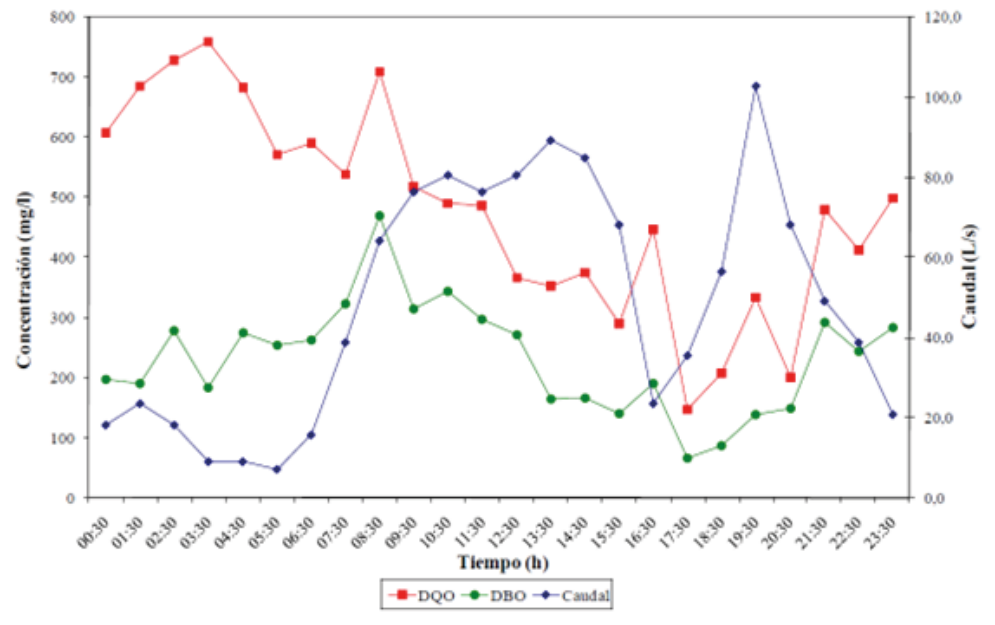
1.2.2 Cultivo de tilapia

El cultivo de tilapia y otras especies de cíclidos es el tipo de acuicultura más ampliamente practicado en el mundo (FAO et al., 2014). Debido a su buena capacidad de adaptación a diferentes ambientes, la producción piscícola se ha especializado en el cultivo y

explotación de la tilapia (Schulter y Filho, 2017). Las tilapias se adaptan a diversos tipos de sistemas de cultivo bajo un amplio rango de condiciones ambientales, incluyendo áreas ricas en materia orgánica (Prabu et al., 2019). La variedad de tilapia conocida como *Genetically improved farmed* tilapia (GIFT), que fue desarrollada por *WorldFish* a través de la selección de matrices de diversos linajes, es una variedad de tilapia del Nilo de rápido crecimiento y alta resistencia (Pant et al., 2019); esta especie, cuyo cultivo posee alto potencial de expansión en diversos países, también es reconocida por su alta prolificidad, que resulta en la producción de un gran número de alevines (Kubitza, 2000).

02

Efluentes domésticos: características cualitativas y cuantitativas y su variabilidad



Variación del caudal, la DBO y la DQO afluentes a la PTAR de Ilha Solteira a lo largo de 24 h. Fuente: (Adaptado de: Matsumoto y Sánchez-Ortiz, 2010, p. 73)

En el capítulo se presenta una breve descripción de las principales características de las aguas residuales domésticas y urbanas, se hace énfasis en los contaminantes más relevantes y las concentraciones típicas que se suelen registrar en efluentes urbanos. Para efectos de ilustrar la variación temporal del caudal y las concentraciones de materia orgánica en las formas de Demanda Bioquímica de Oxígeno y Demanda Química de Oxígeno se presentan algunos ejemplos reportados en la literatura

2.1 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Se refieren al conjunto de elementos que tienen por objetivo la colecta, el transporte hasta la planta de tratamiento y/o la disposición final tanto de las aguas residuales domésticas como de las aguas de lluvia.

De acuerdo con Crespo (1997), los sistemas de alcantarillado pueden ser principalmente de tres tipos: a) Sistemas unitarios. Son aquellos que recogen, en una misma canalización, los vertimientos de aguas residuales domésticas y las contribuciones pluviales; una de sus grandes desventajas es que presentan cargas hidráulicas descontroladas para las plantas de tratamiento de aguas residuales; b) Sistema separador. Se caracterizan por disponer de dos redes de canalización: una exclusivamente para la colecta de las aguas residuales sanitarias, y la otra para recibir y transportar las aguas lluvias. El líquido residual afluente a la PTAR no provocará cargas hidráulicas de impacto (caudales elevados de forma repentina); de esa manera, las características biológicas de las unidades no serán alteradas con el "lavado" de los microorganismos, como resultado de tiempos de retención hidráulica más reducidos. C) Sistema estático. Para cada residencia o grupo de residencias se construye un tanque séptico seguido de un pozo de absorción, de tal manera que el efluente del tanque se infiltra en el terreno. El lodo acumulado en dichas unidades es removido periódicamente en intervalos que varían entre los 6 a los 12 meses.

2.2 AGUAS RESIDUALES URBANAS

Las aguas residuales son una combinación de efluentes domésticos, residuos líquidos industriales, efluentes de establecimientos comerciales e institucionales, aguas de lluvia y drenaje urbano, así como efluentes agrícolas y pecuarios (Corcoran et al., 2010).

Los efluentes domésticos corresponden al tipo de agua residual más ampliamente estudiada y con el mayor número de aplicaciones tecnológicas para su tratamiento.

De acuerdo con Araújo (2003), el agua residual es un líquido cuya composición, cuando no contiene residuos industriales, es de aproximadamente: 99,87% agua; 0,04% sólidos sedimentables; 0,02% sólidos no sedimentables y 0,07% sustancias disueltas

Debido al fuerte predominio del agua en la composición del agua residual, se admite que sus propiedades físicas son las mismas del agua, y por ello, sus reacciones a las fuerzas externas también son las mismas. Es por ello que el escurrimiento de las aguas residuales tanto en sistemas a presión como a flujo libre es tratado como si fuese del agua (Araújo, 2003).

Según Mara (2004), dicho tipo de agua residual puede ser clasificada con base en su concentración de la materia orgánica en términos de la DBO y de la DQO de acuerdo con los valores que se presentan a continuación en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Clasificación de las aguas residuales domésticas en términos de la DBO y la DQO

Concentración	DBO (mg/L)	DQO (mg/L)
Baja	<200	<400
Media	350	700
Alta	500	1000
Muy alta	>750	>1500

Fuente: Adaptado de Mara (2004)

Las aguas residuales domésticas presentan concentraciones típicas del orden de 300 mg/L de DBO_5; 600 mg/L de DQO; 45 mg/L de nitrógeno total, donde típicamente 20 mg/L corresponden a nitrógeno orgánico y 25 mg/L a nitrógeno amoniacal; 7 mg/L de fósforo total y 1100 mg/L de sólidos totales (von Sperling y Chernicharo, 2005).

Aisse (2000) presentó la composición de aguas residuales domésticas para dos países en vías de desarrollo según se ilustra a continuación en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Composición de aguas residuales domésticas en países en vías de desarrollo

Componentes	Unidad	Concentración	
		Lima (Perú)	Curitiba (Brasil)
Sólidos en suspensión	mg/L	128	305
Sólidos sedimentables	mg/L	---	9
DBO_5	mg/L	143	293
DQO	mg/L	281	615
Nitrógeno amoniacal	mg/L	21	14
Coliformes totales	NMP/100mL	$1{,}8 \cdot 10^8$	---
Coliformes fecales	NMP/100mL	$1{,}2 \cdot 10^8$	---

Fuente: Adaptado de Aisse (2000)

Para incorporar otras formas de los macronutrientes presentes en las aguas residuales domésticas, Jordão y Pessôa (2011) presentaron los siguientes datos como referencia para clasificar un agua residual en función de las concentraciones de ciertos contaminantes (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Valores típicos de contaminantes en aguas residuales (en mg/L)

Parámetro	Agua residual fuerte	Agua residual media	Agua residual débil
DQO	800	400	200
DBO_5	400	200	100
Oxígeno disuelto	0	0	0
Nitrógeno total	85	40	20
Nitrógeno orgánico	35	20	10
Amoníaco libre	50	20	10
Nitritos (NO_2)	0,10	0,05	0
Nitratos (NO_3)	0,40	0,20	0,10
Fósforo total	20	10	5
Fósforo orgánico	7	4	2
Fósforo inorgánico	13	6	3

Fuente: Adaptado de Jordão y Pessôa (2011)

En lo que se refiere a la composición de sólidos en las aguas residuales domésticas, Jordão y Pessôa (2011) presentaron los siguientes datos como referencia para clasificar un efluente en función de las concentraciones de las diversas formas de sólidos en el líquido (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 Características típicas de sólidos en aguas residuales crudas (en mg/L)

Materia sólida	Agua residual fuerte	Agua residual media	Agua residual débil
Sólidos totales	1160	730	370
Sólidos en suspensión totales	360	230	120
Sólidos en suspensión volátiles	280	175	90
Sólidos en suspensión fijos	80	55	30
Sólidos disueltos totales	800	500	250
Sólidos disueltos volátiles	300	200	105
Sólidos disueltos fijos	500	300	145
Sólidos sedimentables *	20	10	5

Sólidos sedimentables en mL/L
Fuente: Adaptado de Jordão y Pessôa (2011)

Para tener una noción de la variabilidad de las concentraciones de la DBO en diversos tipos de efluentes, en la Tabla se presentan valores típicos de dicho parámetro para algunas aguas residuales a partir de lo reportado por Sant'Anna Jr. (2010).

Tabla 2.5 Ejemplos de valores típicos de DBO_5 de algunos efluentes

Procedencia del efluente	Rango de valores de DBO_5 (mg/L)
Doméstico	120-500
Refinería de petróleo	300-800
Industria de celulosa y papel	300-800
Industria cervecera	300-800
Producción de etanol (Vinaza)	5000-15000
Pescado en conserva	2000-4000
Industria de productos lácteos	800-2000

Fuente: Adaptado de Sant'Anna Jr. (2010)

La Tabla 2.6 presentan valores de la relación DQO/DBO para algunos tipos de aguas residuales según lo reportado por Sant'Anna Jr. (2010).

Tabla 2.6 Datos de la relación DQO/DBO_5 para diferentes efluentes

Efluente	Relación DQO/DBO_5
Doméstico	1,5-1,9
Industria cervecera	1,5-2,0
Industria de celulosa y papel	3-5
Efluente de refinería de petróleo	2,5-3,5
Lixiviado de relleno sanitario antiguo	20-30

Fuente: Adaptado de Sant'Anna Jr. (2010)

2.3 VARIACIÓN DEL CAUDAL DURANTE EL DÍA

Como resultado de las diferentes actividades humanas, a lo largo del día existe una variación en el consumo de agua potable para sus diversos usos, lo que se refleja en una variación en la cantidad de aguas residuales generadas. La variación en los caudales de aguas servidas se encuentra acompañada también por variaciones en las concentraciones de los contaminantes presentes en los efluentes. Entre los parámetros de calidad del agua que con mayor frecuencia se monitorean en las aguas residuales se encuentran los relacionados con: la materia orgánica, principalmente en la forma de demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y demanda química de oxígeno (DQO); el nitrógeno, principalmente en la forma de nitrógeno total, nitrógeno amoniacal total ($NH_3 + NH_4^+$), nitritos y nitratos; fósforo; sólidos totales, sólidos en suspensión, sólidos disueltos, sólidos fijos y volátiles; organismos indicadores de contaminación fecal, principalmente coliformes totales, coliformes fecales, *E. coli*, virus, protozoarios, helmintos.

A continuación, se presentan los resultados de algunos estudios realizados en cuatro plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) de municipios localizados en la cuenca hidrográfica del rio São José dos Dourados, en el estado de São Paulo – Brasil: Ilha

Solteira, Santa Fé do Sul, São João de Iracema y Neves Paulista. En dichos estudios se hizo una caracterización durante 24 horas consecutivas del caudal y las concentraciones de DBO y DQO afluentes a las PTAR, con aforo del caudal y muestreos cada hora.

En la PTAR de Ilha Solteira el caudal afluente varió entre 7,2 y 102,7 L/s, con un promedio aritmético de 49,26 L/s; la concentración de la DBO presentó variaciones entre 66 y 469 mg/L, con promedio de 235 mg/L; la concentración promedio de la DQO fue de 424 mg/L y varió entre 148 y 758 mg/L.

Los resultados de la caracterización realizada en la PTAR de Ilha Solteira se presentan en la Figura 2.1:

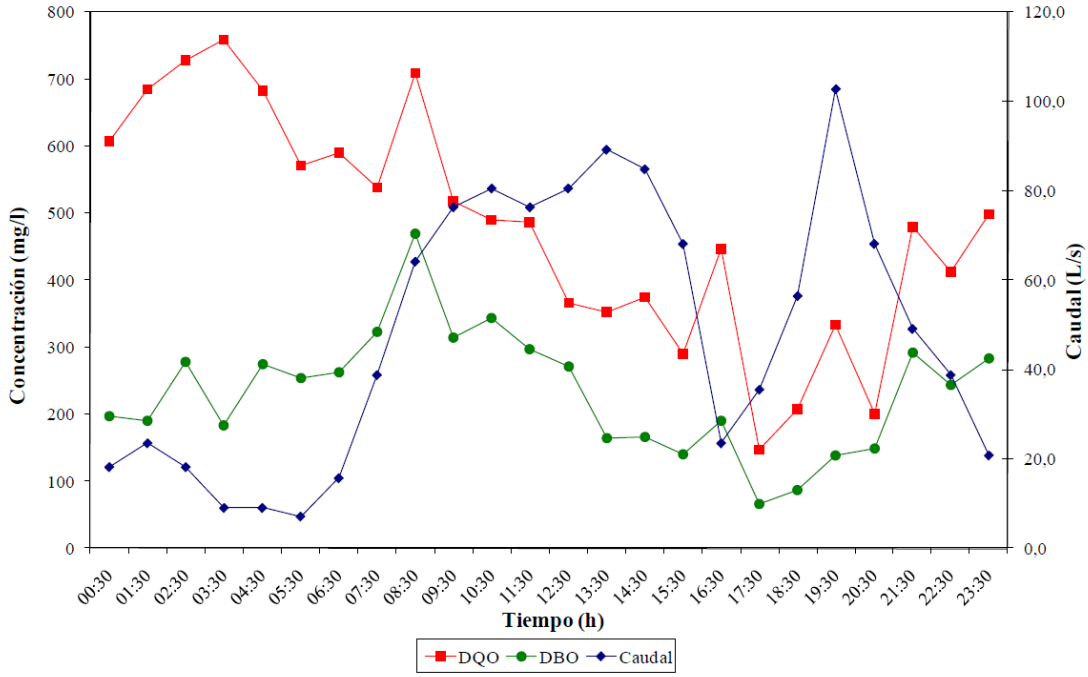


Figura 2.1 Variación del caudal, la DBO y la DQO afluentes a la PTAR de Ilha Solteira a lo largo de 24 h. Fuente: (Adaptado de: Matsumoto y Sánchez-Ortiz, 2010, p. 73)

La Figura 2.2 presenta los resultados obtenidos en la caracterización realizada en la PTAR de Santa Fé do Sul:

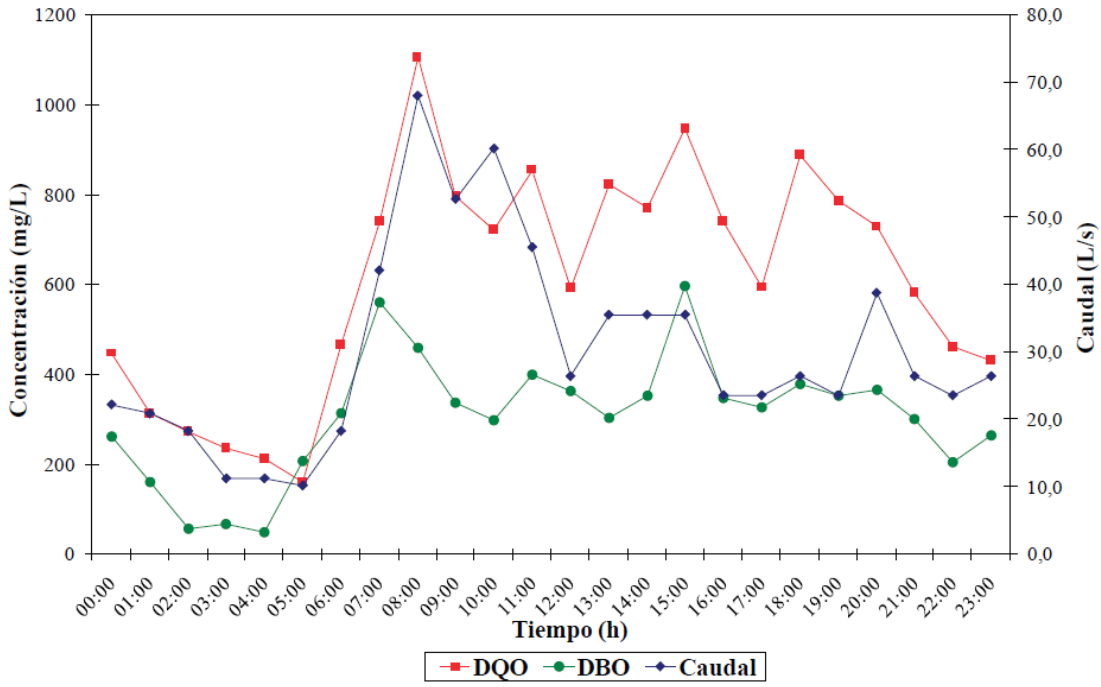


Figura 2.2 Variación del caudal, la DBO y la DQO afluentes a la PTAR de Santa Fé do Sul durante 24 h. Fuente: (Adaptado de: Matsumoto y Sánchez-Ortiz, 2011, p. 54)

El caudal afluente varió entre 10,2 y 68,12 L/s, con un promedio aritmético de 30,36 L/s; la concentración de la DBO presentó variaciones entre 48 y 547 mg/L, con promedio de 306 mg/L; la concentración promedio de la DQO fue de 619 mg/L y varió entre 161 y 1107 mg/L.

Los resultados de la caracterización realizada en la PTAR de São João de Iracema se presentan en la Figura 2.3:

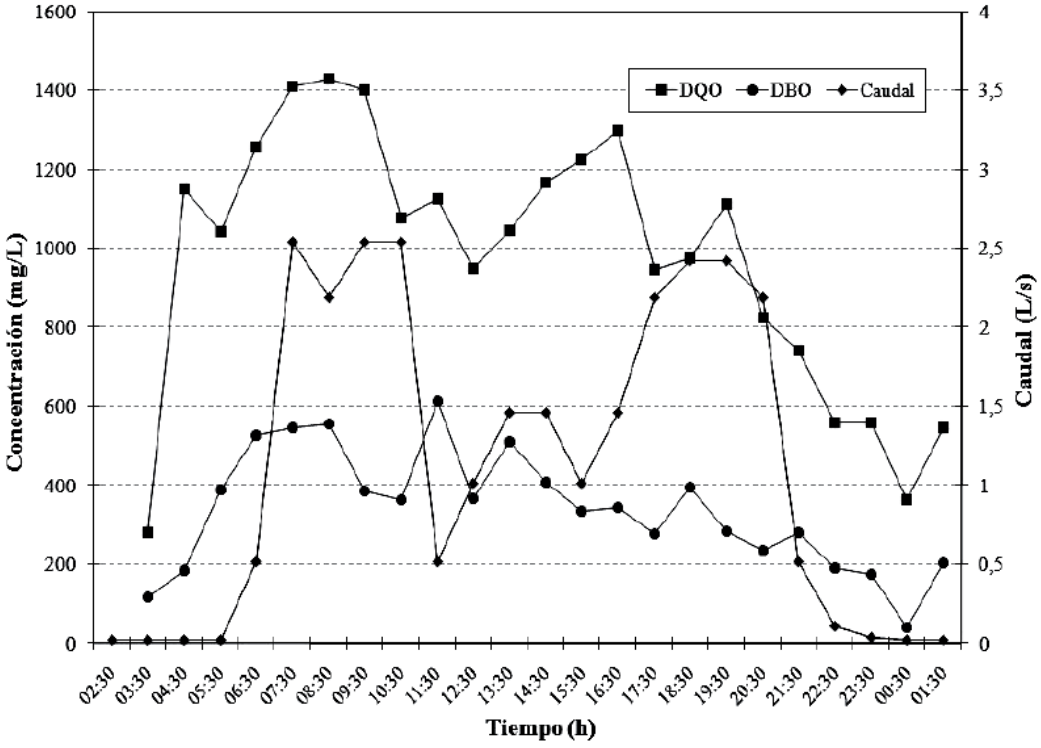


Figura 2.3 Variación del caudal, la DBO y la DQO afluentes a la PTAR de São João de Iracema a lo largo de 24 h. Fuente: (Adaptado de: Sánchez-Ortiz y Matsumoto, 2013, p. 73)

El caudal afluente varió entre 0,02 y 2,54 L/s, con un promedio aritmético de 1,11 L/s; la concentración de la DBO presentó variaciones entre 40 y 612 mg/L, con promedio de 344 mg/L; la concentración promedio de la DQO fue de 997 mg/L y varió entre 280 y 1431 mg/L.

La Figura 2.4 presenta los resultados obtenidos en la caracterización realizada en la PTAR de Neves Paulista:

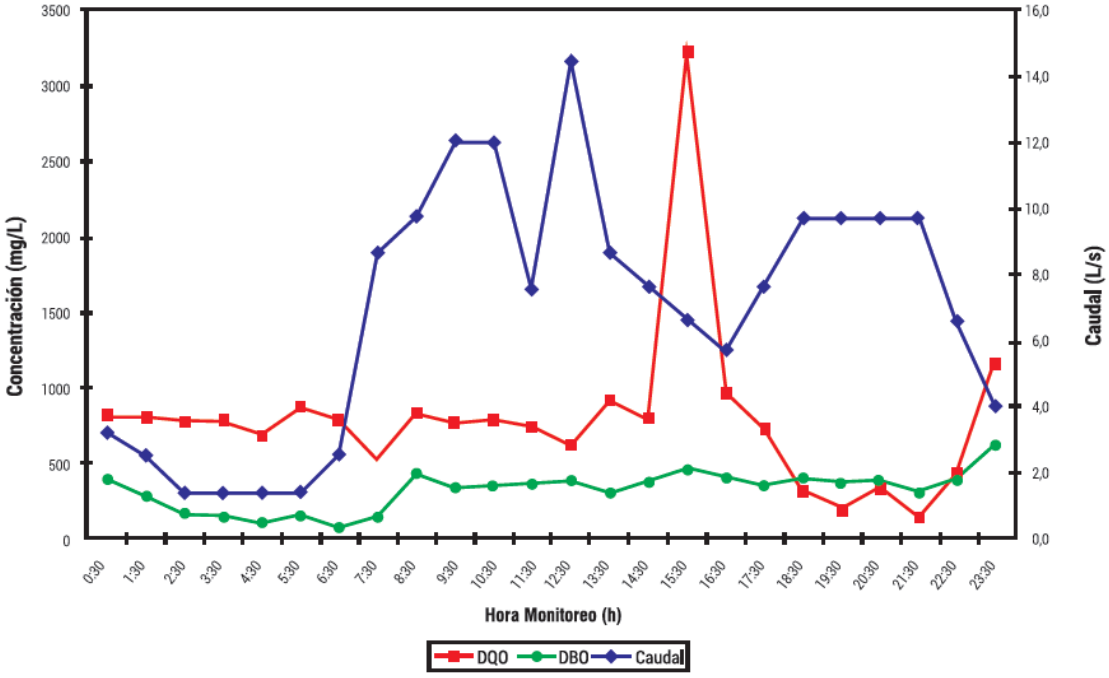


Figura 2.4 Variación del caudal, la DBO y la DQO afluentes a la PTAR de Neves Paulista durante 24 h. Fuente: (Adaptado de: Sánchez-Ortiz y Matsumoto, 2014, p. 105)

El caudal afluente varió entre 1,4 y 14,5 L/s, con un promedio aritmético de 7,0 L/s; la concentración de la DBO presentó variaciones entre 67 y 626 mg/L, con promedio de 319 mg/L; la concentración promedio de la DQO fue de 786 mg/L y varió entre 141 y 3216 mg/L.

En términos generales, el caudal afluente a las PTAR presentó valores pico en horarios de la mañana y en el final de la tarde e inicio de la noche, registrando valores por encima del promedio al medio día, situación que refleja nítidamente el consumo de agua típico, principalmente a nivel doméstico.

03

Tratamiento de elfuentes domésticos y urbanos

Desarenador con dos cámaras en paralelo funcionando de manera intermitente en la PTAR del municipio de Ilha Solteira, São Paulo-Brasil

En el presente capítulo se realiza una introducción de los diferentes niveles de tratamiento de las aguas residuales, con una descripción detallada de sus procesos y aplicaciones tradicionales en el tratamiento de efluentes urbanos junto a las tecnologías convencionales utilizadas en el ámbito global con un énfasis especial en el contexto de América Latina. Se ilustra por medio de fotografías de unidades de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario en escala real que se encuentran en funcionamiento en diversos países atendiendo comunidades de diversos tamaños y con variados niveles de sofisticación tecnológica

3.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo con Spellman (2009), las PTAR están diseñadas para diferentes propósitos como proteger la salud pública y el abastecimiento de agua, así como propiciar un mejor uso del líquido y preservar la vida acuática. Según von Sperling (2012), hay tres importantes aspectos relacionados con la contaminación de las aguas causada por efluentes predominantemente domésticos: la contaminación por materia orgánica (por el consumo del oxígeno disuelto en los cuerpos de agua); la contaminación por microorganismos patógenos (por los riesgos de transmisión de enfermedades de transmisión hídrica); la contaminación de lagos, represas y en general de ecosistemas acuáticos lénticos (por la eutrofización, causada por nitrógeno y fósforo).

Dependiendo del(los) tipo(s) de contaminante(s) que se pretende remover de las aguas residuales es necesario aplicar uno o varios de los niveles de tratamiento disponibles: preliminar, primario, secundario y terciario o avanzado (Crites y Tchobanoglous, 1998). El escaso tratamiento de las aguas residuales es un problema en buena parte del mundo, ya que las tecnologías disponibles para dicho fin son, en muchos de los casos, excesivamente caras (OPS-CEPIS, 2005). De acuerdo con Jennsen et al. (2004), en los países en desarrollo, con frecuencia no hay establecida una infraestructura para el manejo de las aguas residuales. En ese tipo de naciones, tanto el agua, como el dinero y los fertilizantes son recursos escasos, y, por otro lado, la mano de obra es barata y se encuentra muy fácilmente. Dichas condiciones difícilmente encajan con las características de un sistema convencional de tratamiento de aguas residuales que realiza el tratamiento de manera intensiva utilizando infraestructura costosa. Según Torres-Lozada et al. (2016), además de la existencia de plantas de tratamiento de aguas residuales, es necesario asegurar su efectividad y sostenibilidad en el tiempo a través de una adecuada selección de tecnologías, buen diseño y construcción y buenas prácticas de operación y mantenimiento; por tales motivos, en este capítulo y en el siguiente se

hará énfasis en algunos aspectos asociados a las tecnologías más comúnmente adoptadas en el contexto latinoamericano para el tratamiento de efluentes domésticos.

La Tabla 3.1 presenta una breve descripción de los tipos de constituyentes básicos removidos por los diversos niveles de tratamiento de las aguas residuales.

Tabla 3.1 Niveles de tratamiento de las aguas residuales

Nivel de tratamiento	Descripción
Preliminar	Remoción de los sólidos en suspensión de gran tamaño: materiales de mayores dimensiones como telas y materiales flotantes, arena, grasas que pueden causar problemas de operación o mantenimiento en las operaciones y procesos de tratamiento y en los sistemas auxiliares
Primario	Remoción de una fracción de los sólidos y de la materia orgánica en suspensión
Primario avanzado	Remoción mejorada de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica, típicamente realizado con adición de químicos o filtración
Secundario	Remoción de la materia orgánica biodegradable (en solución o en suspensión) y sólidos en suspensión. La desinfección suele ser incorporada en la definición de sistemas de tratamiento secundario convencionales
Terciario	Remoción de sólidos en suspensión remanentes (después del tratamiento secundario), usualmente por filtración en medios granulares, filtración superficial y membranas. La desinfección es normalmente parte del tratamiento terciario. La remoción de nutrientes es frecuentemente incluida en este nivel de tratamiento
Avanzado	Remoción de los sólidos disueltos totales y de elementos en concentraciones traza según sea necesario para aplicaciones específicas de reúso del agua residual tratada

Fuente: Adaptado de Asano et al. (2007).

De acuerdo con Rose (1999), las tecnologías naturales para tratamiento de aguas residuales se definen como aquellas que emplean procesos naturales (biológicos, físicos o solares) para alcanzar el nivel de tratamiento deseado y que presentan una o más de las siguientes características: alcanzan niveles aceptables de tratamiento; necesitan de un bajo capital de inversión; requieren bajos costos de operación y mantenimiento; precisan de operadores menos cualificados que los necesarios por otras tecnologías convencionales;

poseen potencialmente ciclos de vida más largos que las tecnologías electromecánicas convencionales. Los sistemas de tratamiento que se enmarcan en este tipo de tecnologías son las lagunas de estabilización, los humedales construidos (*wetlands*) y el tratamiento por escurrimiento y/o infiltración en el suelo. En el presente capítulo se hará una breve mención a cada una de las tecnologías antes listadas. Mientras que, el capítulo siguiente será dedicado a las lagunas de estabilización debido a su perfecta afinidad para asociar el uso de sus efluentes a la producción piscícola de especies rústicas.

3.2 PRETRATAMIENTO

El afluente crudo que ingresa a la planta de tratamiento puede contener muchos tipos de materiales, incluyendo residuos sólidos domésticos y urbanos y otros desechos, como raíces, rocas, productos de caucho y plástico, trapos, botellas y materiales de construcción (por ejemplo, residuos de paneles de yeso y desechos de madera). El propósito del tratamiento preliminar es proteger los equipos de la planta eliminando estos materiales, que podrían causar obstrucciones, taponamientos o desgaste excesivo en la maquinaria de la PTAR. Además, la eliminación de diversos materiales al inicio del proceso de tratamiento ahorra un valioso espacio dentro de la PTAR (Spellman, 2011).

Según Metcalf y Eddy (2014), entre los procesos unitarios físicos más comúnmente utilizados en el pretratamiento y en el tratamiento primario de las aguas residuales están: (1) el cribado, (2) la reducción de sólidos gruesos (por medio de trituración, maceración, molienda y cribado), (3) mezclado y floculación, (4) separación por gravedad, (5) desarenado, (6) sedimentación primaria, (7) clarificación de alta tasa y (8) flotación.

El pretratamiento de un efluente permite la remoción de ciertos elementos de las aguas residuales, de grueso tamaño y/o de alta densidad, para reducir su carga contaminante, así como para proteger de daños u obstrucciones a los componentes del sistema de tratamiento que se localizan aguas abajo.

3.2.1 Canastas para retención de sólidos

En algunas PTAR suelen implementarse rejillas de barras metálicas en material inoxidable que se encargan de la retención inmediata de sólidos de gran tamaño, las cuales son una excelente alternativa para cumplir dicho propósito; sin embargo, requieren de una limpieza frecuente ya que una vez completan su volumen podrían causar deficiencias en el funcionamiento de las demás unidades de pretratamiento y de tratamiento primario. En la Figura 3.1 se presenta un ejemplo de una canasta cuyo volumen útil se encuentra totalmente ocupado por residuos sólidos.

Figura 3.1 Canastilla metálica para retención de sólidos en la PTAR del barrio Romão dos Reis, en el municipio de Viçosa, estado de Minas Gerais-Brasil.

En otro contexto, la Figura 3.2 ilustra una imagen de una canasta conformada por varillas y ángulos metálicos en material inoxidable, a la que se le hace mantenimiento al menos dos veces por día y en las que se retienen sólidos de tamaño considerable como pequeñas botellas y tapas, bolsas plásticas, pañales y pedazos de tela.

Figura 3.2 Canastilla metálica para retención de sólidos en la PTAR del municipio de Ilha Solteira, estado de São Paulo-Brasil

Cabe mencionar que la Figura 3.1 corresponde a un alcantarillado sanitario funcionando por gravedad, que recibe directamente las aguas residuales junto a los residuos flotantes y de gran tamaño típicos de los sistemas de alcantarillado urbano. La imagen de la Figura 3.2 pertenece a una PTAR cuyo afluente proviene de una estación de bombeo, en la que se hace separación previa de alguna fracción de residuos flotantes.

3.2.2 Rejillas metálicas

Según Spellman (2014), una rejilla atrapa los desechos a medida que pasan las aguas residuales. Normalmente, una rejilla de barrotes consiste en una serie de barras paralelas y espaciadas uniformemente o una reja perforada colocada en un canal. El agua residual pasa a través de los barrotes y los sólidos grandes quedan atrapados entre las barras; por ello, los residuos deben removerse con suficiente frecuencia para evitar su acumulación y el eventual bloqueo de la malla que provocaría un aumento en el nivel del agua frente a la unidad de pretratamiento.

De acuerdo con von Sperling (2012), el mecanismo de remoción por el tamizado, que es el aplicable a las canastillas y rejillas metálicas, consiste en la retención de sólidos

con dimensiones superiores al espacio entre las barras o alambres del tamiz; la rejilla de barrotes puede ser gruesa (aberturas de 2 a 4 pulgadas) o fina (aberturas de 0,75 a 2 pulgadas). La rejilla de barras se puede limpiar de manera manual, usualmente las barras se colocan en un ángulo mayor a 30° para facilitar la eliminación de sólidos, como se observa en la Figura 3.3 A, con espesores de barra y espaciamiento decrecientes.

A

B

Figura 3.3 Rejillas de limpieza manual. A) Rejillas en serie en la PTAR de Marinópolis, São Paulo-Brasil. B) Rejilla con alta inclinación en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Algunas PTAR también disponen de rejillas de limpieza manual con inclinaciones mayores (Figura 3.3 B) que eventualmente pueden dificultar la extracción del material retenido y su disposición en una zona aledaña, para su almacenamiento y posterior traslado hacia un relleno sanitario.

Algunos sólidos retenidos son de origen orgánico, como residuos de comida y preparación de alimentos; otros son de tipo inorgánico, como bolsas y tapas plásticas, colillas de cigarrillos, paños húmedos, toallas higiénicas, pañales y preservativos. En las rejillas de la PTAR de Marinópolis (Figura 3.3 A) el agua residual ingresa por gravedad y cada rejilla tiene un sistema de disposición de residuos sólidos en la parte superior para su

almacenamiento y deshidratación temporal. La rejilla de la PTAR de Ginebra (Figura 3.3 B) recibe el líquido transportado por gravedad mediante alcantarillado combinado, la unidad está instalada en un canal de mediana profundidad y fácil limpieza, los residuos removidos se disponen directamente en el área lateral aledaña; la remoción de los sólidos protege a un sistema de bombeo que eleva el líquido hacia las unidades de tratamiento primario y secundario.

En áreas con alcantarillados combinados, donde se juntan los efluentes urbanos con el agua de lluvia y cuando el área de contribución de la cuenca con escorrentía superficial es muy grande, los caudales que llegan a la PTAR pueden ser muy elevados, y junto con ellos llegan sólidos de gran tamaño que afectan negativamente a las unidades de tratamiento posteriores. Un ejemplo de dicha situación es la PTAR del municipio de Jaén, departamento de Cajamarca-Perú, cuyo sistema de rejillas se presenta a continuación en la Figura 3.4.

Figura 3.4 Fotografía del sistema de rejillas frontal y lateral en la PTAR del municipio de Jaén, departamento de Cajamarca-Perú

En la anterior fotografía se puede apreciar que además de la rejilla inclinada localizada en el canal de entrada a la PTAR existe una cámara lateral protegida por una rejilla

vertical. Dicha configuración prevé la eventual obstrucción de la rejilla frontal como resultado de la acumulación de residuos de gran tamaño, como las rocas y cantos rodados que se aprecian en la parte derecha de la fotografía.

En PTAR pequeñas, generalmente asociadas a sistemas descentralizados como los implementados para entornos rurales, condominios urbanos o soluciones de vivienda en áreas de nuevo desarrollo, se suele utilizar unidades de pretratamiento prefabricadas como la que se presenta a continuación en la Figura 3.5, la cual se encuentra instalada al interior de un tanque plástico con sección circular y con tapa de acceso y protección.

Figura 3.5 Fotografía de rejilla dispuesta en un sistema prefabricado de la PTAR del barrio Coelhas en el municipio de Viçosa, estado de Minas Gerais-Brasil

Las rejillas requieren de monitoreo y mantenimiento regulares para evitar la acumulación excesiva de sólidos y la afectación del funcionamiento hidráulico del sistema de tratamiento, en la foto de la Figura 3.5 se aprecia una importante retención de sólidos en la parte inferior de la rejilla, los cuales deberán ser removidos periódicamente por el personal a cargo de la PTAR.

En PTAR de mayor tamaño, localizadas en comunidades con buenas condiciones de infraestructura, de logística, de tecnología y presupuesto, se puede optar por implementar

unidades de pretratamiento con funcionamiento mecanizado. Un ejemplo de ello son las rejillas de limpieza mecanizada, donde los barrotes se colocan con una inclinación respecto a la horizontal de 60°, o mayor, para así mejorar la operación del limpiador mecánico, como puede apreciarse a continuación en la Figura 3.6 A.

A

B

Figura 3.6 A) Rejilla de limpieza mecanizada. B) Bandas transportadoras para remoción de sólidos colectados en rejillas de limpieza mecanizada, PTAR de Presidente Prudente, São Paulo-Brasil

En la PTAR de Presidente Prudente, al final del sistema de raspado de la rejilla, en su parte superior los sólidos colectados caen a una banda transportadora horizontal (Figura 3.6 B), la cual entrega los residuos hacia otra banda transportadora inclinada que al final de su recorrido deposita los sólidos en contenedores cuyo contenido será llevado para disposición final segura en relleno sanitario.

Dada la importancia de las unidades de pretratamiento es recomendable su adecuado dimensionamiento, así como la adecuada instalación, operación y mantenimiento pues protegen a las unidades de tratamiento biológico de la acumulación de material inorgánico que puede ocupar volúmenes importantes que afectan el buen desempeño de los dispositivos encargados de estabilizar la materia orgánica, remover macronutrientes e inactivar organismos patógenos.

3.2.3 Desarenadores

El objetivo de los desarenadores es eliminar sólidos inorgánicos pesados presentes en el agua residual que podrán ocupar espacio importante en las unidades de tratamiento posteriores, obstruir tuberías, canales o, para el caso de sistemas de tratamiento mecanizados, causar desgaste excesivo en los equipos. De acuerdo con Spellman (2011), varios procesos o dispositivos suelen utilizarse para eliminar la arena, todos se basan en el hecho de que la arena es más pesada que los sólidos orgánicos, los cuales se mantienen en suspensión para los procesos de tratamiento posteriores.

En los desarenadores de flujo horizontal el agua residual experimenta una disminución en su velocidad suficiente para propiciar la sedimentación de sólidos densos como arenas y limos gruesos. Es muy recomendable instalar dos unidades de desarenadores dispuestos en paralelo para así facilitar su operación y mantenimiento de manera alternada; de hecho, según la normatividad colombiana (Colombia, 2017), se exige construir un mínimo de dos unidades de desarenado; donde cada una debe tener la capacidad para operar con los caudales de diseño cuando la otra esté en limpieza. La Figura 3.7 presenta una fotografía de un desarenador de dos cámaras paralelas operadas de manera simultánea.

Los desarenadores generalmente se diseñan para un pequeño tiempo de retención hidráulica (TRH), término que según Spellman (2011) se refiere al tiempo promedio -tiempo teórico- que permanece una gota de agua, el agua residual, o las partículas en suspensión en el desarenador. El TRH se calcula dividiendo el volumen del reactor, del tanque, o para el presente caso, del desarenador entre el caudal que circula a través del mismo.

Como se puede observar en la Figura 3.7, las dos unidades de desarenado se encuentran funcionando de manera simultánea; sin embargo, lo más recomendable es que las dos cámaras sean operadas de manera intermitente, como se ilustra a continuación en la Figura 3.8.

Figura 3.7 Desarenador con dos cámaras en paralelo funcionando de manera simultánea en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Figura 3.8 Desarenador con dos cámaras en paralelo funcionando de manera intermitente en la PTAR del municipio de Ilha Solteira, São Paulo-Brasil

En la Figura 3.8 se aprecia la adecuada forma de operar los desarenadores, al utilizar las unidades de forma alternada se propicia la remoción de los sólidos acumulados en una cámara mientras la otra se opera con el caudal total de la PTAR. La duración de los ciclos de operación de las cámaras dependerá de la época del año y del tipo de alcantarillado disponible ya que en la estación lluviosa y en zonas con alcantarillados combinados hay mayor arrastre de material en suspensión, situación que puede llegar a niveles críticos como se ilustró en la Figura 3.4. El alcantarillado combinado en regiones con alta pluviosidad, un área tributaria grande, y suelos erosionables genera efectos negativos sobre el sistema de pretratamiento debido a la llegada de material de gran tamaño y cantidades significativas de arenas y cantos rodados, que en épocas de caudales pico no son retenidas por el desarenador y pasan hacia las unidades de tratamiento primario y/o secundario reduciendo progresivamente su volumen útil; adicionalmente, el ingreso de grandes caudales de afluente muy diluido afecta la estabilidad de las comunidades biológicas encargadas del tratamiento de las aguas residuales.

3.3 TRATAMIENTO PRIMARIO

Según Spellman (2011), el propósito del tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos sedimentables y flotantes. En las unidades de clarificación primaria se espera lograr la remoción del 90 al 95% de los sólidos sedimentables, 40 al 60% de los sólidos suspendidos totales, y del 25 al 35% de la DBO. Las aguas residuales, después de pasar por las unidades de tratamiento preliminar, aún contienen los sólidos en suspensión menos gruesos, los cuales pueden ser parcialmente removidos en unidades de sedimentación. Una parte significativa de tales sólidos está constituida por materia orgánica en suspensión; de esta manera, su remoción por medio de procesos simples, como la sedimentación, conlleva a la reducción de la carga de DBO dirigida al tratamiento secundario; en los reactores anaerobios se produce además de la sedimentación de sólidos la estabilización parcial de la materia orgánica por vía anaerobia.

3.3.1 Reactores anaerobios

De acuerdo con Chernicharo (2022), la digestión anaerobia puede ser considerada como un ecosistema donde diferentes grupos de microorganismos trabajan de manera interactiva en la conversión de la materia orgánica compleja en metano, gas carbónico, agua, gas sulfhídrico y amoníaco, además de nuevas células bacterianas. El proceso de digestión anaerobia se realiza básicamente en cuatro fases a saber:

1. Hidrólisis, donde las bacterias fermentativas hidrolíticas convierten materiales particulados complejos (polímeros como carbohidratos, proteínas y lípidos), en materiales disueltos más simples (moléculas menores como azúcares, aminoácidos y péptidos).

2. Acidogénesis, donde los productos solubles, provenientes de la fase de hidrólisis, son metabolizados en el interior de las células, a través del metabolismo fermentativo realizado por las bacterias fermentativas acidogénicas. Los microorganismos acidogénicos fermentan azúcares, aminoácidos y ácidos grasos, resultantes de la hidrólisis de la materia orgánica compleja y producen compuestos más simples, como por ejemplo los ácidos orgánicos (principalmente acético, propiónico y butírico), alcoholes (etanol), cetonas (acetona), dióxido de carbono e hidrógeno, además de nuevas células bacterianas.

3. Acetogénesis, donde las bacterias sintróficas acetogénicas son responsables por la oxidación de compuestos orgánicos intermedios, como propionato y butirato, en sustrato apropiado para los microorganismos metanogénicos (acetato, hidrógeno y dióxido de carbono).

4. Metanogénesis, donde la etapa final del proceso global de conversión anaerobia de compuestos orgánicos en metano y dióxido de carbono es efectuada por los microorganismos metanogénicos, actualmente clasificados dentro del dominio *Archaea*. La remoción de DQO de la fase líquida depende de la conversión de

acetato en metano, lo que es realizado por los microorganismos metanogénicos acetoclásticos. La formación de metano también puede ocurrir por la acción de los microorganismos metanogénicos hidrogenotróficos, a partir de la reducción de dióxido de carbono o formiato.

Según Torres-Lozada y Foresti (2001), la temperatura ambiente en las regiones tropicales y subtropicales son lo suficientemente altas como para permitir el funcionamiento estable de reactores anaerobios para tratamiento de aguas residuales de baja concentración sin calentamiento. Dicha concepción reduce los costos de inversión y operación, no sólo al evitar el uso de equipos de aireación sino también al producir menor una cantidad y más estable lodo de exceso para su disposición final.

Los reactores anaerobios se pueden dividir en dos grandes grupos según se presenta a continuación en la Figura 3.9.

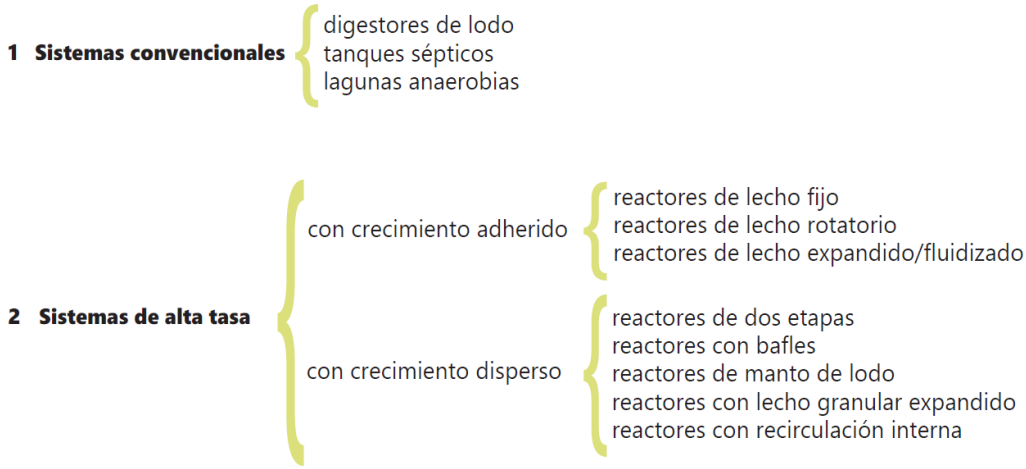


Figura 3.9 Clasificación de los principales tipos de sistemas anaerobios. Fuente: (Chernicharo, 2022, p. 145)

La denominación de sistemas convencionales se refiere a los reactores que son operados con bajas cargas orgánicas volumétricas, toda vez que los mismos no disponen de mecanismos de retención de grandes cantidades de biomasa de elevada actividad. En

el presente capítulo se mencionará tres tipos de configuraciones de reactores anaerobios que son ampliamente utilizadas para el tratamiento de aguas residuales domésticas en el contexto latinoamericano a saber: los tanques sépticos; el reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodo, conocido como reactor UASB por las iniciales de su nombre en inglés (Upflow Anaerobic Sludge Blanket); el filtro anaerobio, que con frecuencia se utiliza para el tratamiento de efluentes de tanques sépticos. Cabe mencionar que, si bien es cierto los reactores anaerobios suelen asumir el rol de un tratamiento primario, según la(s) tecnología(s) anaerobia(s) seleccionada(s) se pueden alcanzar niveles de tratamiento compatibles con un nivel secundario debido a la alta eficiencia en la remoción de materia orgánica; además de ello, los reactores anaerobios logran realizar una digestión de los lodos generados, motivo por el cual son mucho más eficientes que un tratamiento primario convencional.

3.3.1.1 Tanques sépticos

El tanque séptico es una unidad, prefabricada o construida *in loco*, que desempeña las funciones múltiples de sedimentación y de remoción de materiales flotantes, además de comportarse como digestor de baja carga, sin mezcla y sin calentamiento. Los tanques sépticos fueron concebidos alrededor del año de 1860, a partir de los trabajos pioneros de Mouras, en Francia. Aun son ampliamente utilizados en todo el mundo, constituyéndose en una de las principales alternativas para el tratamiento primario de aguas servidas de residencias y pequeñas áreas no atendidas por redes de alcantarillado (Chernicharo, 2022).

Para los tanques sépticos prefabricados es muy común el uso de materiales como fibra de vidrio, plástico y PVC. La Figura 3.10 A presenta una foto de la PTAR del barrio Coelhas, municipio de Viçosa, Minas Gerais-Brasil y que corresponde a un sistema descentralizado conformado por: (de la parte inferior a la parte superior de la fotografía) dos rejillas en paralelo, seguidas de un desarenador, un tanque séptico, y como unidad de pulimento un filtro anaerobio, todos ellos instalados en tanques prefabricados de

plástico. Para los tanques sépticos construidos *in loco* se suele recurrir al uso del concreto y de ladrillos o bloques prefabricados; la Figura 3.10 B presenta la imagen de una PTAR de un sistema descentralizado conformado por: canasta y rejillas en barras metálicas inoxidables, desarenador con dos cámaras en paralelo, un tanque séptico, y como unidad de pulimento un filtro anaerobio de medio flotante, todos ellos construidos en el sitio con materiales convencionales.

A

B

Figura 3.10 A) Unidades de tratamiento prefabricadas en tanques plásticos de la PTAR del barrio Coelhas. B) Unidades de tratamiento fabricadas *in loco* de la PTAR del barrio Romão dos Reis, municipio de Viçosa, Minas Gerais-Brasil

Según Chernicharo (2022), el funcionamiento de los tanques sépticos puede describirse así:

- los sólidos sedimentables presentes en el agua residual afluente van al fondo del tanque, pasando a constituir una capa de lodo;
- los aceites, grasas y otros materiales más ligeros presentes en el agua residual afluente flotan hasta la superficie del tanque, pasando a formar una capa de espuma;
- el agua residual, libre de los materiales sedimentables y flotantes, fluye entre las capas de lodo y de espuma, abandonando el tanque séptico en su extremo opuesto, de donde es conducida hacia una unidad de postratamiento o de disposición final;

- el material orgánico retenido en el fondo del tanque sufre una descomposición facultativa y anaerobia y se convierte en compuestos más estables como CO_2, CH_4 y H_2S. Pese a que se produce H_2S en los tanques sépticos, usualmente no se observan problemas de olor, toda vez que este se combina con metales acumulados en el lodo y forma sulfuros metálicos insolubles;
- la descomposición anaerobia proporciona una reducción continua del volumen de lodo depositado en el fondo del tanque, aunque siempre hay acumulación a lo largo de los meses de operación del tanque séptico. Como consecuencia, la acumulación de lodo y de espuma lleva a una reducción del volumen útil del tanque, requiriendo de una remoción periódica de dichos materiales.

3.3.1.2 Reactores anaerobios de flujo ascendente y manto de lodo.

De acuerdo con von Sperling (2012), en los reactores UASB, la biomasa crece dispersa en el medio, y no adherida a un medio soporte. La propia biomasa, al crecer, puede formar pequeños gránulos, correspondientes a la aglutinación de diferentes especies microbianas. Esos pequeños gránulos, a su vez, tienden a servir de medio soporte para otras bacterias. La granulación ayuda al aumento de la eficiencia del sistema, aunque no es fundamental para el funcionamiento del reactor.

La concentración de biomasa en el reactor es bastante alta, justificando por ello la denominación de manto de lodo. Debido a ésta elevada concentración, el volumen requerido para los reactores UASB es bastante pequeño, en comparación con otros sistemas de tratamiento. Debido a sus diversas ventajas, los reactores UASB representan el tipo de reactor anaerobio más ampliamente implementado para el tratamiento de aguas residuales domésticas en el mundo (Torres-Lozada et al., 2016).

En los reactores UASB el líquido entra por el fondo y se encuentra con el lecho de lodo, lo que causa la absorción de gran parte de la materia orgánica por la biomasa. El flujo del líquido es ascendente. Como resultado de la actividad anaerobia, se forman

gases (principalmente metano y gas carbónico), cuyas burbujas presentan también una tendencia ascendente. Con el propósito de retener la biomasa en el sistema, impidiendo que salga con el efluente, la parte superior de los reactores UASB presenta una estructura que posibilita las funciones de separación y acumulación de gas y de separación y retorno de los sólidos (biomasa). Ésta estructura se denomina separador trifásico, por separar el líquido, los sólidos y los gases; su forma es comúnmente de un tronco de pirámide o de un cono invertido. La colecta del gas se realiza en la parte superior, en el compartimiento de gases, de donde puede ser removido para reaprovechamiento (energía del metano) o para ser quemado.

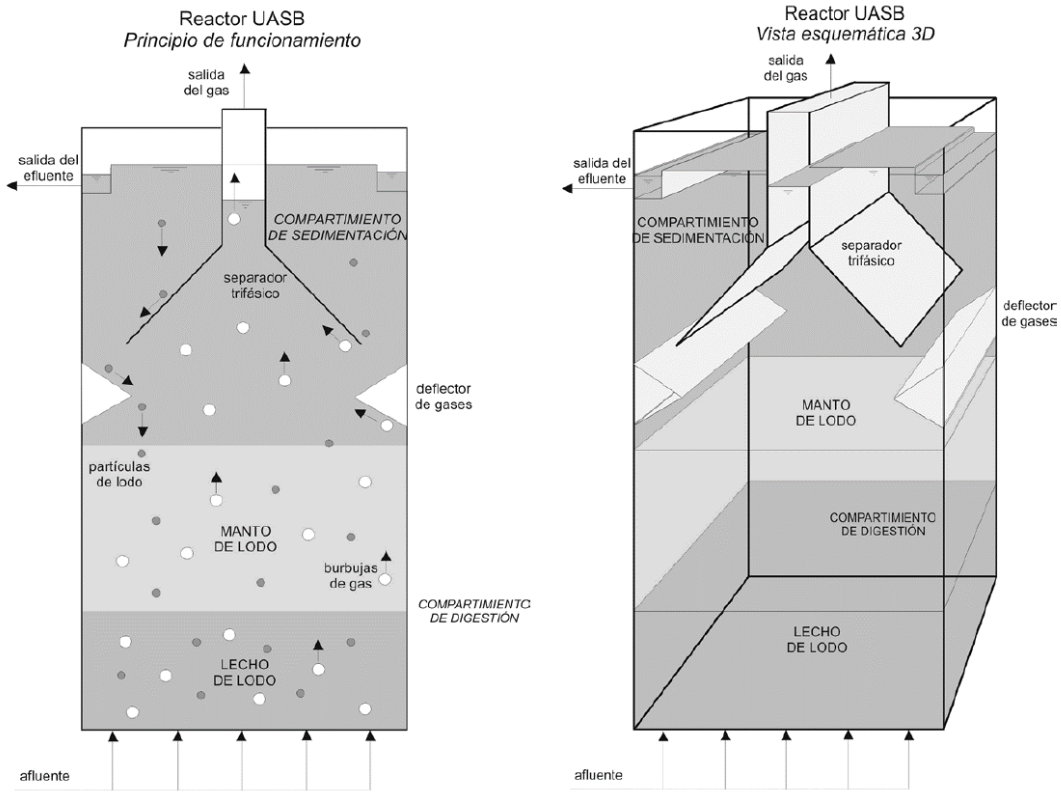


Figura 3.11 Representación esquemática del funcionamiento de un reactor UASB. Fuente: (von Sperling, 2012, p. 308)

Los reactores UASB se pueden implementar para tratar efluentes domésticos y urbanos en una importante diversidad de escalas; a continuación, la Figura 3.12 presenta una imagen de un reactor UASB utilizado en el sistema descentralizado para el tratamiento de las aguas residuales domésticas del barrio la Violeira, en el municipio de Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil.

Figura 3.12 Reactor UASB para tratamiento de aguas residuales domésticas del barrio la Violeira, municipio de Viçosa – Minas Gerais, Brasil

la Figura 3.13 presenta la fotografía de un reactor UASB que forma parte del tren de tratamiento de las aguas residuales urbanas para el municipio de Ginebra, Valle del Cauca, Colombia.

Figura 3.13 Reactor UASB para tratamiento de las aguas residuales urbanas del municipio de Ginebra – Valle del Cauca, Colombia

3.3.1.3 Filtros anaerobios.

Usualmente los filtros anaerobios se encuentran asociados al tratamiento de los efluentes de un tanque séptico; según von Sperling (2012), dicha configuración ha sido ampliamente utilizada en el medio rural y en comunidades pequeñas. El tanque séptico remueve la mayor parte de los sólidos en suspensión, los cuales sedimentan y sufren un proceso de digestión anaerobia en el fondo del tanque. El filtro anaerobio efectúa una remoción complementaria de la DBO. continuación, la Figura 3.14 presenta una fotografía de la PTAR del barrio Coelhas, en la ciudad de Viçosa, estado de Minas Gerais-Brasil, donde se aprecia parte de la secuencia del tren de tratamiento de las aguas residuales domésticas por medio de unidades anaerobias en tanques prefabricados.

En la anterior imagen se aprecian tres unidades prefabricadas que conforman parte del tren de tratamiento de las aguas residuales domésticas, en el lado izquierdo se observa el desarenador, en la parte central se encuentra el tanque séptico y en el lado derecho se ubica el filtro anaerobio, que se encarga de tratar el efluente del tanque séptico.

Figura 3.14 Tren de tratamiento por medio de sistemas anaerobios de la PTAR del barrio Coelhas, municipio de Viçosa – estado de Minas Gerais, Brasil

Debido a que los tanques sépticos son tanques de sedimentación (sin reacciones bioquímicas en la fase líquida), la remoción de DBO es limitada. El efluente, aún con elevadas concentraciones de materia orgánica, se dirige al filtro anaerobio, donde ocurre su remoción complementaria, también bajo condiciones anaerobias. El filtro anaerobio es un reactor con biopelícula que presenta alguna similitud conceptual con los filtros biológicos percoladores aerobios. Cabe mencionar que, en ambos casos, la biomasa crece adherida a un medio soporte, usualmente piedras. Sin embargo, el filtro anaerobio presenta algunas importantes características y diferencias a saber: el flujo del líquido es ascendente, o sea, la entrada se da en la parte inferior del filtro, y la salida en la parte superior. El filtro trabaja ahogado, o sea, los espacios vacíos son ocupados por el líquido. La carga de DBO aplicada por unidad de volumen es bastante alta, lo que garantiza las condiciones anaerobias y repercute en la reducción de volumen del reactor. Además, la unidad es cerrada (von Sperling, 2012).

Retomando la Figura 3.10 B, que corresponde a una fotografía de la PTAR del barrio Romão dos Reis de la ciudad de Viçosa, estado de Minas Gerais-Brasil, en ella se aprecian

tres unidades construidas *in loco* que conforman el tren de tratamiento de las aguas residuales domésticas. En la parte inferior se observa el desarenador, en la parte central se encuentra el tanque séptico de geometría rectangular, y en la parte superior se ubica el filtro anaerobio de forma cilíndrica, que se encarga de tratar el efluente del tanque séptico.

De acuerdo con Chernicharo (2022), el filtro anaerobio ascendente es básicamente una unidad de contacto, en la que las aguas residuales pasan a través de una masa de sólidos biológicos que se encuentra contenida dentro del reactor. La biomasa retenida en el reactor puede presentarse de tres maneras distintas:

- En la forma de una fina capa de biopelícula adherida a las superficies del material soporte;
- En la forma de biomasa dispersa retenida en los intersticios del material soporte;
- En la forma de flóculos o gránulos retenidos en el falso fondo, por debajo del material soporte.

Los compuestos orgánicos solubles que se encuentran en el agua residual afluente entran en contacto con la biomasa, difundiéndose a través de las superficies de la biopelícula o del lodo granular, pasando a ser convertidos en productos intermedios y finales, específicamente metano y gas carbónico.

En Brasil se ha desarrollado una serie de investigaciones en torno a la aplicación de los reactores anaerobios para el tratamiento de aguas residuales domésticas, así como investigaciones dedicadas al estudio de diversas opciones para el postratamiento de sus efluentes, muchas de ellas financiadas por el gobierno Brasilero por medio del programa PROSAB (Programa de Pesquisas em Saneamento Básico). En particular, los resultados de investigaciones de tratamientos de aguas residuales sanitarias por medio de reactores anaerobios y su disposición en el suelo se pueden encontrar en la referencia PROSAB (1999); por su parte, los resultados obtenidos para diversas opciones para postratamiento de efluentes de reactores anaerobios se encuentran en la referencia PROSAB (2001).

3.4 TRATAMIENTO SECUNDARIO

De acuerdo con von Sperling (2012), el principal objetivo del tratamiento secundario es la remoción de la materia orgánica. Ésta se presenta en las siguientes formas:

- materia orgánica disuelta (DBO disuelta o filtrada), la cual no es removida por procesos meramente físicos, como el de sedimentación, que ocurre en el tratamiento primario;
- materia orgánica en suspensión (DBO suspendida o particulada), la cual es en gran parte removida en el eventual tratamiento primario, pero cuyos sólidos de sedimentabilidad más lenta persisten en la masa líquida.

La esencia del tratamiento secundario de aguas residuales domésticas es la inclusión de una etapa biológica. Mientras que en los tratamientos preliminar y primario predominan mecanismos de tipo físico (con excepción de algunos sistemas de tratamiento anaerobio adecuadamente operados, como los mencionados en el anterior ítem), en el tratamiento secundario la remoción de la materia orgánica es efectuada por reacciones bioquímicas, realizadas por microorganismos.

Según Metcalf y Eddy (2014), la remoción de DBO carbonácea disuelta y particulada y la estabilización de la materia orgánica que se encuentra en las aguas residuales se logra biológicamente utilizando una variedad de microorganismos, principalmente bacterias. Los microorganismos se utilizan para oxidar (es decir, convertir) la materia orgánica carbonácea disuelta y particulada en productos finales simples y en biomasa adicional. Como complemento a ello, de acuerdo con Spellman (2014), en el tratamiento secundario se utilizan procesos biológicos para convertir desechos orgánicos disueltos, suspendidos y coloidales en sólidos más estables que pueden eliminarse mediante sedimentación o descargarse al medio ambiente sin causar daño.

Las configuraciones de las plantas de tratamiento de aguas residuales con tratamiento secundario, en general incluyen las unidades de tratamiento preliminar, aunque puede o no incluir las unidades de tratamiento primario.

Existe una gran variedad de métodos de tratamiento en nivel secundario, teniendo entre los más comunes se encuentran:

- Las lagunas de estabilización y sus variantes;
- Los procesos de disposición sobre el suelo;
- Los lodos activados y sus variantes;
- Los reactores aerobios con biopelícula (von Sperling, 2012).

Aunque en este ítem no se citan los reactores anaerobios, que ya fueron descritos en el anterior ítem, dicho tipo de reactores pueden lograr niveles de tratamiento secundario al ser bien dimensionados y adecuadamente operados ya que alcanzan altas eficiencias en la remoción de materia orgánica. Como complemento a dicha condición realizan la digestión parcial de los lodos generados lo que los hace más eficientes que un tratamiento primario convencional.

3.4.1 Lagunas de estabilización

De acuerdo con von Sperling (2021), los sistemas de lagunas de estabilización se constituyen en la forma más simple para el tratamiento de las aguas residuales. Hay diversas variantes de dichos sistemas, con diferentes niveles de simplicidad operacional y requisitos de área; cabe mencionar que las lagunas anaerobias no se mencionan en este ítem puesto que son una alternativa de tratamiento primario.

Las principales variantes de este tipo de sistema de tratamiento de aguas residuales a nivel secundario son: Lagunas facultativas; Sistemas de lagunas anaerobias – lagunas facultativas; Lagunas aireadas facultativas; Sistemas de lagunas aireadas de mezcla completa – lagunas de sedimentación; Lagunas de alta tasa; Lagunas de maduración y Lagunas de pulimento (von Sperling, 2012). Las lagunas antes comentadas tienen como principal objetivo la remoción de la materia carbonácea; con excepción de las lagunas de maduración, direccionadas a la remoción de organismos patógenos. En muchas

aplicaciones, los sistemas de lagunas de estabilización usan unidades múltiples para lograr el tratamiento primario, secundario y terciario (Robbins y Ligon, 2014).

Según von Sperling (2021), de manera general, las lagunas de estabilización son bastante apropiadas para regiones de clima caliente y países en desarrollo, debido a los siguientes aspectos:

- suficiente disponibilidad de área en un gran número de localidades
- clima favorable (temperatura e insolación elevadas)
- operación simple
- necesidad de pocos o ningún equipo.

Ya que las lagunas de estabilización corresponden al tipo de sistemas de tratamiento de aguas residuales que presenta mayor compatibilidad el desarrollo de la piscicultura a partir del reúso de sus efluentes tratados, la descripción de dicha alternativa se desarrollará por extenso en el siguiente capítulo.

3.4.2 Procesos de disposición sobre el suelo

La aplicación de aguas residuales en el suelo puede considerarse como una forma de disposición final, de tratamiento (nivel primario, secundario o terciario), o ambos. Las aguas residuales aplicadas en el suelo propician la recarga de las aguas subterráneas y/o a la evapotranspiración. El agua residual suple las necesidades de las plantas, tanto en términos de agua, como de nutrientes (von Sperling, 2012).

Varios mecanismos, de orden físico (sedimentación, filtración, radiación, volatilización, deshidratación), química (oxidación y reacciones químicas, precipitación, absorción e intercambio iónico) y biológico (biodegradación y predación) actúan en la remoción de los contaminantes en el suelo.

Existen grandes ventajas en el tratamiento de efluentes por medio de su aplicación en el suelo, incluyendo el relativamente bajo capital de instalación y bajos costos

operacionales, los requisitos de instalaciones poco sofisticadas, el valor de los nutrientes aplicados al suelo, y la recarga de aguas subterráneas por medio de la infiltración-percolación (Schaub y Sorber, 1977).

Según von Sperling (2012), los tipos más comunes de aplicación en el suelo son:

Sistemas con base en el suelo:

- irrigación (infiltración lenta o fertirrigación)
- infiltración rápida (alta tasa o infiltración - percolación)
- infiltración subsuperficial
- escurrimiento superficial

Sistemas con base en el agua:

- humedales construidos (*wetlands*)

3.4.2.1 Infiltración lenta – fertirrigación.

El mismo autor manifiesta que, dependiendo de los objetivos del tratamiento, los sistemas de infiltración lenta pueden clasificarse de acuerdo con los siguientes dos tipos:

- Sistemas de infiltración lenta, cuyo objetivo principal es el tratamiento de las aguas residuales. La cantidad de aguas residuales aplicadas no es función de los requisitos del cultivo. Para aguas residuales domésticas, las tasas de aplicación son controladas, o por la carga de nitrógeno, o por la permeabilidad del suelo. Los sistemas se proyectan para maximizar la cantidad de agua residual aplicada por unidad de área.

- Sistemas de irrigación de culturas (fertirrigación), cuyo objetivo principal es el reúso del agua para producción agrícola (el tratamiento de las aguas residuales es un objetivo adicional). Los sistemas se proyectan para la aplicación de una cantidad suficiente de agua residual, con miras a satisfacer los requisitos de irrigación de la cultura. Las tasas de aplicación se basan en las necesidades de irrigación del cultivo

y en la eficiencia de aplicación del sistema de distribución. La carga de nitrógeno debe ser verificada, de manera que se evite su exceso (von Sperling, 2012).

Según Robbins y Ligon (2014), la irrigación por goteo es una tecnología de reúso y dispersión del efluente que ha probado ser un método muy efectivo y de bajo costo para reutilizar directamente aguas residuales para irrigación de plantas. Se ha usado exitosamente en el cultivo de plantas para jardines, grama para campos y árboles frutales y de nueces. Funciona distribuyendo pequeñas gotas del efluente directamente a la zona radicular de las plantas, minimizando el riesgo de evaporación y conservando así este recurso vital. Ya que las aguas residuales contienen nitrógeno, fósforo y micronutrientes, también se constituye en un excelente complemento para los fertilizantes químicos. A continuación, en la Figura 3.15 se presenta una fotografía de un sistema de irrigación por goteo.

Figura 3.15 Campo de goteo sobre el suelo para demostración en la Universidad Estatal de Carolina del Norte, Raleigh, EE.UU. Fuente: (Robbins y Ligon, 2014, p. 86)

La irrigación se constituye en el sistema de tratamiento/disposición que requiere la mayor área superficial por unidad de agua residual tratada. Por otro lado, es el sistema natural con mayor eficiencia. Las plantas son las grandes responsables por la remoción de nutrientes, como P y N de los residuos líquidos, correspondiendo a los microorganismos

del suelo la remoción de las sustancias orgánicas. Durante la percolación por el suelo, ocurre también una elevada remoción de organismos patógenos (von Sperling, 2012).

3.4.2.2 Infiltración rápida.

De acuerdo con Abdel-Shafy y Mansour (2022), los sistemas de tratamiento de aguas residuales por medio de la infiltración en el suelo tienen requerimientos muy bajos de energía y mantenimiento. Son muy eficientes, costo-efectivos, consumen poca energía y demandan técnicas constructivas de bajo costo. Han sido ampliamente implementados en todo el mundo, particularmente para aplicaciones in situ en áreas remotas y en pequeñas comunidades.

Generalmente, antes del sistema de infiltración rápida en el suelo se dispone de un sedimentador primario o de un tanque séptico. Según Baykuş et al. (2022), en el tanque séptico se produce la sedimentación de partículas sólidas y la descomposición anaeróbica de materiales orgánicos presentes en las aguas residuales; después de que las aguas residuales se retienen en un tanque séptico hasta que se complete la sedimentación, se transportan al campo de infiltración, donde posteriormente, las aguas residuales se purifican mediante filtración en el suelo.

De acuerdo con von Sperling (2012), para la infiltración - percolación rápida en el suelo, el agua residual se dispone en surcos planos y sin revestimiento, donde su único camino, con excepción de la fracción que es evaporada, sea el vertical descendente. La aplicación del agua residual se realiza de manera intermitente, de tal forma que permita un período de descanso para el suelo. En dicho periodo, el suelo se seca y restablece las condiciones aerobias. Debido a que las tasas de aplicación son más elevadas, las pérdidas por evaporación son pequeñas, y la mayor parte del líquido percola por el suelo, sufriendo así el tratamiento. La aplicación puede hacerse por descarga directa (surcos, canales, tubos perforados) o por aspersores de alta capacidad. El método de infiltración – percolación es el que requiere la menor área, dentro de los procesos de disposición en el suelo.

3.4.2.3 Infiltración subsuperficial.

Según von Sperling (2012), en los sistemas de infiltración subsuperficial, el agua residual pre-tratada se aplica por debajo del nivel del suelo. Las zonas de infiltración se preparan en excavaciones enterradas, rellenadas con un medio poroso. El medio de relleno mantiene la estructura de la excavación, permite el libre flujo de las aguas residuales y proporciona su almacenamiento durante los caudales pico. El agua residual penetra en el suelo, donde ocurre el tratamiento complementario. Este sistema de tratamiento es básicamente el mismo de la infiltración-percolación, teniendo como única diferencia que la aplicación no se realiza por inundación, sobre la superficie del suelo, sino por medio de formas de conducción y aplicación enterradas en el suelo.

Con relación a su geometría, los sistemas de infiltración subsuperficial pueden clasificarse como: Zanjas de infiltración, las cuales no presentan efluente final pues se transfiere totalmente al suelo; Zanjas de filtración, que presentan efluente final; Sumideros, que equivalen a pozos de absorción.

De acuerdo con Robbins y Ligon (2014), las zanjas de infiltración se construyen mediante una serie de tuberías con perforaciones que descargan uniformemente el líquido tratado por el tanque séptico en la zanja. El efluente fluye a través de la grava u otro medio granular y es absorbido por los suelos no saturados, donde se logra el tratamiento secundario. En la Figura 3.16 se presenta un esquema básico de un sistema de irrigación por goteo.

Para este tipo de sistemas de tratamiento asociados a la disposición de las aguas residuales en el suelo es fundamental verificar que se conserve una distancia importante hasta el nivel freático pues en lugares con niveles de aguas subterráneas oscilantes se puede presentar la situación de incapacidad del suelo para recibir los efluentes y el mantenimiento de condiciones anaerobias que afectan la eficiencia del método de tratamiento.

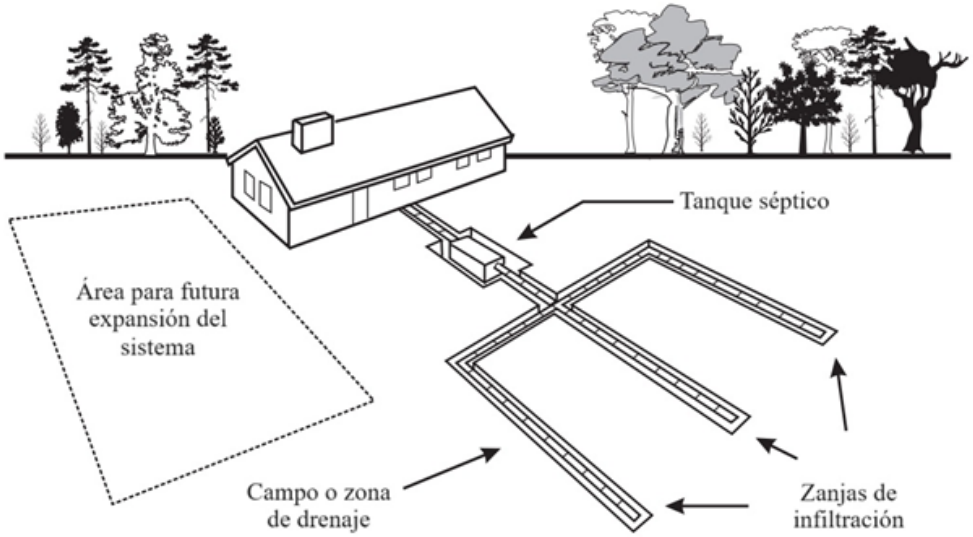


Figura 3.16 Configuración típica de un sistema de zanjas de infiltración después de un tanque séptico. Fuente: (Adaptada de Hoover et al., 2016, p. 1)

3.4.2.4 Escurrimiento superficial.

Según Taebi y Droste (2008), los sistemas de escurrimiento superficial, como una alternativa de tratamiento natural de las aguas residuales poseen diversas ventajas tales como sus bajos costos de construcción y operación, su fácil operación, el bajo tiempo de retención hidráulica y los bajos requisitos de energía. En los sistemas de escurrimiento superficial, la cubierta vegetal que crece sobre un terreno inclinado relativamente impermeable evita la canalización del flujo y la erosión del suelo. Cuando el afluente se descarga en la parte superior del lecho, fluye lentamente sobre la superficie vegetativo inclinada y en su trayecto es tratado mediante diferentes procesos físicos, químicos y biológicos.

De acuerdo con von Sperling (2012), a diferencia de los métodos de disposición en el suelo anteriormente descritos, la escorrentía superficial genera un efluente final superficial. Ésta forma de disposición/tratamiento consiste en la aplicación, controlada, de la descarga de aguas residuales, haciendo que ellas escurran, en el suelo, ladera abajo, hasta llegar a canales de colecta. La aplicación del líquido a tratar debe ser intermitente. Los suelos indicados para ese tipo de disposición/tratamiento son los de baja

permeabilidad, tales como los arcillosos. Además de eso, deberán ser moderadamente inclinados (se recomienda que la pendiente se encuentre entre 2 y 8 %).

El uso de culturas en crecimiento, en el área de disposición/tratamiento de las aguas residuales, es esencial para aumentar la tasa de absorción de los nutrientes disponibles en el suelo y la pérdida de agua por transpiración. Además de eso, la vegetación representa una barrera al libre escurrimiento superficial del líquido en el suelo, aumentando la retención de sólidos en suspensión y evitando la erosión, y proporciona un "hábitat" para la biota, posibilitando mayor oportunidad para la acción de los microorganismos. Entre las gramíneas utilizadas, se citan la *Brachiaria humidicola* y el Tifton.

En la medida que el efluente percola en el terreno, gran parte se evapora, una menor parte se infiltra en el suelo y el resto se colecta en canales, localizados en la parte inferior de la rampa de tratamiento.

Según Amahmid et al. (2019), algunos estudios relativos al tratamiento de aguas residuales mediante escurrimiento superficial combinado con los procesos de percolación indican que dicha combinación es muy efectiva en la remoción de DBO, sólidos en suspensión, metales pesados, nutrientes y coliformes fecales.

3.4.2.5 Humedales construidos.

De acuerdo con Dotro (2017), los humedales construidos son tecnologías de tratamiento natural que tratan eficientemente diversos tipos de aguas contaminadas. Son sistemas diseñados para optimizar los procesos que se encuentran en entornos naturales y, por lo tanto, se consideran opciones sostenibles para el tratamiento de efluentes y amigables con el medio ambiente. En comparación con otras tecnologías de tratamiento de aguas residuales, los humedales construidos tienen bajos requisitos de operación y mantenimiento, son robustos en su desempeño y poco susceptibles a las variaciones del afluente. Pueden tratar eficientemente aguas residuales crudas, efluentes primarios, secundarios o terciarios y muchos tipos de efluentes agrícolas e industriales.

Según von Sperling (2012), Los humedales construidos (*wetlands*) consisten en lagunas o canales poco profundos (usualmente con profundidad inferior a 1,0 m), que albergan plantas acuáticas, y que se basan en mecanismos biológicos, químicos y físicos para tratar las aguas residuales. Los humedales construidos usualmente poseen una capa impermeable de arcilla o membrana sintética, y estructuras para controlar la dirección del flujo, el tiempo de retención hidráulica y el nivel del agua. Dependiendo del sistema, éstos pueden contener un medio poroso inerte, como piedras, grava o arena.

Hay básicamente dos tipos de humedales construidos:

- **Humedales construidos de flujo superficial**. En apariencia se asemejan a los humedales naturales, por que contienen plantas acuáticas flotantes y/o enraizadas (emergentes y sumergidas) en una capa de suelo en el fondo, y el agua fluye libremente entre las hojas y tallos de las plantas sobre el lecho de soporte. Pueden tener áreas abiertas dominadas por las plantas, o presentar islas con funciones de hábitat. Los géneros de plantas utilizadas son: (a) emergentes: *Typha, Phragmites, Scirpus*, (b) sumergidas: *Potamogeon, Elodea*, entre otros, (c) flotantes: *Eichornia* (Jacinto de agua), *Lemna* (lenteja de agua). En todos los casos es preferible el uso de plantas nativas. Los humedales de este tipo presentan una ecología acuática muy compleja. Pueden tener el fondo con o sin revestimiento, dependiendo de las exigencias ambientales. La altura de la lámina de agua se sitúa entre 0,6 y 0,9 m para las zonas vegetadas (o menos, en el caso de ciertas plantas emergentes), y desde 1,2 a 1,5 m para las zonas de agua libre. Estos humedales son generalmente usados para el tratamiento de aguas residuales en un nivel terciario, por ello son apropiados para recibir efluentes de lagunas de estabilización. En estas condiciones, ocupan un área entre 1,5 y 3,0 m^2/hab (von Sperling, 2012; Dotro et al., 2017).

- **Humedales construidos de flujo subsuperficial (lechos sumergidos vegetados)**. No se asemejan a los humedales naturales, porque no hay agua libre en la superficie. Contienen un lecho compuesto de pequeñas piedras, grava o arena, dando soporte

al crecimiento de plantas acuáticas. El nivel del agua permanece por debajo de la superficie del lecho, y las aguas residuales fluyen en contacto con las raíces y los rizomas de las plantas (donde se desarrolla la biopelícula bacteriana), sin estar visibles o disponibles para la biota acuática. Entre los géneros de plantas utilizadas están: *Typha, Juncos, Scirpus, Carex y Phragmites*, entre otros. La altura total del lecho se sitúa entre 0,5 y 0,6 m, y la del agua dentro del lecho, entre 0,4 y 0,5 m. La grava debe ser de un tamaño tal que permita el flujo continuo de las aguas residuales, sin problemas de taponamiento. La mayor parte de la zona subsuperficial es anaerobia, con lugares aerobios inmediatamente adyacentes a los rizomas y raíces. Este tipo de humedales presenta un menor potencial de generación de malos olores y de surgimiento de mosquitos y ratas. Son adecuados para recibir efluentes de tanques sépticos y reactores anaerobios, siendo inapropiados para recibir efluentes de lagunas de estabilización, en virtud de la presencia de algas. Para efluentes de tanques sépticos, los requisitos de área son en torno de 2,0 a 6,0 m^2/hab, y, para efluentes de reactores anaeróbicos, entre 1,0 y 4,0 m^2/hab (von Sperling, 2012).

Los humedales de flujo subsuperficial se dividen en humedales de flujo horizontal y de flujo vertical dependiendo de la dirección del flujo de agua. Para evitar la obstrucción del material filtrante poroso, los humedales de flujo horizontal y los de flujo vertical son generalmente utilizados para el tratamiento de efluentes secundarios. También se ha introducido la aplicación exitosa de humedales de flujo vertical para el tratamiento de aguas residuales crudas previamente cribadas. Los así llamados humedales franceses de flujo vertical proporcionan el tratamiento de aguas residuales y lodos en un único sistema, compuesto por dos etapas, y por ello economiza costos de construcción ya que no se requiere unidades para realizar el tratamiento primario de los efluentes (Dotro et al., 2017).

Una representación esquemática simplificada de los principales tipos de humedales construidos se presenta a continuación en la Figura 3.17.

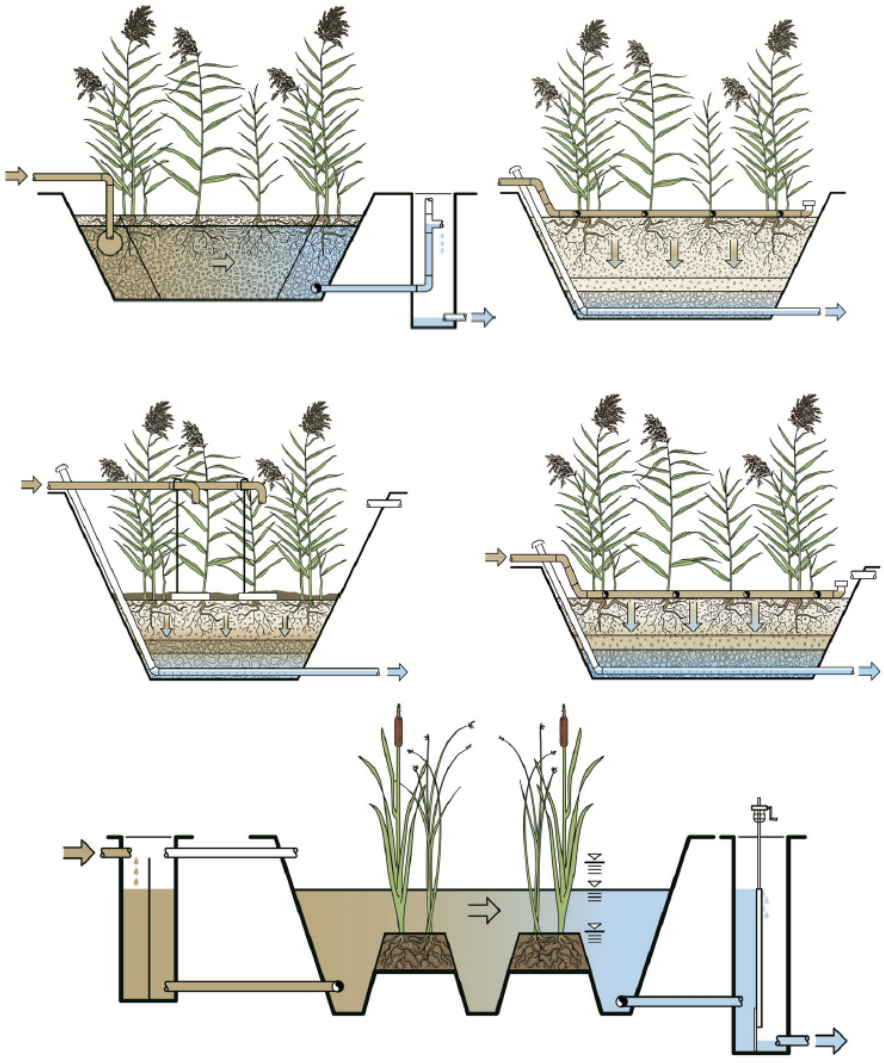


Figura 3.17 Esquematización simplificada de los principales tipos de humedales construidos. Fuente: (Dotro et al., 2017, p. 2)

En la Figura 3.17 se aprecia en la parte superior izquierda un humedal de flujo subsuperficial con flujo horizontal; en la parte superior derecha un humedal de flujo subsuperficial con flujo vertical. Las dos imágenes centrales ilustran un sistema Francés, en la figura de la izquierda se representa la primera etapa en la que se aplica el agua residual cruda únicamente cribada y donde se logra el tratamiento del lodo, la remoción parcial de materia

orgánica y nitrificación; en la figura de la derecha se representa la segunda etapa, en la que se aplica el efluente de la primera etapa y donde se obtiene la remoción complementaria de la materia orgánica y la nitrificación; ambas etapas se operan mediante la aplicación del agua residual en celdas alternadas. La imagen de la parte inferior representa el esquema simplificado de un humedal construido de flujo superficial.

A continuación, la Figura 3.18 presenta una fotografía de un sistema experimental de humedales construidos de flujo subsuperficial localizada en la PTAR del municipio de Ginebra, departamento del valle del Cauca en Colombia. En dicha unidad de evaluó el desempeño de humedales construidos utilizando dos tipos de especies vegetales y su comparación frente a un control, en el que no se sembró ningún tipo de vegetación. Otra aplicación interesante de los humedales construidos consiste en su uso para el tratamiento de efluentes de reactores anaerobios tales como los biodigestores.

Figura 3.18 Unidades de tratamiento de aguas residuales por medio de humedales construidos, municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

A continuación, en la Figura 3.19 se presenta la fotografía de un humedal construido perteneciente a un sistema descentralizado que trata los efluentes de un biodigestor en un entorno rural.

Figura 3.19 Fotografía de un biodigestor seguido de un *wetland* de flujo subsuperficial para el tratamiento de efluentes pecuarios y domésticos, Municipio de Pasto, Nariño-Colombia

El sistema de tratamiento de la Figura 3.19 se encarga de tratar los efluentes generados por la producción en confinamiento de especies porcinas, tales efluentes se combinan con los efluentes domésticos provenientes de la vivienda de los propietarios y operadores del proyecto pecuario, el sistema se encuentra localizado en la vereda Dolores, del corregimiento Mocondino, perteneciente al Municipio de Pasto, departamento de Nariño, en Colombia.

3.4.3 Lodos activados y sus variantes

De acuerdo con Metcalf y Eddy (2014), el proceso de lodos activados fue desarrollado por Clark y Gage en torno del año 1913 en la Estación Experimental Lawrence en Massachusetts, Estados Unidos y por Ardern y Lockett en el año 1914 en la Estación de Manejo de Aguas Residuales Davyhulme en Manchester, Inglaterra. El proceso recibió su nombre porque involucra la producción de una activa masa de microorganismos capaz de estabilizar residuos bajo condiciones aerobias. En el tanque de aireación

se proporciona un tiempo de contacto suficiente para la mezcla y aireación del agua residual afluente con los microorganismos en suspensión, generalmente conocido como sólidos suspendidos del licor mezcla o sólidos suspendidos volátiles del licor mezcla. Para efecto de realizar la mezcla y la transferencia de oxígeno en el proceso se hace necesario el uso de equipos mecánicos. El licor mezcla fluye hacia el clarificador donde la suspensión microbiana es sedimentada y deshidratada. La biomasa sedimentada, llamada lodo activo por la presencia de microorganismos activos, es retornada hacia el tanque de aireación para continuar con la biodegradación del material orgánico afluente. Una fracción de los sólidos deshidratados es removida periódicamente puesto que el proceso genera un exceso de biomasa que podría acumularse con los sólidos no biodegradables contenidos en el agua residual afluente. En caso que los sólidos acumulados no sean oportunamente removidos, su cantidad podría incrementarse hasta que eventualmente salgan con el efluente del sistema de tratamiento.

3.4.3.1 Lodos activados convencional (flujo continuo).

Según von Sperling (2014), en el sistema convencional, para economizar energía para la aireación y reducir el volumen del reactor biológico, parte de la materia orgánica (en suspensión, sedimentable) del agua residual es removida antes del tanque de aireación, a través del sedimentador primario. Por ello, este tipo de sistema tiene como parte integrante también el tratamiento primario, como se puede observar en la Figura 3.20, en la que su parte superior corresponde al tratamiento de la fase líquida (agua residual), mientras que la parte inferior ejemplifica las etapas involucradas en el tratamiento de la fase sólida (lodo).

En el sistema convencional, la edad del lodo es usualmente del orden de 4 a 10 días y el TRH en el reactor, varía entre 6 y 8 horas. Con dicha edad de lodo, la biomasa removida del sistema en el lodo excedente aun requiere una etapa de estabilización en el tratamiento del lodo, por disponer todavía de un elevado contenido de materia orgánica almacenada en sus células. Esta estabilización ocurre en los digestores (primario

y secundario). Con el propósito de reducir el volumen de los digestores, el lodo es previamente sometido a una etapa de espesamiento, en la cual es removida parte de la humedad, disminuyendo, en consecuencia, el volumen de lodo a ser tratado.

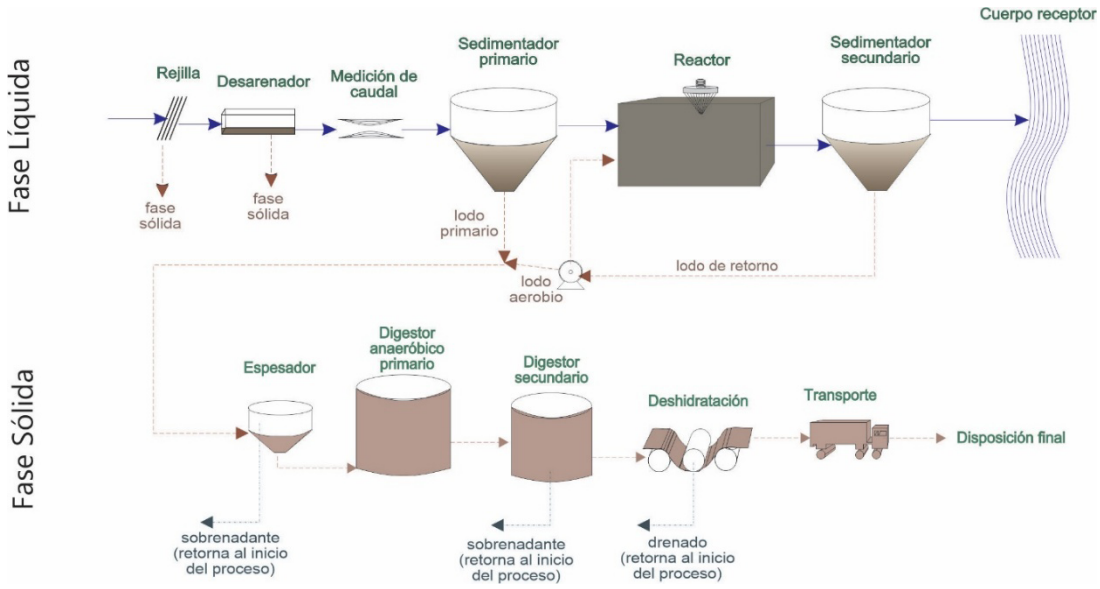


Figura 3.20 Flujograma típico del sistema de lodos activados convencional. (Fuente: von Sperling, 2014, p. 23)

En el sistema convencional, la edad del lodo es usualmente del orden de 4 a 10 días y el TRH en el reactor, varía entre 6 y 8 horas. Con dicha edad de lodo, la biomasa removida en el lodo excedente aun requiere una etapa de estabilización en el tratamiento del lodo, por aún disponer de un elevado contenido de materia orgánica almacenada en sus células; dicha estabilización se realiza en los digestores primario y secundario. Para reducir el volumen de los digestores, el lodo es previamente sometido a espesamiento, donde se remueve parte de la humedad, disminuyendo así el volumen de lodo a ser tratado (von Sperling, 2014).

3.4.3.2 Lodos activados aireación prolongada (flujo continuo).

De acuerdo con von Sperling (2014), en caso que la biomasa permanezca en el sistema por un periodo más largo, del orden de 18 a 30 días (de allí el nombre de aireación

prolongada), recibiendo la misma carga de DBO del agua residual cruda que el sistema convencional, habrá menor disponibilidad de alimento para las bacterias. La cantidad de biomasa (kgSSVTA) es mayor que en el sistema de lodos activados convencional, el volumen del reactor aerobio es también más elevado, y el TRH del líquido oscila entre 16 y 24 horas. Por lo tanto, hay menos materia orgánica por unidad de volumen del tanque de aireación y también por unidad de biomasa del reactor. Como consecuencia, las bacterias, para sobrevivir, pasan a utilizar de forma más intensa en sus procesos metabólicos la propia materia orgánica biodegradable componente de sus células. Esta materia orgánica celular es convertida en gas carbónico y agua a través de la respiración. Esto corresponde a una estabilización de la biomasa que ocurre en el propio tanque de aireación. Mientras que en el sistema convencional la estabilización del lodo se realiza por separado (en la etapa de tratamiento de lodo), usualmente en ambiente anaerobio, en la aireación prolongada ella se realiza conjuntamente, en el propio reactor, teniéndose, por lo tanto, un ambiente aerobio. El consumo adicional de oxígeno para la estabilización de lodo (respiración endógena) es significativo e inclusive puede ser mayor que el consumo para metabolizar el material orgánico del afluente (respiración exógena). A continuación, la Figura 3.21 presenta un esquema del diagrama de flujo típico para el sistema de lodos activados por medio de aireación prolongada.

Ya que no hay la necesidad de estabilizar el lodo biológico de exceso, también se trata de evitar en el sistema de aireación prolongada la generación de cualquier otra forma de lodo, que pueda requerir posterior estabilización. De este modo, los sistemas de aireación prolongada usualmente no poseen sedimentadores primarios, para evitar la necesidad de estabilizar el lodo primario. Con ello, obtiene una gran simplificación en el diagrama de flujo del proceso: no hay sedimentadores primarios ni unidades de digestión de lodo.

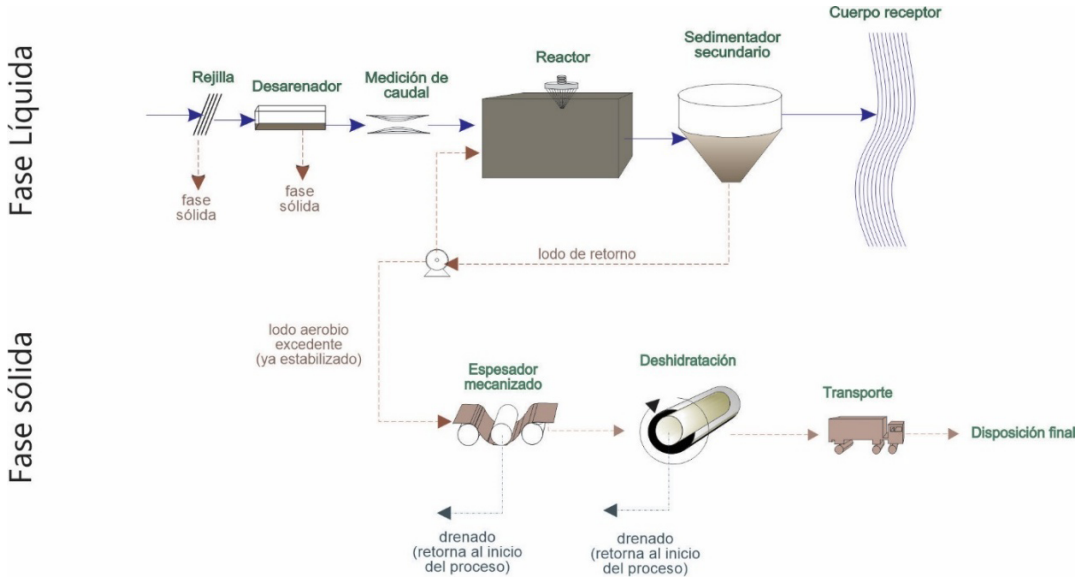


Figura 3.21 Flujograma típico del sistema de lodos activados aireación prolongada. (Fuente: von Sperling, 2014, p. 26)

La consecuencia de esta simplificación del sistema es el gasto con energía para aireación, debido a que el lodo es estabilizado de manera aerobia en el tanque de aireación. Por otro lado, la reducida disponibilidad de alimento y su prácticamente total asimilación hacen que la aireación prolongada sea la variante de lodos activados más eficiente en la remoción de DBO.

No obstante, cabe destacar que, la eficiencia de cualquier variante del proceso de lodos activados está íntimamente asociada al desempeño del sedimentador secundario. Ahora bien, en caso de que haya pérdida de sólidos en el efluente final, habrá un gran deterioro en la calidad del efluente, independientemente del buen desempeño del tanque de aireación en la remoción de la DBO. (von Sperling, 2014).

3.4.3.3 Lodos activados flujo intermitente (reactores secuenciales discontinuos, reactores por lotes, reactores batch).

Según von Sperling (2014), el principio del proceso de lodos activados con operación intermitente consiste en la incorporación de todas las unidades, procesos y operaciones

normalmente asociados al tratamiento tradicional de lodos activados, que son, sedimentación primaria, oxidación biológica y sedimentación secundaria, en un único tanque. Al utilizar un tanque único, dichos procesos y operaciones pasan a ser simplemente secuencias en el tiempo, y no unidades separadas, como ocurre en los procesos convencionales de flujo continuo. El proceso de lodos activados con flujo intermitente puede ser utilizado, tanto en la modalidad convencional, como en la de aireación prolongada, pese a que esta sea más común, debido a su mayor simplicidad operacional. En la modalidad de aireación prolongada, el tanque único entra a incorporar también la unidad de digestión (aerobia) del lodo.

El proceso consta de uno o más reactores de mezcla completa donde ocurren todas las etapas del tratamiento, como puede observarse a continuación en el esquema de la Figura 3.22. Ello se logra a través del establecimiento de ciclos de operación con duraciones definidas.

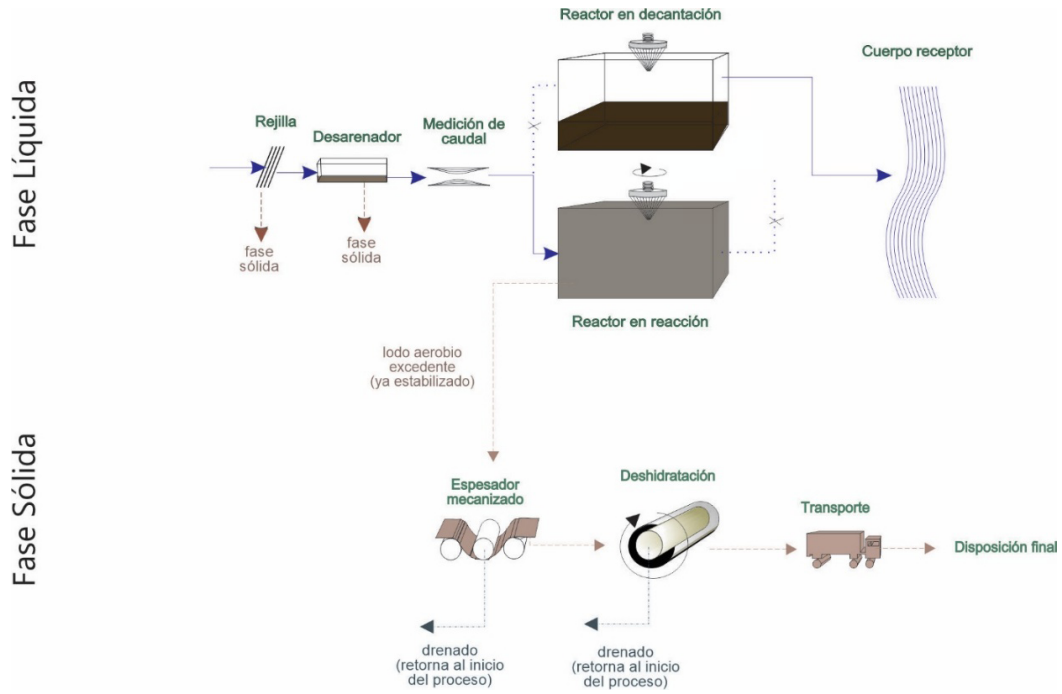


Figura 3.22 Flujograma típico del sistema de lodos activados con operación intermitente con dos reactores. (Fuente: von Sperling, 2014, p. 29)

La masa biológica permanece en el reactor durante todos los ciclos, eliminando de esa forma la necesidad de sedimentadores separados. Los ciclos normales de tratamiento son:

- Llenado (entrada de agua residual cruda o decantada al reactor)
- Reacción (aireación/mezcla de la masa líquida contenida en el reactor)
- Sedimentación (sedimentación y separación de los sólidos en suspensión del agua residual tratada)
- Descarte del efluente tratado (remoción del agua residual tratada del reactor)
- Reposo (ajuste de ciclos y remoción del lodo excedente)
- La duración usual de cada ciclo puede ser alterada en función de las variaciones del caudal afluente, de las necesidades del tratamiento y de las características del agua residual y de la biomasa en el sistema (von Sperling, 2014).

3.4.3.4 Lodos activados para el postratamiento de efluentes de reactores anaerobios.

De acuerdo con von Sperling (2014), una alternativa muy promisoria en regiones de clima caliente es la de lodos activados (con edad de lodo convencional – 6 a 10 días), como postratamiento de efluentes de reactores anaerobios tipo UASB. En dicho caso, en vez de tener el decantador primario, se tiene el reactor anaerobio. El lodo aerobio excedente generado en el sistema de lodos activados, aun no estabilizado, es enviado al reactor UASB, donde experimenta espesamiento y digestión, junto con el lodo anaerobio. Como dicho caudal de retorno del lodo aerobio excedente es muy bajo, comparado con el caudal afluente, no se producen disturbios operacionales sobre el reactor UASB. El tratamiento del lodo es muy simple: no hay necesidad de espesadores y digestores, solamente se requiere de la etapa de deshidratación. El lodo mixto removido del reactor anaerobio, digerido y con concentraciones similares a las de un lodo efluente de espesadores, posee aun óptimas características de deshidratabilidad. El diagrama de flujo de dicha configuración se puede apreciar a continuación en la Figura 3.23.

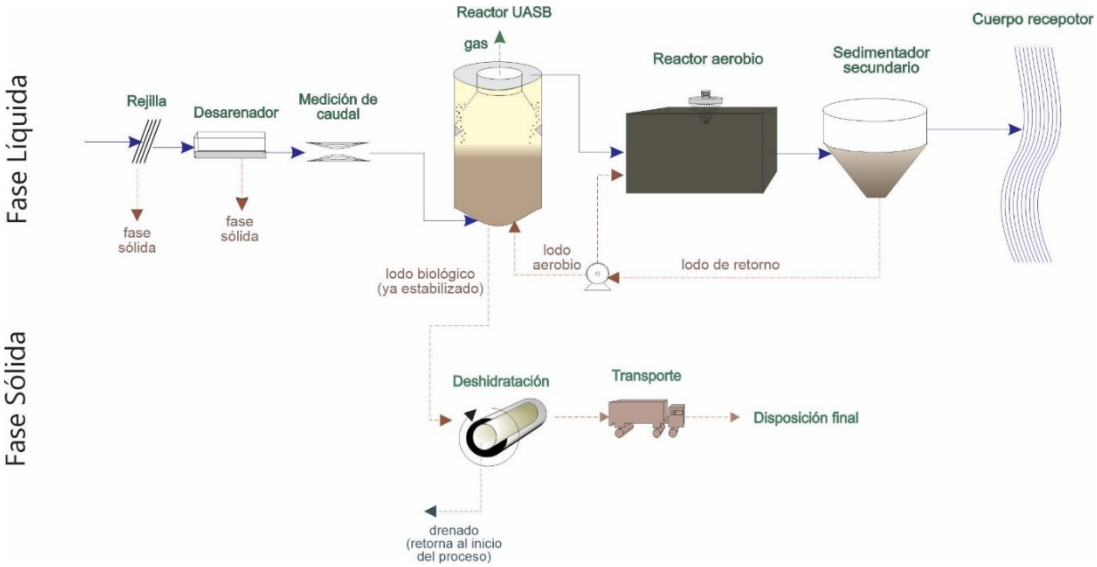


Figura 3.23 Flujograma típico de un sistema compuesto por reactor UASB seguido por lodos activados. (Fuente: von Sperling, 2014, p. 31)

A continuación, en las Figuras 3.24 a 3.27 se presentan algunas imágenes de la PTAR del municipio Presidente Prudente, del estado de São Paulo-Brasil, para ello utiliza el sistema de tratamiento por lodos activados convencional en la modalidad de flujo continuo.

Figura 3.24 Fotografía de los reactores de lodos activados de la PTAR del municipio Presidente Prudente en São Paulo-Brasil

En la Figura 3.24 se ilustran los tanques de aireación de la PTAR, la cual cuenta con 3 reactores de lodos activados, cada uno de ellos con dimensiones: L = 102,00 m; B = 17,30 m y H = 5,30 m para un volumen individual de cada tanque de 9.352 m^3, trabajando con un TRH de 14 horas.

La Figura 3.25 A muestra un tanque de aireación vacío, en él se aprecia la profundidad del reactor de 5,30 m. Cada tanque posee 5 unidades de sopladores y 22 unidades de mezcla, los cuales en conjunto consumen una potencia total de 1.263 kW. En la Figura 3.25 B se ilustra un tanque de aireación en funcionamiento pleno con un detalle de la zona de aireación que propicia altas concentraciones de oxígeno disuelto en el agua residual, y de la zona de mezcla que garantiza la homogénea distribución del gas para que se encuentre disponible a las altas concentraciones de biomasa activa.

A B

Figura 3.25 A) Fotografía de un tanque de aireación vacío B) Fotografía de la zona de aireación y de mezcla en un tanque de aireación de la PTAR del municipio Presidente Prudente

La Figura 3.26 ilustra los sedimentadores secundarios de la PTAR destinados a la remoción de la biomasa activa para clarificación del efluente y el espesamiento de los lodos para su posterior tratamiento y disposición final.

Figura 3.26 Fotografía de los sedimentadores secundarios en la PTAR del municipio Presidente Prudente en São Paulo-Brasil

Figura 3.27 Fotografía de la zona de salida de un sedimentador secundario en la PTAR del municipio Presidente Prudente en São Paulo-Brasil

En la Figura 3.27 se ilustra la zona de salida del efluente de un sedimentador secundario de la PTAR donde se aprecia el líquido muy clarificado que fluye a través de los vertederos perimetrales mientras queda retenida una alta concentración de lodos flotantes al interior del sedimentador.

3.4.4 Reactores aerobios con biopelícula

De acuerdo con Metcalf y Eddy (2014), el proceso de crecimiento de biopelícula fijada o adherida es aquel en el que los microorganismos responsables por la conversión del material orgánico o de los nutrientes se encuentran adheridos a un medio soporte inerte. La materia orgánica y los nutrientes son removidos del agua residual siguiendo el paso a través de la biopelícula. Los medios soporte utilizados en el crecimiento de la biopelícula incluyen la roca, la grava, arena y un amplio rango de plástico y otros materiales sintéticos. El proceso del crecimiento adherido puede ser operado tanto para los procesos aerobios como anaerobios; sin embargo, se hace especial énfasis para los reactores aerobios. El medio soporte puede estar completamente o parcialmente sumergido en el líquido con un espacio por encima de la superficie líquida de la biopelícula ocupado por aire o por gas.

Entre las diversas variantes existentes dentro de este tipo de reactores se encuentran:

- Filtros biológicos percoladores de baja carga
- Filtros biológicos percoladores de alta carga
- Biofiltros aireados sumergidos
- Biodiscos

Los sistemas antes mencionados pueden ser usados como postratamiento del efluente de reactores anaerobios; en dicho caso, los sedimentadores primarios son sustituidos dicho tipo de reactores, y el lodo excedente de la etapa aerobia, en el caso de no estar estabilizado aun, es retornado hacia el reactor anaerobio, donde es sometido a espesamiento y digestión (von Sperling, 2012).

3.4.4.1 Filtros biológicos percoladores de baja carga.

En los filtros biológicos percoladores la biomasa en vez de crecer dispersa en un reactor biológico, crece adherida a un medio soporte. Según von Sperling (2012), un filtro biológico comprende, básicamente, un lecho de material grueso, tal como piedras, grava, escoria de alto horno, ripio o material plástico, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales bajo la forma de gotas o chorros. Después de la aplicación, las aguas residuales percolan en dirección a los drenajes de fondo. Los espacios vacíos del medio soporte son ocupados por el aire y por el líquido bajo goteo; o sea, el reactor se encuentra bajo la presión atmosférica y no opera sumergido (el nivel del agua se encuentra en el fondo del filtro). La percolación del líquido permite el crecimiento bacteriano en la superficie del medio soporte en la forma de una película fija. Con el paso del agua residual, hay un contacto entre los microorganismos y el material orgánico, como se puede observar a continuación en el prototipo que se ilustra en la Figura 3.28.

Figura 3.28 Fotografía de un filtro biológico percolador de baja carga en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Los filtros biológicos son sistemas aerobios, ya que el aire circula en los espacios vacíos entre las piedras, proporcionando el oxígeno para la respiración de los microorganismos. La ventilación es usualmente natural. En la Figura 3.28 se puede apreciar que, para el filtro biológico percolador de baja carga en la PTAR del municipio de Ginebra, en su parte inferior existen aberturas de tamaño significativo que permiten la entrada del aire, lo que propicia su circulación para garantizar de manera permanente las condiciones aerobias para el desarrollo de la biopelícula en torno del medio soporte consistente en segmentos de tubería de PVC de pequeño diámetro, entre ½" y ¾".

La aplicación de las aguas residuales sobre el medio se realiza frecuentemente a través de distribuidores rotativos, movidos por la propia carga hidráulica del afluente. El líquido escurre rápidamente por el medio soporte. Sin embargo, la materia orgánica es absorbida por la película microbiana, quedando retenida un tiempo suficiente para su estabilización. Contrariamente a lo que indica su nombre, la función principal del filtro no es la de filtrar, toda vez que el diámetro de las piedras utilizadas es del orden de algunos centímetros, o sea, propiciando un gran espacio de vacíos, ineficientes para el acto de filtración por colado. La función del medio es tan solo la de proporcionar soporte para la formación de la película microbiana. Existen también medios sintéticos de diversos materiales y formas, los cuales presentan la ventaja de ser más livianos que las piedras, además de presentar un área superficial de exposición muy superior. Sin embargo, los medios sintéticos son más caros (von Sperling, 2012).

3.4.4.2 Filtros biológicos percoladores de alta carga.

De acuerdo con von Sperling (2012), Los filtros biológicos percoladores de alta carga son conceptualmente similares a los de baja carga. Sin embargo, por recibir una mayor carga de DBO por unidad de volumen de lecho, existen principalmente las siguientes diferencias: (a) los requisitos de área son menores; (b) hay una ligera reducción en la eficiencia de remoción de materia orgánica y (c) el lodo no es digerido en el filtro. Otra diferencia se refiere a la existencia de recirculación del efluente. Tal recirculación se

realiza con los objetivos principales de (a) mantener el caudal aproximadamente uniforme durante todo el día (pues en la noche, los brazos distribuidores podrían no rodar, debido al bajo caudal, lo que podría secar el lecho), (b) equilibrar la carga afluente, (c) posibilitar una nueva oportunidad de contacto de la materia orgánica efluente y (d) aportar oxígeno disuelto para el líquido afluente. A diferencia del sistema de lodos activados, la recirculación en los filtros de alta carga es del efluente, y no del lodo sedimentado.

En el caso de los filtros percoladores de alta carga, el lodo biológico excedente no se encuentra estabilizado, por haber disponibilidad suficiente de alimento para la biomasa, la cual no tiene la necesidad de su autoconsumo, como en el caso de los filtros de baja carga. Por este motivo, el tratamiento del lodo debe incluir, no solo la remoción de la humedad (espesamiento y deshidratación), sino también la digestión. El lodo primario, proveniente de sedimentadores primarios convencionales, y el lodo secundario son tratados conjuntamente (von Sperling, 2012).

3.4.4.3 Filtros biológicos percoladores como postratamiento de efluentes anaerobios.

En el contexto brasilero, los filtros biológicos percoladores han encontrado aplicación como postratamiento de efluentes de reactores anaerobios. La concepción y las ventajas son similares a las de la implementación de lodos activados como postratamiento del efluente de reactores UASB, donde el sedimentador primario es sustituido por el reactor UASB. En este caso, el lodo secundario, originado desde el filtro biológico percolador, es retornado al reactor UASB, donde sufre espesamiento y digestión, junto con el lodo anaerobio (von Sperling, 2012). De acuerdo con Torres-Lozada et al. (2016), la implementación de reactores UASB seguidos de filtros percoladores puede asegurar una calidad en el efluente que se encuadre a las exigencias de la legislación ambiental para tratamiento de efluentes urbanos.

A continuación, en la Figura 3.29 se presenta la fotografía de un filtro biológico aerobio que funciona como unidad de postratamiento de un reactor UASB.

Figura 3.29 Fotografía de un filtro biológico aireado como unidad de postratamiento de un reactor UASB en la PTAR del barrio la Violeira en el municipio de Viçosa, Minas Gerais-Brasil

En la Figura 3.29 se aprecia las unidades de tratamiento de una PTAR descentralizada que trata los efluentes domésticos del barrio la Violeira localizado en la periferia urbana del municipio de Viçosa. En el lado derecho se puede observar el reactor UASB cuyo efluente pasa a ser tratado en una unidad más compacta, en la que el filtro biológico proporciona un tratamiento biológico de tipo aerobio.

3.4.4.4 Biofiltros aireados sumergidos.

Según von Sperling (2012), El biofiltro aireado sumergido es constituido por un tanque rellenado con un material poroso, a través del que el agua residual y el aire fluyen permanentemente. En casi la totalidad de los procesos existentes, el medio poroso es mantenido bajo total inmersión de flujo hidráulico. El biofiltro es, por lo tanto, un reactor trifásico, compuesto por:

- Fase sólida: constituida por el medio soporte y por las colonias de microorganismos que en él se desarrollan bajo la forma de biopelícula;

- Fase líquida: compuesta por el líquido en permanente flujo a través del medio poroso;
- Fase gaseosa: formada por la aireación artificial y, en escala reducida, por los gases subproductos de la actividad biológica.

El flujo de aire en el biofiltro aireado sumergido es siempre ascendente, mientras que el flujo del líquido puede ser ascendente o descendente. Las dos variantes principales de los biofiltros aireados son:

- Biofiltros con medio granular. Los biofiltros realizan, en el mismo reactor, la remoción de compuestos orgánicos solubles y de partículas en suspensión presentes en las aguas residuales. Además de servir de medio soporte para los microorganismos, el material granular se constituye en un eficaz medio filtrante. En este tipo de biofiltro, es necesario realizar lavados periódicos para eliminar el exceso de biomasa acumulada, reduciendo las pérdidas de carga hidráulica a través del medio. Durante el lavado, se interrumpe la alimentación con el agua residual, y se realizan diversas descargas hidráulicas secuenciales de aire y agua de lavado.
- Filtros biológicos aireados sumergidos con lecho estructurado. Este tipo de filtros biológicos se caracteriza por el relleno del mismo tipo utilizado para los filtros biológicos percoladores de alta carga (como plástico corrugado y anillos plásticos). Por no poseer relleno de tipo granular no retienen la biomasa en suspensión por acción de filtrado y usualmente necesitan de sedimentadores secundarios. Los filtros biológicos aireados sumergidos pueden operar con flujo ascendente o descendente y, como necesitan de abastecimiento de aire para aireación, éste se realiza por medio de difusores de burbuja gruesa, colocados en la parte inferior del filtro y alimentados por sopladores (von Sperling (2012).

3.4.4.5 Biodiscos.

En el proceso de biodiscos la biomasa crece adherida a un medio soporte brindado por el área superficial de los biodiscos. El proceso consiste en una serie de discos ligeramente

espaciados, instalados en un eje horizontal, los cuales giran lentamente y mantienen a cada instante menos de la mitad del área superficial sumergida en el agua residual y el resto expuesto al aire. La biomasa crece adherida a los discos, formando una biopelícula.

A continuación, la Figura 3.30 presenta la fotografía de una unidad piloto para tratamiento de efluentes urbanos por medio de biodiscos.

Figura 3.30 Fotografía de una unidad piloto mediante biodiscos para tratamiento de efluentes urbanos en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Los discos tienen usualmente menos de 3,60 metros de diámetro, y son generalmente construidos en plástico de bajo peso. Cuando el sistema es puesto en operación, los microorganismos en el agua residual comienzan a adherirse a las superficies rotativas, y allí crecen hasta que toda la superficie del disco esté cubierta por una fina capa biológica, con pocos milímetros de espesor. A medida que los discos giran, la parte expuesta al aire arrastra una película de agua residual, permitiendo la absorción de oxígeno a través del goteo y percolación junto a la superficie de los discos. Cuando los discos completan su rotación, la película se mezcla con la masa líquida del agua residual, llevando aún cierta cantidad de oxígeno y mezclando las aguas residuales parcialmente

y totalmente tratadas. Cuando los microorganismos que se encuentran adheridos a la superficie del disco pasan por el agua residual, éstos absorben una nueva cantidad de materia orgánica, que será utilizada para su alimentación (von Sperling (2012). En la Figura 3.31 se ilustra un detalle de la configuración de los discos y su funcionamiento, parcialmente sumergidos en el agua residual.

Figura 3.31 Detalle de la configuración de los biodiscos en una unidad piloto para tratamiento de efluentes urbanos en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Según von Sperling (2012), cuando la capa biológica alcanza un espesor excesivo se desprende de los discos. Parte de los organismos que se desprenden se mantiene en suspensión en el medio líquido debido al movimiento de los discos, aumentando la eficiencia del sistema.

Los fines de los discos son los siguientes:

- Servir de superficie para el crecimiento de la película microbiana;
- Promover el contacto de la película microbiana con el agua residual;
- Mantener la biomasa desprendida de los discos en suspensión en el agua residual;
- Promover la aireación del agua residual que se juntó al disco en cada rotación y de la localizada en la parte inferior, responsable por la inmersión del disco.

3.5 TRATAMIENTO TERCIARIO

De acuerdo con Metcalf y Eddy (2014), en el tratamiento terciario se incluye la remoción de sólidos en suspensión residuales (después del tratamiento secundario), usualmente a través de filtración a través de medios granulares o microtamices. Usualmente tanto la desinfección como la remoción adicional de nutrientes se incluyen en esta definición.

En el presente capítulo se hará un breve énfasis en lo pertinente a la remoción de nutrientes y a la remoción y/o inactivación de patógenos.

3.5.1 Remoción de nutrientes y desinfección.

Según von Sperling (2012), la remoción de nitrógeno (N) y fósforo (P) puede ser un objetivo explícito del tratamiento de las aguas residuales, dependiendo del impacto causado en los cuerpos receptores. Sin embargo, debe recordarse que no siempre se desea la remoción de dichos constituyentes. De hecho, en el caso de la utilización del efluente tratado para irrigación, puede ser interesante la preservación de N y P, los cuales, en dosis adecuadas, son nutrientes para la cultura irrigada.

Entre los procesos en los que se presenta la remoción de nitrógeno y fósforo en el tratamiento de aguas residuales se encuentran:

- Remoción de N y P en lagunas de estabilización
- Remoción de N y P en los sistemas de disposición controlada en el suelo
- Remoción de N y P en lodos activados y reactores aerobios con biopelícula
- Remoción de N y P por procesos físico-químicos.

Cuando la remoción de los macronutrientes ocurre en la etapa biológica del tratamiento de aguas residuales, usualmente se dice que el tratamiento es secundario, con remoción biológica de N y/o P. Cuando existe la necesidad específica de una etapa posterior, se configura más claramente el nivel de tratamiento terciario.

3.5.1.1 Remoción de nitrógeno y fósforo y desinfección en lagunas de estabilización.

Pese a que lo pertinente a las lagunas de estabilización se abordará en el siguiente capítulo cabe mencionar que, según von Sperling (2012), los principales mecanismos de remoción de nitrógeno en lagunas de estabilización son: volatilización del NH_3; asimilación de NH_3 y nitratos por las algas; nitrificación y desnitrificación; sedimentación del nitrógeno orgánico particulado.

El mismo autor manifiesta que el fósforo presente en las aguas residuales está compuesto de fósforo orgánico y de fosfatos, donde estos últimos representan la mayoría. El principal mecanismo de remoción de fósforo en lagunas (principalmente de maduración, de pulimento y de alta tasa) es la precipitación de fosfatos en condiciones de pH elevado. El fosfato puede precipitarse en la forma de hidroxiapatita o estruvita. En lagunas especialmente poco profundas, la remoción de fósforo puede ser mayor, aunque muchas veces poco representativa, mientras que, en lagunas facultativas y aireadas, la eficiencia de remoción es más baja. A continuación, se presenta en la Figura 3.32 la imagen de una laguna de maduración.

Figura 3.32 Imagen de una laguna de maduración para tratamiento de efluentes urbanos en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Las lagunas de estabilización son procesos de tratamiento de agua residual utilizados principalmente para la remoción de materia orgánica. No obstante, con algunas adaptaciones en el flujograma, en el número y la geometría de las lagunas, se puede lograr muy altas eficiencias de remoción de organismos patógenos (lagunas de maduración). Están también las lagunas de pulimento, conceptualmente similares a las lagunas de maduración, pero que reciben esta nomenclatura específica por realizar el pulimento de efluentes de reactores anaerobios, principalmente de los reactores tipo UASB. Los principales factores naturales que actúan como agente desinfectante en estas lagunas son: temperatura, insolación, pH, escasez de alimento, organismos predadores, compuestos tóxicos y elevada concentración de oxígeno disuelto. Para el caso de quistes de protozoarios y huevos de helmintos, el principal mecanismo es la sedimentación (von Sperling, 2012).

3.5.1.2 Remoción de nitrógeno y fósforo en sistemas de disposición controlada en el suelo.

Los sistemas de disposición de aguas residuales en el suelo que contengan culturas irrigadas, proporcionan remoción de N y P. La remoción de nutrientes ocurre por medio de las plantas, cuyo desarrollo, naturalmente, depende del nitrógeno y del fósforo. En vez de que estos nutrientes sean proporcionados por formulaciones específicas de N:P:K con fertilizantes sintéticos, ellos se encuentran disponibles en las aguas residuales. En este sentido, los procesos de fertirrigación son particularmente eficientes para dicho propósito y, dentro de ciertos límites (dependiendo de la especie vegetal y de las tasas de aplicación), los de flujo superficial y *wetlands*.

No obstante, la aplicación de estos nutrientes, principalmente nitrógeno, se debe hacer contemplando los principios de la ingeniería agronómica y las preocupaciones en términos de salud pública. Cantidades excesivas de nitrógeno, así como la salinidad de las aguas residuales, pueden ser desfavorables para la cultura vegetal. La percolación de nitrógeno a través del suelo puede conducir a la contaminación del nivel freático.

También deben considerarse aspectos sanitarios (asociados a organismos patógenos) de los trabajadores rurales en contacto con las aguas residuales, así como de la cultura irrigada que posiblemente será dispuesta para su comercialización. Siempre y cuando se tomen los debidos cuidados, ésta es una interesante práctica para una utilización productiva de las aguas residuales (von Sperling, 2012).

A continuación, en la Figura 3.33 se presenta una fotografía de la inyección de aguas residuales en un humedal construido de flujo subsuperficial.

Figura 3.33 Imagen de la zona de entrada del agua residual hacia un humedal construido de flujo subsuperficial en la PTAR del municipio de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia

Según von Sperling (2012), la disposición controlada de efluentes secundarios en el suelo resulta en la remoción de nutrientes, absorbidos por las plantas e incorporados al suelo, de sólidos suspendidos, y de patógenos, que son inactivados por acción de rayos ultravioleta, por la desecación y por la acción de los predadores biológicos en el suelo. Se trata de una técnica de postratamiento y reúso, ya que los efluentes proporcionan los nutrientes y materia orgánica para el conjunto suelo-planta y pueden promover la recarga del acuífero. El buen desempeño de procesos de esta naturaleza depende del tipo y de las características del suelo, así como de la tasa y de la frecuencia de alimentación del proceso.

3.5.1.3 Remoción biológica de nitrógeno y fósforo en sistemas de lodos activados y reactores aerobios con biopelícula

Según von Sperling (2012), los sistemas de lodos activados y, en ciertas condiciones, los reactores aerobios con biopelícula, son capaces de producir, sin alteraciones de proceso, conversión satisfactoria de amoníaco para nitrato (nitrificación). En este caso, es removido el amoníaco, pero no el nitrógeno, ya que se da tan solo una conversión de la forma del N. En regiones de clima caliente, la nitrificación ocurre casi que sistemáticamente en el sistema de lodos activados (Figura 3.34), a menos que exista algún problema ambiental en el tanque de aireación, como por ejemplo la falta de oxígeno disuelto, bajo pH, poca biomasa o la presencia de sustancias tóxicas o inhibidoras. Para que ocurra la nitrificación en reactores aerobios con biopelícula, es necesario que tales reactores sean dimensionados con bajas cargas, compatibles con la reproducción más lenta de las bacterias nitrificantes. Este puede ser el caso de los filtros biológicos percoladores de baja carga y de los biofiltros aireados sumergidos.

Figura 3.34 Imagen de la parte superficial de un reactor de lodos activados convencional de la PTAR del municipio Presidente Prudente, estado de São Paulo-Brasil

La remoción biológica de nitrógeno se logra en condiciones de ausencia de oxígeno, pero con la presencia de nitratos (denominadas condiciones anóxicas). En estas condiciones, un grupo de bacterias utiliza nitratos en su proceso respiratorio, convirtiéndolos a nitrógeno gaseoso, que escapa hacia la atmósfera; a dicho proceso se lo denomina desnitrificación.

La remoción biológica de fósforo (desfosfatación) puede lograrse a través de adaptaciones en el flujograma del proceso de lodos activados en nivel secundario. Para la remoción biológica de P, es esencial la existencia de zonas anaerobias y zonas aerobias en la línea de tratamiento. La zona anaerobia es considerada un selector biológico para los microorganismos acumuladores de P. Esta zona propicia una ventaja en términos de competición para los organismos acumuladores de P, ya que ellos pueden asimilar el sustrato en esta zona antes que otros microorganismos, no almacenadores de P. De esa manera, la zona anaerobia permite el desarrollo o selección de una gran población de organismos acumuladores de fósforo en el sistema, los cuales absorben apreciables cantidades de P del medio líquido, muy superiores a los requisitos metabólicos normales. Al remover el lodo biológico excedente, que a su vez contiene también los organismos acumuladores de P, ricos en este elemento, se está removiendo el P del sistema (von Sperling, 2012).

3.5.1.4 Remoción físico-química de nitrógeno y fósforo.

El amoníaco puede ser removido por procesos físico-químicos por medio de la volatilización del amonio libre (NH_3), tal remoción se realiza por medio del aumento del pH (por ejemplo, mediante la adición de cal), complementada por procesos de transferencia de gases (ej. torres de aireación). Para aguas residuales domésticas, normalmente los procesos físico-químicos representan costos operacionales más elevados que los asociados a la remoción biológica.

La remoción físico-química de P puede realizarse por medio de la adición de agentes coagulantes (iones metálicos) o alcalinizantes: precipitación de P soluble; la filtración o flotación (terciaria) del efluente: remoción del P presente en los sólidos en suspensión;

la combinación de la adición de coagulantes o alcalinizantes y de la filtración o flotación (von Sperling, 2012).

3.5.2 Pulimento por filtración física y desinfección por procesos químicos.

De acuerdo con Robbins y Ligon (2014), en algunos casos, cuando los niveles de DBO y de patógenos (especialmente para protozoarios) en el efluente secundario aún son mucho más elevados que los requeridos definidos por la legislación para el vertimiento en cuerpos de agua receptores, la PTAR debería usar una etapa de filtración terciaria, para ello se podría involucrar una filtración por medio de membranas, aunque la filtración lenta por medio de arena, como la que se presenta en la Figura 3.35 es generalmente menos cara y produce excelentes resultados.

Figura 3.35 Fotografía de un filtro lento de arena, para postratamiento de aguas residuales, en proceso de construcción, cerca de Tullamore, Irlanda. (Fuente: Robbins y Ligon,2014, p. 99)

Entre los procesos artificiales de desinfección se encuentran como los más importantes:

3.5.2.1 Cloración.

El propósito de la cloración es el de reducir la población de organismos en el agua residual hasta niveles lo suficientemente bajos para que garanticen que los organismos patógenos

no estarán presentes en cantidades suficientes para causar enfermedades al ser descartada el agua residual (Spellman, 2011). A continuación, en la Figura 3.36 se ilustra un tanque de contacto, conformado por una serie de tabiques divisorios que conforman un canal, para que el cloro aplicado al efluente final de la PTAR del municipio Presidente Prudente logre distribuirse de manera homogénea al flujo del líquido tratado y haga efectiva su acción contra los organismos indicadores de contaminación fecal y patógenos.

Figura 3.36 Fotografía tanque de contacto posterior a la aplicación de cloro para desinfección del efluente final de la PTAR municipio Presidente Prudente, estado de São Paulo-Brasil

El cloro es básicamente el desinfectante más utilizado para el agua y las aguas residuales. Es una tecnología mundialmente conocida, normalmente aplicada en las formas de cloro gaseoso, hipoclorito de sodio o de calcio, y otros compuestos de cloro en la forma líquida o sólida. La acción desinfectante del cloro se debe principalmente al mecanismo de oxidación del material celular. Mientras que algunos trabajos científicos relatan la inhibición enzimática y la afectación del material genético como otros mecanismos de la desinfección con cloro. Los compuestos de cloro, al ser adicionados al agua, reaccionan formando ácido hipocloroso (HOCl) que se disocia en OCl^- y H^+. La cantidad de HOCl

y OCl^- en solución depende del pH y se denomina cloro residual libre disponible. El cloro también reacciona con la materia orgánica presente en el agua residual, formando compuestos organoclorados y cloraminas, conocidos como cloro residual combinado. El ácido hipocloroso tiene el mayor poder desinfectante, seguido del ión hipoclorito (OCl^-), y la monocloramina con menor capacidad desinfectante. El cloro libre reacciona con sustancias diluidas o suspendidas en el agua por tres procesos: oxidación, adición y sustitución. En las reacciones en que ocurre oxidación, el cloro libre es siempre reducido a cloruro (Cl^-) (von Sperling, 2012).

3.5.2.2 Ozonización.

El ozono (O_3) es un oxidante extremadamente reactivo, muy bactericida. La mayoría de las plantas de desinfección de aguas residuales genera ozono imponiendo un alto voltaje en una cámara de gas. La generación in loco se debe a la inestabilidad del mismo, que se descompone en oxígeno elemental en un corto espacio de tiempo después de la generación. El mecanismo de desinfección del ozono incluye: destrucción parcial o total de la pared celular llevando a la lisis de las células; reacciones con radicales libres (peróxido de hidrógeno y el ion hidroxila) de la descomposición del ozono y daños a constituyentes del material genético. El interés en la utilización de ozono tiene como principal motivo el impacto benéfico en el medio ambiente, pues no hay formación de trihalometanos. Entretanto, poco se sabe sobre la posible formación de subproductos. La mayoría de las aplicaciones ha sido en PTARs de mediano y gran tamaño debido a la complejidad de la tecnología y los costos de operación y mantenimiento. Las etapas integrantes del flujograma de un sistema de ozonización incluyen: almacenamiento (oxígeno), generación de ozono, dosificación, tanque de contacto, destrucción del ozono excedente y disposición final del efluente. La aplicación de ozono en el tratamiento de efluentes se realiza siempre por medio de la dispersión del gas en el líquido. Se utilizan varias formas de difusión, de las cuales las más comunes son: difusión de aire ozonizado, hidroeyectores y mezcladores estáticos (von Sperling, 2012).

3.5.2.3 Radiación ultravioleta.

El uso de la radiación ultravioleta (UV) se muestra muy competitiva con respecto a la cloración/descloración debido a la no generación de los subproductos tóxicos, como los del cloro (por ejemplo: organoclorados, trihalometanos y otros). El mecanismo primario de la inactivación de microorganismos consiste en el daño directo a los ácidos nucleicos celulares. Su eficiencia depende principalmente de las características del afluente, de la concentración de coloides y partículas en el agua residual, de la intensidad de la radiación UV aplicada, del tiempo de exposición de los microorganismos a la radiación y de la configuración del reactor. Los principales componentes de un sistema de desinfección UV son las lámparas tipo arco de mercurio, el equipo de accionamiento y el reactor. Existen dos tipos de configuraciones de reactores de desinfección UV: con o sin contacto con el agua residual. En ambos el agua residual puede fluir de forma perpendicular o paralela a las lámparas. En el reactor de contacto las lámparas de mercurio pueden colocarse en tubos de cuarzo para minimizar el efecto de enfriamiento por el agua residual. En los reactores sin contacto, las lámparas UV se suspenden externamente a un conductor transparente que transporta el agua residual para su desinfección.

04

Antecedentes históricos del uso de efluentes y excretas en piscicultura

Tanques de cultivo de tilapia en efluente de laguna de alta tasa para la evaluación de tasas de aplicación superficial de amoníaco y densidades de siembra en Viçosa, Minas Gerais-Brasil

El presente capítulo presenta una revisión exhaustiva de la literatura mundial para recopilar las experiencias, tanto a nivel de escala experimental y piloto como a escala real relativas a: uso de excretas sobre estanques para cultivo de peces; disposición controlada de lodos sanitarios en unidades de cultivo para su fertilización; uso de aguas con contaminación fecal en estanques; cultivo de peces en unidades de tratamiento de aguas residuales; cultivo de peces en estanques abastecidos de manera intermitente con efluentes tratados; cultivo de peces en estanques abastecidos mediante flujo continuo con aguas residuales tratadas.

4.1 REÚSO DEL AGUA

Según Asano et al. (2007), en comunidades con limitadas fuentes de agua disponibles, la recuperación y el reúso del agua a partir de aguas residuales son opciones atractivas para conservar y ampliar las fuentes del líquido por medio de: sustitución de agua recuperada para aplicaciones que no requieren de agua potable; establecimiento de fuentes alternativas de abastecimiento de agua; protección de los ecosistemas acuáticos al reducir la desviación de líquido de los cursos de agua y su contaminación con nutrientes y contaminantes tóxicos; reducción de la necesidad de estructuras de control, tales como represas y reservorios; cumplimiento de las reglamentaciones ambientales por el mejor manejo del consumo del agua y del vertimiento de efluentes.

Dependiendo de la realidad económica y social de las comunidades, la reutilización del agua puede ser adoptada para aplicaciones muy diferentes. De acuerdo con UNEP y GEC (2004), en ciudades y regiones de países desarrollados, donde la colecta y tratamiento de las aguas residuales han sido una práctica común, el reúso se aplica atendiendo de manera adecuada las condiciones del saneamiento, la salud pública y la protección ambiental. Las alternativas de reutilización de los efluentes tratados en países desarrollados incluyen diversas aplicaciones con fines urbanos e industriales, tales como las que se presentan en la Figura 4.1.

La utilización de efluentes sanitarios presenta diversos atractivos y constituye, además de una realidad en diversos países, en muchos casos, en una necesidad impuesta por la escasez y usos conflictivos del agua (Bastos, 2003). Según Asano et al. (2007), en los países en vías de desarrollo, particularmente en zonas áridas, las aguas residuales son simplemente demasiado valiosas para ser descartadas, pues contienen un alto nivel de nutrientes susceptibles de ser reaprovechados en actividades agrícolas y pecuarias.

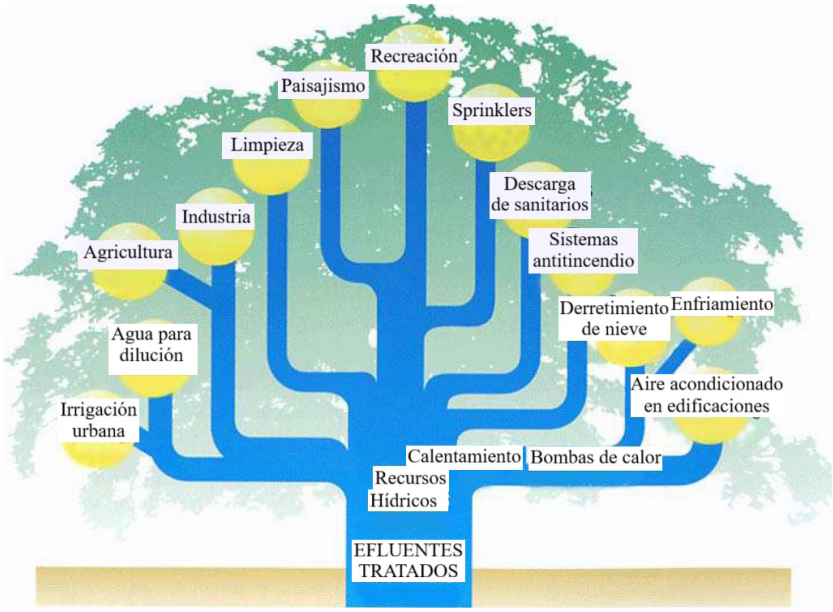


Figura 4.1. Árbol del reciclaje del recurso agua. Fuente: Adaptado de Lowe (2009)

De acuerdo con Junge (2000), la producción de plantas puede generar hasta 200 toneladas de producto fresco por hectárea por año con capacidad de reciclaje de nutrientes por área de aproximadamente 1 g N/m^2. d y 0,1 g P/m^2. d; la producción de peces puede generar del orden de 10 ton/ha/año con una capacidad de reciclaje del orden de 0,1 g N/m^2. d y 0,03 g P/m^2.

Según Niemczynowicz (1997), citado por Shalabi (2006), un individuo por medio de sus excretas podría producir la cantidad de fertilizante necesaria para producir los alimentos para una persona. Sin embargo, este último autor afirmó que es una visión muy optimista, y que una perspectiva más conservadora permitiría afirmar que las excretas de una persona podrían sustituir 50% de los fertilizantes necesarios para suministro de alimentos vegetales para esa persona.

Cuando las aguas residuales tratadas, con altos niveles de nutrientes y mínimos niveles de riesgo a la salud humana son utilizadas en producciones agrícolas y pecuarias, permiten la incorporación potencial de extensas áreas desérticas a la actividad productiva,

aumentan la productividad de una región, generan fuentes de empleo y disponibilidad de alimento (Moscoso et al., 1992a).

El reúso de excretas o de aguas residuales en acuicultura, según Edwards (1992), puede ser directo o indirecto. Reúso directo es el uso planeado y deliberado de aguas residuales tratadas para acuicultura, mientras que, en el reúso indirecto, el agua que ya fue utilizada una o más veces es vertida en el ambiente y posteriormente recuperada y usada de nuevo, con o sin reconocimiento de su uso previo. Para el caso del reúso directo, Tilley et al. (2014) definieron tres tipos de producción piscícola: fertilización de los tanques con efluentes; fertilización con excretas y/o con lodos sanitarios; cultivo de los peces directamente en lagunas aerobias.

Considerando que, según von Sperling y Chernicharo (2005), el consumo de agua en una población de ciudades de tamaño mediano (50.000 – 250.000 habitantes) varía entre 120 y 220 L/hab/d, y que un coeficiente de retorno comúnmente adoptado es de 0,8, en promedio, por cada 8210 habitantes, se podría generar la cantidad de líquido necesaria para sustentar una hectárea de producción piscícola de tilapia, representando la disponibilidad de aproximadamente 2,2 kg do producto por persona por año, ayudando así a sustentar el creciente consumo de peces, que de acuerdo con valores estimados por la FAO (2014) en el año 2012 alcanzó un valor promedio mundial de 19,2 kg/persona/año, y en países de bajos ingresos con déficit de alimentos para 2010 fue de 10,9 kg.

4.2 REÚSO DE EXCRETAS EN ACUICULTURA

La piscicultura utilizando aguas residuales domésticas se ha practicado durante décadas por muchas culturas y desde tiempos remotos; de acuerdo con Angelakis et al. (2018), el uso de excretas humanas y otro tipo de residuos en acuicultura se ha practicado desde aproximadamente el año 1100 antes de Cristo en varias regiones de China durante la dinastía Yin. En las aguas residuales, una enorme cantidad de nutrientes sirve como fertilizante ideal para que el fitoplancton y el zooplancton aumenten y florezcan la

productividad del ecosistema acuático, que eventualmente sirve como alimento valioso para los peces (Ali, 2022). Según Edwards (2001), la primera impresión relativa a los peces cultivados en sistemas abastecidos con aguas residuales es que su consumo no es seguro, debido a la probabilidad de adquirir infecciones producidas por los organismos presentes en las aguas residuales domésticas. Sin embargo, tales peces representan riesgos relativamente bajos a la salud pública –pese a que las aguas residuales estén cada vez más contaminadas con efluentes industriales tóxicos- y que pueden contribuir en el aumento del bien estar de las comunidades pobres urbanas y marginales. En el cultivo de tilapia en efluentes de lagunas de estabilización en tanques con sistema de aireación por *air-lift*, Pereira y Lapolli (2009) analizaron la calidad microbiológica de los peces y reportaron que los análisis de coliformes fecales, *Salmonella* sp. y *Staphylococcus aureus* de la carne de los peces producidos estuvieron dentro de los estándares exigidos por la Organización Mundial de la Salud.

De acuerdo con Edwards (2008), la tercera edición de las directrices para el uso seguro de aguas residuales, excretas y aguas grises en agricultura y acuicultura de la OMS define una serie de medidas de protección de la salud, que pueden ser usadas para reducir los riesgos a la salud de los consumidores, de los trabajadores, sus familias, y de las comunidades locales. Las estrategias de gestión del riesgo para la acuicultura utilizando dichos residuos involucran la construcción de “múltiples barreras” para evitar exposiciones a patógenos y productos químicos tóxicos con combinaciones de varias intervenciones.

Las excretas humanas pueden ser utilizadas en acuicultura de forma no intencionada, cuando efluentes domésticos o lodos sanitarios llegan a los cuerpos de agua o a las instalaciones acuícolas debido a crecientes o variaciones estacionales del nivel en los cuerpos hídricos (Edwards, 1992). Un ejemplo del uso intencional de excretas es el montaje de letrinas directamente encima de tanques de cultivo, alternativa que fue implementada en pequeñas comunidades de China y que permitía al mismo tiempo

aumentar la producción piscícola y descartar las aguas residuales domésticas (Schmidt, 1981). De acuerdo con Edwards (1992), otras formas de uso intencional de las excretas es la aplicación, como fertilizante de tanques acuícolas, de lodos sanitarios, así como la disposición de efluentes sanitarios crudos o parcialmente tratados.

Según Moscoso (1999), existen tres tipos de sistemas integrados de PTAR con la acuicultura, a saber: tanques que reciben directamente aguas residuales crudas (como los sistemas comúnmente practicados en Calcuta); tanques de cultivo precedidos por algún tipo de tratamiento primario (como algunos sistemas reportados en Hungría); tanques que reciben efluentes con previa remoción de patógenos.

Una de las formas de aprovechamiento de las excretas humanas en piscicultura consiste en la disposición de letrinas justamente sobre el espejo de agua de un estanque (*overhung latrines*) para la producción de peces. Es una práctica que fue bastante aplicada en algunos países asiáticos pero que actualmente continúan siendo utilizadas en comunidades rurales pobres de países de dicho continente. A continuación, la Figura 4.2 presenta una letrina dispuesta sobre un tanque para piscicultura en Indonesia.

Figura 4.2 L*e*trina localizada sobre un estanque para producción de peces en Tangerang del Sur, Indonesia. Fuente: Tohir (2019)

Para viabilizar la producción piscícola extensiva las excretas frescas pueden disponerse directamente sobre los estanques (Figura 4.3) o se puede disponer lodos provenientes de letrinas o de tanques sépticos (conocidos como *nightsoil*) y que se colectan y transportan hasta estanques para su uso como fertilizante del agua. De acuerdo con UNEP y METC (2000), los países donde tradicionalmente más se han utilizado tales sistemas han sido China, Indonesia y Vietnam.

Figura 4.3 Letrina localizada sobre un estanque para producción de peces en Vietnam. Fuente: (UNEP y METC, 2000, p. 83)

4.3 REÚSO DE EFLUENTES EN ACUICULTURA

Según Junge (2000), el reúso de efluentes en acuicultura posibilita la generación de diversos productos comercializables, tales como plantas y animales comestibles, alimentos para animales, fertilizantes, y hasta productos de lujo, como peces, plantas ornamentales y perlas. De acuerdo con Ghangrekar et al. (2007), el uso de aguas residuales tratadas en acuicultura se refiere a las antiguas prácticas de cultivo de peces, principalmente carpa y tilapia, y el cultivo de especies vegetales acuáticas como espinaca y castaña de agua. Hace miles de años que la acuicultura con aguas residuales se practica como un método para aprovechar residuos humanos y producir proteína en

la forma de peces (Rose, 1999). Este tipo de actividades ha sido desarrollado por varios siglos en algunos países en el Este, Sur y Sureste de Asia, especialmente en China (Edwards, 2008).

De acuerdo con Schmidt (1981), el uso de aguas residuales en piscicultura requiere un tratamiento mínimo imprescindible (lagunas de estabilización, sistemas de tratamiento convencional, dilución previa del efluente, dilución simultánea). Una segunda condición, no menos importante, es la selección exclusiva de las aguas residuales domésticas y rurales a utilizar con el fin de evitar la presencia de metales pesados y otras sustancias tóxicas propias de vertimientos industriales. En un medio tan enriquecido, la producción piscícola puede duplicarse e incluso triplicarse sin necesidad de adición de fuentes de alimento adicional. Sin embargo, incluso si se logran buenos resultados, algunos riesgos persisten para el cultivo: la posibilidad de anoxia debido a la degradación de materiales orgánicos, la presencia de amoníaco, nitritos, detergentes y los riesgos de infecciones virales y bacterianas.

Un sistema acuícola abastecido con aguas residuales presenta como objetivo central la asimilación de nutrientes disueltos por parte de la biomasa y el consumo o mineralización de los compuestos orgánicos; como consecuencia de ello el agua residual es purificada (Staudenmann y Junge, 2003). Para que los procesos físicos y biológicos propios de las unidades de cultivo con aguas residuales crudas se desarrollen de la mejor manera posible es importante implementar un sistema de pretratamiento que remueva sólidos sedimentables y material de gran tamaño que puedan afectar de manera negativa el cultivo; en ese sentido, Prein (1990) reportó experiencias en diversas ciudades en Alemania que durante los siglos XIX y XX incluyeron un pre tratamiento mecanizado a efluentes urbanos que se dispusieron de manera diluida en estanques para el cultivo de diversas especies entre las que se encontraban trucha, carpa y tenca.

Según Cointreau (1987), la materia orgánica finamente particulada adicionada a los tanques para producción de peces proporciona área superficial de soporte, así como

fuente de alimento para bacterias y protozoarios. Dichos microorganismos también asimilan nutrientes del agua, y después de producir masa celular rica en proteína, sirven como alimento para peces. El fitoplancton y el zooplancton se benefician del crecimiento de tales microorganismos y también sirven como alimento para peces.

Las algas asumen un papel crítico en el tratamiento de aguas residuales por medio de lagunas de estabilización, pues actúan como generadoras de oxígeno a través de los procesos fotosintéticos, sin las cuales las lagunas se convertirían en unidades anaerobias (Pearson et al., 1987). Tales organismos, responsables de la productividad primaria servirán como alimento para otros organismos de la cadena alimenticia, entre los cuales se encuentran los peces.

De acuerdo con Edwards (1992), los peces no pueden ser cultivados directamente en las aguas residuales, pues la elevada concentración de materia orgánica en la forma de DBO debe ser reducida antes de su uso como insumo en los tanques de cultivo. Para ello es necesario: realizar un pretratamiento suficiente del agua residual; diluir el efluente con agua fresca, antes de su introducción en los tanques o diluir el agua residual con el agua de las propias unidades de cultivo. Algunas de las experiencias que han sido practicadas durante décadas en países como India es el cultivo de peces en las propias unidades de cultivo; en el caso particular de ese país la especie más cultivada es un tipo de carpa denominada Catla (*Catla catla*). A continuación, en la Figura 4.4 se presenta una fotografía de las dos lagunas facultativas secundarias utilizadas para el cultivo de Catla y que forman parte de la PTAR perteneciente al distrito de Karnal del estado de Haryana en el norte de la India; dicha planta de tratamiento está conformada por dos lagunas anaerobias, seguidas de dos lagunas facultativas y posteriormente sus efluentes son tratados por dos lagunas de maduración (también utilizadas para piscicultura), lo que constituye dos trenes de tratamiento que funcionan en paralelo que tratan la mitad del caudal afluente a la PTAR.

Figura 4.4 Fotografía de las lagunas facultativas secundarias utilizadas para la producción de peces en el distrito de Karnal, estado de Haryana-India (Fuente: Kumar et al. 2015b, p. 4)

Para todos los casos de reúso de efluentes para el cultivo de peces, Edwards (1992) recomienda la aplicación de una carga orgánica de 25 kgDBO/ha/d en los tanques para así optimizar la producción de alimento natural que favorecerá el cultivo de las especies hidrobiológicas.

4.3.1 Piscicultura en estanques que reciben aguas residuales crudas

Según Saha et al. (2016), la práctica de la piscicultura que recibe agua residual cruda en el sistema de *wetlands* en Calcuta del Este, es probablemente el más antiguo y el mayor sistema de reciclaje que permanece comercialmente activo desde 1930. Dicho sistema posee un área total del orden de 12500 ha, de las cuales 5852 ha son de espejo de agua, y 3798 ha son destinadas para piscicultura, que produce comercialmente del orden de 30000 toneladas de peces por año. El sistema de *wetlands* en Calcuta del Este es abastecido por dos canales que transportan las aguas residuales domésticas de aproximadamente 12.000.000 de habitantes, parte del líquido es dispuesto diariamente en 254 tanques de piscicultura, cuyo nombre local es “bheries”, con profundidades entre

50 y 150 cm y áreas individuales de hasta 40 y 50 ha. En los tanques más grandes, el flujo del agua residual es continuo, donde se reciben cargas orgánicas que varían entre 20 y 70 kgDBO/ha.d; mientras que, para los tanques de menor tamaño, el intercambio de agua se opera de manera discontinua (Nandeesha, 2002; Raychaudhuri et al., 2008; Adhikari et al., 2009; Saha et al., 2016).

De acuerdo con Sarkar et al. (2009), la preparación de un tanque en el sistema de *wetlands* en Calcuta del Este consiste en el vaciado total del líquido en los meses de invierno, entre mediados de noviembre y finales de marzo. Después de eso, se revuelve el lodo sedimentado, se trata con cal y se deja en reposo por aproximadamente un mes; en seguida, se permite la entrada de agua residual cruda de los canales para llenar el tanque hasta una profundidad entre 60 y 90 cm; 3 a 4 días después, el color del agua deja de ser negro intenso y comienza a volverse verde debido al crecimiento algal; después de 7 días, el crecimiento de algas alcanza su máximo nivel y ocurre un *bloom* de fitoplancton, momento en el cual los pescadores remueven, por medio de redes, la capa flotante de algas, dejando así el líquido cristalino. El agua aún es dejada en reposo por un periodo del orden de 20 a 25 días, y después es usada para el cultivo de peces; en la Figura 4.5 se presenta una serie de fotografías que ilustran la secuencia temporal inicial para preparación del líquido en los estanques para el cultivo de peces en el efluente inicialmente dispuesto crudo, sin que lo anteceda ningún tipo de tratamiento.

Figura 4.5 Serie de fotografías de la secuencia temporal para preparación de un tanque en el sistema de *wetlands* en Calcuta del Este-India (Fuente: Sarkar et al. 2009, p. 2310)

Cabe mencionar que el desarrollo de la producción piscícola en efluentes crudos o tratados demanda de una semilla de alta calidad para que los organismos hidrobiológicos a cultivar soporten adecuadamente las variantes condiciones de calidad del agua y registren alta sobrevivencia, así como buena ganancia de peso. El suministro de buena semilla para el caso particular de los emprendimientos localizados en Calcuta y otros municipios del estado de Bengala Occidental se garantizó principalmente por parte de productores de la ciudad de Naihati, tal como lo reportaron Milwain et al. (2002).

Según Mandal et al. (2018), básicamente se han adoptado dos métodos de cultivo de peces en sistemas que reciben aguas residuales crudas. En el primer método se realiza la siembra y después de 6 a 10 meses se realiza la cosecha. En el segundo método, se realizan varias siembras y cosechas a lo largo del período de cultivo, que es básicamente el mecanismo adoptado en el sistema de *wetlands* en Calcuta del Este. Además de las recomendaciones de drenaje y mantenimiento periódico de los estanques anteriormente comentadas por Sarkar et al. (2009), Paul y Chanda (2019) relatan la remoción de residuos y lodo acumulados en el fondo de los estanques al menos cada tres años, actividad que se ilustra en la Figura 4.6.

Figura 4.6 Remoción periódica de lodo y residuos de fondo en un estanque para piscicultura en Calcuta del Este-India (Fuente: Paul y Chanda, 2019, p. 15)

Es evidente que recurrir al cultivo de peces en aguas residuales se constituye en una alternativa muy atractiva para países en vías de desarrollo, y por ello ha sido practicado con éxito en la India y funcionó durante un buen tiempo en Vietnam y China. De acuerdo con Vansintjan (2021), a principios del siglo XX existían más de 90 sistemas de piscicultura con aguas residuales en Alemania, y hasta los años 90, la ciudad de Múnich aún procesaba la mayor parte de sus aguas residuales mediante la piscicultura. Una tendencia que amenaza la piscicultura en efluentes tratados en Asia es la creciente urbanización de lugares en los que históricamente se había realizado dicha práctica; de hecho, Edwards (2015) relata la desaparición de la actividad en lugares como el Lago este en Wuhan-China y la reducción drástica de la producción en Calcuta-India. A continuación, la Figura 4.7 ilustra dicho fenómeno en India.

Figura 4.7 Estanque para piscicultura en India donde se observa edificaciones en las cercanías (Fuente: Paul y Chanda, 2019, p. 47)

En el marco del presente capítulo, y en general de este libro, se hará énfasis en el cultivo de tilapias debido a su presencia en prácticamente los cinco continentes y su cultivo en una enorme diversidad de países. De acuerdo con Celik (2012), las tilapias se distribuyen naturalmente en muchas áreas diferentes, incluidos diversos lagos y ríos

de África, el río Nilo, Palestina, Israel y Siria. Posteriormente fueron introducidas en muchas regiones tropicales, subtropicales o templadas del mundo debido a su rápido crecimiento, elevada resistencia a enfermedades, facilidad de reproducción y alta tolerancia incluso a algunas condiciones severas que no pueden ser toleradas por otras especies de cultivo. La razón principal de estas introducciones fue la producción de fuentes de proteína económicas a partir de tilapia en zonas rurales para combatir la pobreza. Con el tiempo, la tilapia se ha convertido en un pescado popular en el mercado con carne blanca y buen sabor.

Según Rakocy y McGinty (1989) es recomendable el cultivo monosexo de tilapias macho ya que la tilapia macho crece más rápido que las hembras. Las hembras utilizan una cantidad considerable de energía en la producción de huevos y suspenden su alimentación cuando están incubando los huevos. El cultivo monosexo masculino propicia períodos de cultivo más largos y permite la implantación de mayores densidades de siembra.

En la Tabla 4.1 se presentan informaciones sobre sistemas de policultivo de peces en tanques recibiendo aguas residuales crudas.

Tabla 4.1 Sistemas de cultivo de peces en unidades que recibieron aguas residuales crudas

Origen del agua residual cruda	Sistema de Cultivo – operación	Especies cultivadas – densidad de cultivo	Productividad, pesos finales	Lugar del sistema de cultivo	Referencia
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas	Tanque de cultivo de 0,076 ha recibiendo efluente crudo	Monocultivo de Tilapia mossambica (*Oreochromis mossambicus*), densidad de 17000 alevinos/ha	Productividad de 9,08 ton/ha.año	Rahara, Índia	Dehadrai y Ghosh, (1977)
Canal de transporte de agua de drenaje, aguas residuales domésticas y de 152 industrias locales	5 tanques con espejo de agua del orden de 48 ha recibieran líquido del canal y fueron utilizados para piscicultura	Policultivo de lata (*C. punctatus*), tilapia (*T. mossambica*), catla (*C. catla*), y roha (*L. rohita*)	No fueron reportados valores de productividad	Calcuta, India	Deb y Santra (1997)
Sistema de transporte de aguas residuales urbanas	6 tanques experimentales con área total de 1,6 ha y profundidad de 1 m, /recibiendo 150 m^3/ha.día de agua residual efluente de sedimentación primaria	Policutivo con 2500 alevinos/ha de carpa plateada (*Hypophthalmichthys molitrix*), y 1500 alevinos/ha de carpa común (*Cyprinus curpio*)	Cosecha después de 120 días de cultivo, productividad de 12 kg/ha.d	Szemess, Hungría	Oláh et al. (1986)
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas de Calcuta	Estanques en tierra con área total de 5,7 ha y profundidad de 0,7 m recibiendo aguas residuales después de la remoción de material flotante por medio de tamizado. Ingreso del agua residual durante 3 horas/día (130 m^3/ha.día) durante 7 días/mes representando la sustitución de 13% del volumen/mes	Policutivo con el siguiente número de individuos 4210 catla (*Catla catla*), 7193 rohu (*Labeo rohita*), 5965 mrigal (*Cirrhinus mrigala*), 12105 carpa común (*Cyprinus curpio*) y 5614 tilapias (*Oreochromis mossambicus*), total: 35087 peces/ha	Cosechas parciales cada 120 días hasta 300 días, productividad de 21,3 kg/ha.d	Calcuta, India	Oláh et al. (1986)
Sistema de colecta y transporte de aguas residuales domésticas en Nueva Delhi.	Tanques para tratamiento de aguas residuales recibiendo carga orgánica de 30 kgDBO/ha.día. Los tanques se usaron para cultivo de diversas especies de peces	Policultivo de carpa común (*Cyprinus carpio var.communis*), carpa plateada (*Hypophthalmichthys molitrix*), catla (*Catla catla*), rohu (*Labeo rohita*), mrigal (*Cirrhinus mrigala*) y tilapia (*Oreochromis mossambicus*)	Después de 210 días de cultivo, en la cosecha los pesos medios para cada especie fueron: 910, 1050, 1155, 754, 595, y 318 g. No se reportaron valores de productividad	Nueva Delhi, India	Balasubramanian et al. (1992)

Tabla 4.1 Sistemas de cultivo de peces en unidades que recibieron aguas residuales crudas (continuación)

Origen del agua residual cruda	Sistema de Cultivo – operación	Especies cultivadas – densidad de cultivo	Productividad, pesos finales	Lugar del sistema de cultivo	Referencia
Sistema de 2 canales transportando aguas residuales urbanas a través del sistema de wetlands en Calcuta del Este	Del sistema de wetlands, 3798 ha son destinadas para piscicultura. En los tanques, que localmente reciben el nombre de "bheries", diariamente se dispone agua residual	70% de los peces cultivados en el sistema de wetlands es carpa de la India (catla, mrigal y rohu), adicionalmente son cultivadas otras especies incluyendo: carpa común (*Cyprinus carpio*), carpa plateada (*Hypophthalmichthys molitrix*), carpa herbívora (*Ctenopharyngodon idella*), y tilapia.	Se realizan cosechas parciales durante todo el año produciendo 30000 toneladas de peces por año	Calcuta del Este, India	Saha et al. (2016), Raychaudhuri et al. (2008), Adhikari et al. (2009)
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas	Tanques para cultivo de diversas especies de carpa a partir de una única siembra y una sola cosecha anual después de 12 meses	*Catla catla* (2500 peces/ha), *Labeo rohita* (5000 peces/ha), *Cirrhinus mrigala* (2500 peces/ha), *Hypopthalmichthys molitrix* (5000 peces/ha), *Cyprinus carpio* (500 peces/ha). Proporción entre las especies: 5: 10: 5: 10: 1	La productividad varió entre 3,4 y 4,0 ton/ha	India	Mandal et al. (2018)
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas	Tanques para policultivo a partir de una única siembra y una sola cosecha anual después de 12 meses	*Labeo bata* (5000 peces/ha), *Catla catla, Labeo rohita, Cirrhinus mrigala* (10000 peces/ha). Proporción entre las especies: 1: 2	Productividad entre 3,90 y 4,04 ton/ha	India	Mandal et al. (2018)
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas	Tanques para policultivo a partir de una única siembra y una sola cosecha anual después de 12 meses	*Labeo bata* (5000 peces/ha), *Cirrhinus reba* (5000 peces/ha), *Catla catla, Labeo rohita, Cirrhinus mrigala* (10000 peces/ha),	Productividad promedio de 6,81 ton/ha	India	Mandal et al. (2018)
Sistema de transporte de aguas residuales domésticas	Tanque para monocultivo a partir de una única siembra y cosecha después de 6 meses	Catfish *Clarias batrachus*	Productividad promedio de 0,257 ton/ha	India	Mandal et al. (2018)

4.3.2 Reúso de efluentes domésticos tratados para piscicultura

La producción de peces en efluentes de PTAR convencionales puede presentar tasas de crecimiento limitadas como resultado de un elevado nivel de tratamiento que reduce la biomasa disponible para alimentación de los animales. Según Edwards (2008), el diseño de una PTAR cuyo efluente será utilizado para cultivo de peces debe estar basado en el criterio del mínimo nivel de tratamiento del agua residual en lagunas de estabilización, para maximizar la producción de peces de manera microbiológicamente segura.

Para el uso de efluentes domésticos tratados en acuicultura de manera segura, la Organización Mundial de la Salud (WHO, 2006) recomendó, a partir de lo reportado por Mara et al. (1993), la implantación de una laguna anaerobia, seguida de una laguna facultativa secundaria, pues sugiere tener en cuenta el rápido decaimiento de las bacterias entéricas y virus en tanques fertilizados para cultivo de peces, que funcionan de manera similar a las lagunas de maduración. Adicionalmente, los autores recomendaron como criterio de dimensionamiento de los tanques para cultivo de los peces una carga superficial de 4 kg/ha/d de nitrógeno total (NT) y afirmaron que es posible ejecutar tres ciclos de cultivo por año con producciones del orden de 5 ton/ha con cosecha para peso de 200 g y una productividad final del orden de 13 t/ha/año.

Según Edwards (1992), la mayor parte de los trabajos experimentales relacionados al reúso de excretas en la acuicultura han estado enfocados al cultivo de peces en efluentes tratados por medio de lagunas de estabilización (LE), con experiencias reportadas en África (Kenia y Suráfrica); en las Américas (Perú, Estados Unidos y República Dominicana); en Asia (Hong Kong, India, Bengala Occidental, Israel y China); en Nueva Zelandia; y en Europa (Francia, Hungría, Polonia, Rusia y en el Reino Unido). La mayor área destinada para cultivo de peces en unidades de tratamiento de aguas residuales domésticas está en India, donde tradicionalmente han sido cultivadas especies nativas, así como diversas especies de carpas debido a su rusticidad y rápida ganancia de peso. De acuerdo con Little et al. (2002), en las últimas décadas del siglo pasado

aumento el cultivo de tilapia en ese país, por ser barata de producir y debido a su alta demanda, principalmente por los consumidores de bajos recursos.

Algunos ejemplos de uso de aguas residuales para cultivo de peces en países desarrollados son los citados por Wolny (1966): - Las aguas residuales de la ciudad de Múnich, purificadas mecánicamente y diluidas con agua pura en la proporción de 1:3 o 1:5, sirvieron como abono orgánico para estanques para cultivo de carpa donde el incremento de crecimiento anual varió entre 400 y 600 kg/ha. - Los efluentes de las aguas residuales de Berlín, tratados biológicamente mediante el método de filtración de campo cuando se dispusieron en estanques de Schönerlinde para el cultivo de carpa y produjeron un crecimiento natural entre 800 y 900 kg/ha. - Las aguas residuales de la ciudad de Kielce (Polonia central), tratadas mediante el proceso de lodos activados, que fueron introducidas sin dilución a estanques para cultivo de carpa propiciaron el desarrollo del fitoplancton, que estuvo compuesto principalmente por las algas *Scenedesmus* y *Chlorella*, el sistema reportó producciones del orden de 1.300 kg/ha.

La Tabla 4.2 presenta, de manera resumida y en orden cronológico, informaciones relativas al cultivo de diversas especies de peces en tanques recibiendo efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales, varias de ellas basadas principalmente en lagunas de estabilización (LE), lagunas facultativas (LF) y lagunas de maduración (LM).

Tabla 4.2 Sistemas de cultivo de peces en tanques recibiendo efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Efluentes municipales crudos pasaron a 6 LE con áreas individuales medias de 2,6 ha, área total de 15,8 ha, profundidades entre 0,9 y 1,5 m	Las lagunas fueron operadas en serie, con las LE1 y LE2 aireadas y destinadas a la producción de plancton y las lagunas LE3, LE4, LE5 y LE6 para piscicultura	Siembra de las lagunas con carpa cabezona y carpa plateada en las LE 3, 4, 5 y 6 así: LE3, 25000 catfish + 175 tilapias nilóticas; LE4, 25000 catfish; LE5, 1500 carpita dorada; LE6 1500 carpita dorada	Las tilapias no eran revertidas sexualmente, hubo reproducción, pero en cuatro meses se pasó de 1,8 kg de biomasa sembrada a 74,1 cosechada, debido a un evento de frío extremo no hubo proyecciones	Quail Creek - Oklahoma, USA	Coleman et al. (1974)
PTAR con tamizado + clarificación primaria + laguna de 8 ha y 1,5 m + 6 LE con áreas entre 1,55 y 1,83 ha y área total de 10,2 ha, profundidades entre 1,2 y 1,3 m, TRH individual de 12 d, TRH total de 70 días	Las lagunas, todas con bafle central para evitar cortos circuitos, fueron operadas en serie, con las LE1 y LE2 destinadas a la producción de plancton y las lagunas LE3, LE4, LE5 y LE6 para piscicultura	Siembra de las lagunas con carpa cabezona y carpa plateada en las LE 3, 4 y 5 así: LE3, 15724 peces/ha; LE4, 7917 peces/ha; LE5, 8456 peces/ha; en la LE6 con 3782 peces/ha entre carpa herbívora, catfish, buffalofish, carpa cabezona y carpa plateada	Adoptando sobrevivencia del 85%, la producción estimada fue de 3,34 ton/ha en 9 meses, con posible proyección para 4,0 ton/ha.año. El efluente final reportó concentraciones medias de 9mg/L de DBO y 17 mg/L de SST/L	Benton-Arkansas, USA	Lin (1974) y Reed et al. (1979)
PTAR por medio de 8 LE en serie con área total de 9 ha	El cultivo de los peces fue realizado en 5 de las 8 lagunas, cuyas profundidades variaron entre 0,3 y 1,0 m	La siembra se realizó con 420000 alevinos de Robalo (*Dicentrarchus labrax*)	No fueron reportados datos de productividad	Marseillan Plage, França	Barnabé (1978)

Tabla 4.2 Sistemas de cultivo de peces en tanques recibiendo efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR domésticas con 2 LE, área individual de 0,35 ha + 2 L. de oxidación con área individual de 1,21 ha + 4 LM	El cultivo de peces se realizó en las LM con áreas de 1,11, 1,0, 1,50 y 1.94 ha y profundidad media de 1,51 m	Policultivo de: rohu (*Labeo rohita*), catla (*Catla catla*), mrigal (*Cirrhina mrigala*), carpa plateada (*Hypophthalmichthys Molitrix*) y carpa común (*Cyprinus carpio*)	Ganancias de peso máximas: carpa plateada: 2,109 g/d, mrigal: 1,075 g/d, rohu: 0,984 g/d, catla: 0,997 g/d, carpa común 0,385 g/d. Productividad total de 3733 kg/ha.año	Bandipore-Bengala Occidental, India	Manna et al. (2001)
PTAR de efluentes domésticos por medio de lodos activados	12 tanques circulares con área y volúmenes individuales de 180 m^2 y 262 m^3. Evaluación de 3 tratamientos: T1 y T2: adición cada 15 días de 5,28 y 3,18 m^3 de efluente primario; T3: fertilización orgánica con estiércol de vaca; control: agua sin fertilización	Policultivo de: carpa plateada (Cp) con densidad de 5 carpas/10 m^3 (total 90 peces/tanque); además de catla (C), rohu (R) y mrigal (Mr) en proporciones de Cp: 2, C: 1,5, R: 3, Mr: 3,5	Después de 184 días, Biomasas finales estimadas: 1745 kg/ha para T1, 1114 kg/ha para T2 y 1704 kg/ha para T3, con mayor ganancia de peso para carpa plateada. Productividad total 5,74 a 8,85 kg/ha/día con densidad de siembra: 5000 peces/ha	Rahara-Calcuta, India	Dasgupta et al. (2008)
PTAR con tanque de sedimentación, con área de 0,185 ha y 3 m de profundidad + 3 tanques con bafles divisorios cultivando lenteja de agua con área de 1,13 ha, profundidades entre 0,5 y 0,75 m y TRH de 3 días	2 tanques recibieron el efluente secundario con área de 0,8 ha, profundidades de 1,5 m y TRH de 2 días	La siembra en los tanques se realizó para una densidad de 10000 peces/ha en iguales proporciones de las especies de carpa catla (*Catla catla*), rohu (*Labeo rohita*), mrigal (*Cirrhinus mrigala*), carpa plateada (*Hypophthalmichthys molitrix*) y carpa herbívora (*Puntius gonionotus*)	Productividad de 2,1 ton/ha.año	Vanivihar-Bhubaneswar, India	Jena et al. (2010)

Tabla 4.2 Sistemas de cultivo de peces en tanques recibiendo efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR compuesta por 2 LA con área individual de 0,158 ha + 2 LF con área individual de 1,684 ha + 2 LM con área individual de 1,683 ha	Los peces fueron cultivados dentro de una de las LF y en las 2 LM	Cultivo de catla (*Catla catla*) en densidades que aumentaron de la LF hacia la primera LM y después hacia la segunda LM	Productividad entre 12 y 16 ton/año	Karnal-Haryana, Índia	Kumar et al. (2014), (2015a), (2015b), Central Pollution Control Board (2005), Kumar y Asolekar (2016)
Tratamiento de 500 m^3/d de aguas residuales por medio de tanques con lenteja de agua.	Tanque recibiendo en flujo continuo efluente de los tanques con lenteja de agua	Catla (*Catla catla*)	Productividad promedio de 2,1 t/ha/año.	Punjab, India	Kumar et al. (2015a)
Tratamiento de 500 m^3/d de aguas residuales domésticas mediante tanque séptico + wetland	Tanque recibiendo efluente del humedal construido en flujo continuo	Catla (*Catla catla*)	Potencial para producción de 4 a 7 t/ha/año con control de las cargas de N, P y materia orgánica por medio del caudal afluente	Punjab, India	Kumar et al. (2015a)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración; LO: laguna de oxidación

4.3.3 Cultivo de tilapia en unidades de tratamiento de aguas residuales

El cultivo de tilapias dentro de unidades que hacen parte de un sistema de tratamiento de efluentes domésticos, tales como tanques o lagunas de estabilización, ha sido una alternativa aplicada en diversos países de África, de Asia y del continente americano. Normalmente el mecanismo de producción de los peces se remite a la siembra de los individuos en las propias lagunas de estabilización, de tal manera que los peces se desplazan libremente en todo el volumen de la unidad de tratamiento; sin embargo, otra alternativa corresponde a la disposición de jaulas flotantes dentro de las lagunas, para de esa manera mantener la biomasa de organismos en un volumen controlado. Un ejemplo de esta última configuración se presenta a continuación en la Figura 4.8.

Figura 4.8 Jaula flotante para cultivo de peces en una laguna de maduración de la PTAR de Kalyani, Calcuta-India (Fuente: Jana et al., 2018, p. 170)

Una experiencia desarrollada en Colombia, relativa al cultivo de tilapia roja en lagunas facultativas registró dificultades para la ejecución de la actividad al interior de unidades de tratamiento en escala real; por tal motivo, y con el fin de tener un mayor control de los parámetros de calidad del agua afluentes se recurrió a ensayos en lagunas facultativas a escala piloto tal como lo reportó Abenoza-Alcid (2006) y de cuyo montaje experimental se presenta una imagen a continuación en la Figura 4.9.

Figura 4.9 Jaulas flotantes para cultivo de tilapia roja en una laguna facultativa en escala piloto de la PTAR de Ginebra, Valle del Cauca-Colombia (Fuente: Abenoza-Alcid, 2006, p. 73)

Algunos estudios no han realizado monitoreo y control riguroso de las características de la siembra y las cosechas, pues no hay una definición clara de fechas o épocas específicas de la extracción de los peces ni del tamaño o peso mínimo que permitan la pesca de los individuos, situación que limita las capacidades productivas de dichos sistemas piscícolas. Silva et al. (2000) evaluaron durante 13 meses la producción informal de tilapia del Nilo en lagunas de maduración terciarias en el sistema de tratamiento de aguas residuales Marcanaú, en Fortaleza, estado de Ceará-Brasil. La PTAR fue conformada por una laguna anaerobia, una laguna facultativa secundaria y tres lagunas de maduración en serie que sumaron un TRH del orden de 100 días. Las tasas de producción registradas en las lagunas de maduración secundaria y terciaria fueron, respectivamente, de 1706 y 241 kg/ha/año, donde las respectivas concentraciones medias de nitrógeno amoniacal total fueron de 1,55 y 1,47 mg/L, y las de clorofila *a* de 471 y 331 µg/L. Pese a las relativamente altas tasas de crecimiento obtenidas en la laguna secundaria, los resultados de biometría de los peces fueron poco atractivas para fines comerciales, pues el peso medio calculado fue menor que 100 g.

Sin y Chiu (1987) reportaron el cultivo de tilapia (*Sarotherodon mossambica*) en dos lagunas de maduración para tratamiento terciario de aguas residuales domésticas de una comunidad rural, con población de 12500 habitantes, en Shek Wu Hui, Hong Kong. Sedimentación primaria, seguida de filtros biológicos de alta tasa o lodos activados antecedieron a las lagunas con formato de U, las cuales fueron diseñadas para un área individual de 0,4 ha y operadas con 1,25 m de profundidad. Durante el inicio del experimento, se realizó la siembra con peces de pesos medios de 56 g en la laguna 1, y de 41 g en la laguna 2 para densidades iniciales de 111,8 kg/ha en la laguna 1 y de 41,4 kg/ha en la laguna 2. Los pesos medios finales de las tilapias, después de 190 días de cultivo fueron de 276 y 299 g en las lagunas 1 y 2 respectivamente, y las productividades estimadas fueron de 784,8 kg/ha en la laguna 1 y de 1075 kg/ha en la laguna 2.

A escala de laboratorio, Ghangrekar et al. (2007) evaluaron el uso, para cultivo de tilapia, de los efluentes domésticos y de laboratorios del Instituto Indio de Tecnología en Kharagpur. Las aguas residuales fueron tratadas por medio de lagunas de oxidación con concentración de algas de 10 y 15 g/L, o por medio de lagunas con concentraciones de 5 y 7 g/L de lenteja de agua (Lemna). Se utilizaron 6 lagunas con dimensiones: L = 60 cm, B = 30 cm con columnas de agua entre 20 y 30 cm, y en cada laguna se mantuvieron 5 tilapias con masa total de 200 g. Los resultados demostraron que el uso de lagunas con lenteja de agua no es recomendable para cultivo de los peces por los bajos niveles de OD, mientras que las lagunas de oxidación con TRH de 8 días alcanzan los criterios de calidad de agua para acuicultura, en los cuales los animales reportaron tasas de crecimiento del orden de 1,06 g/d. Los autores recomendaron incluir en el sistema de tratamiento un reactor UASB para reducir los requisitos de TRH y espacio, además del cultivo de los peces en unidades separadas de las lagunas para evitar efectos adversos por excesiva concentración de algas.

La Tabla 4.3 presenta informaciones relativas al cultivo de tilapia en unidades integrantes de sistemas para tratamiento de aguas residuales.

Tabla 4.3 Cultivo de tilapias dentro de unidades de tratamiento de aguas residuales

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Serie de 6 lagunas: 2 de 0,3 ha + 4 lagunas de 0,025 ha con TRH de 25 d.	La laguna 6 fue utilizada para piscicultura con profundidades entre 0,6 y 1,5 m y TRH de 9 días	Tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus*)	Aumento de tamaño visible en los primeros 2 meses, pero a partir del mes 4 se registró ausencia total de peces por predación y pesca no autorizada	Marondera- Rodesia del Sur, Zimbabue	Hodgson (1964)
PTAR con nivel de tratamiento terciario por medio de lodos activados y filtración con arena o gravilla	4 tanques para pesca deportiva. 2 series de 2 tanques operados en paralelo, cada uno con área individual de 0,096 ha. Los dos primeros recibieron el efluente de los filtros	Policultivo con catfish, (*Ictalurus punctatus*); híbridos de tilapia Malacca (*T. homorum x T. mossambica*) y trucha (*Salmo gairdneri*). Catfish fue cultivado todo el año, trucha en invierno y tilapia en verano	Productividad media de tilapia 0,39 ton/ha.estación y de catfish 0,38 ton/ha.año	Tucson-Arizona USA	Hallock y Ziebell (1970)
6 lagunas en serie con áreas entre 1,5 y 1,8 ha y profundidades entre 1,2 y 1,3 m. TRH total de 12 días y área total de 10,2 ha	El cultivo de los peces se realizó en las lagunas 3 (1,55 ha), 4 (1,8 ha), 5 (1,67 ha), 6 (1,56 ha),	Policultivo con catfish (*Ictalurus punctatus*), carpita dorada (*Notemigonus crysoleucas*), carpita cabezona (*Pimephales promelas*), bagre y carpa herbívora	Productividad del policultivo extrapolada de 4 ton/ha.año	Quail Creek- Oklahoma, USA	Henderson (1979)
PTAR Kwa Mashu con lagunas de maduración	Cultivo de los peces en las lagunas de maduración	Tilapia melanopleura (*T. rendalli*) y Tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus*)	Productividad entre 4,9 y 7,4 ton/ha.año	Durban, Sudáfrica	Gaigher y Cloete (1981), Mackenzie y Livingstone (1968)
Reservorio recibiendo efluente doméstico tratado utilizado para enfriamiento en una estación para generación de energía eléctrica	Reservorio con área de 25 ha y 4 m de profundidad	Policultivo de *Oreochromis mossambicus*, *tilapia rendalli*, carpa común (*Cyprinus carpio*), catfish (*Clarias gariepinus*), y perca (*Micropterus salmoides)*	Productividad estimada de 1,0 ton/ha.año	Orlando-Johannesburgo, Suráfrica	Ferreira y Schoonbee (1983), Van Rensburg (1997)

Tabla 4.3 Cultivo de tilapias dentro de unidades de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Planta de tratamiento de aguas residuales conformada por LA + LFP + LFS + LM	Cultivo de los peces en jaulas flotantes de estructura metálica dentro de las lagunas facultativa secundaria y de maduración	Tilapia (*Oreochromis Niloticus*) y carpa común (*Cyprinus carpio*) con densidades de 30 y 60 peces por jaula	Ganancia de peso para 60 peces/jaula entre 0,29 y 0,31 g/día, y para 30 peces/jaula: 0,21 g/día	Kisumu-Thika, Kenia	Meadows (1983)
PTAR con sedimentación primaria, filtros percoladores y serie de 5 LM con áreas superficiales entre 0,8 y 0,9 ha y TRH entre 4 y 6 d por laguna.	Peces cultivados en jaulas dentro de las LM 4 (1 jaula) y LM 5 (6 jaulas). Después del segundo mes, debido a problemas operacionales en los filtros, las lagunas recibieron efluente primario	*O. mossambicus*, con densidades de siembra de 400, 200 y 100 peces por jaula	Se registró ganancia de peso en el primer mes, pero después de recibir el efluente primario hubo una reducción en el crecimiento, e inclusive pérdida de peso	Phuthaditjhaba, Suráfrica	Gaigher y Toerien (1985)
Tratamiento de efluente doméstico de 3550 habitantes por 1 LA y 2 lagunas con *bloom* de fitoplancton en serie	Los peces fueron cultivados en la tercera laguna, con área de 0,6 ha.	*Oreochromis shiranus* y *Tilapia rendalli*	Productividad entre 4 y 5 ton/ha después de 240 días	Dwangwa -Malawi, África	Cross (1985) apud Edwards (1985)
Aguas residuales domésticas tratadas por sedimentación primaria y filtros biológicos de alta tasa o lodos activados, cuyos efluentes fueron tratados por 2 LM.	Los peces fueron cultivados en las LM con formato en U, que tuvieron área individual de 0,4 ha y profundidad de 1,25 m. La LM1 recibió efluente de los lodos activados y la LM2 el efluente del filtro biológico	Tilapia (*Sarotherodon mossambica*). Densidades de siembra: 111,8 kg/ha (2000 peces/ha) en la LM1, y 41,4 kg/ha (1000 peces/ha) en la LM2	Ganancia de peso en la LM1 de 1,16 g/d, y en la LM2 de 1,57 g/d. Productividad de 0,78 ton/ha en la LM1, y de 1,08 ton/ha en la LM2	Shek Wu Hui, Hong Kong	Sin y Chiu (1987)
PTAR por medio de lodos activados, aireación extendida.	4 tanques de 400 m^2 llenos con agua de lluvia, efluente de aireación extendida y efluente de producción de algas. El primer tanque funcionó como LE. Reposición diaria de pérdidas por evaporación con efluente de aireación extendida	Tilapia azul (*Oreochromis aureus*), carpa común (*Cyprinus carpio*) y carpa plateada (*Hypophhalmichthys molitrix*) con pesos iniciales entre 24 y 42 g	Ganancias de peso medias calculadas para carpa común de 3,47 g/día, para tilapia azul de 1,6 g/día, y para carpa plateada de 1,85 g/día.	Haifa, Israel	Buras et al. (1987)

Tabla 4.3 Cultivo de tilapias dentro de unidades de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Dos tanques de oxidación en serie con sistemas de inyección de aire. TRH en el tanque 1: 5,07 d, en el tanque 2: 6,19 d	Cultivo de los peces en jaulas dentro de los tanques. Cada tanque tuvo un área individual de 0,24 ha, y un volumen de 4644 m^3	Tilapia híbrida monosexo (*Oreochromis mossambicus* x *0. homorum*), densidad de 53 peces/m3	Ganancia de peso media de 1,07 g/día. Productividad esperada de hasta 50 ton/ha.año	Oak Ridge-Tennessee, USA	Suffern et al. (1988)
Tanques experimentales instalados en la PTAR de Bloemfontein	4 tanques de oxidación operados en serie, recibiendo de manera discontinua efluente después de sedimentación primaria. Volumen individual de 10 m^3, área de 0,001 ha, TRH individual de 9,35 d, y TRH, total de 37,4 d	Cultivo de *Clarias gariepinus* en los 3 primeros tanques, y de *Oreochromis mossambicus*, *Hypopthamichthys molitrix*, *Cyprinus carpio* y *Labeo umbratus* en el 4° tanque. La tilapia fue cultivada en 3 fases con 20, 10 y 30 peces en el tanque	En el verano, *O. mossambicus* tuvo una tasa de ganancia de peso relativo de: 0,9, 2,0 y 1,2 % del peso vivo/día. Tasas de productividad extrapoladas para tilapia de 2 a 3 ton/ha	Bloemfontein, Suráfrica	Wrigley (1988)
PTAR Maracanaú, compuesta por: 1 LA + 1 LF + 3 LM. Área total de 77,22 ha, TRH total 100 d	Los peces fueron cultivados en la segunda y tercera LM, cada una con área de 16,7 ha y profundidad de 1,5 m	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*)	Productividad estimada de 1,71 y 0,24 ton/ha/año respectivamente en las lagunas de maduración secundaria y terciaria	Fortaleza-Ceará, Brasil	Silva et al. (2000)
1 reactor UASB con TRH de 0,34 d + 1 LF con desarrollo de lemna con TRH de 20,6 d	Cultivo en jaulas de 1 m^3 dentro de la LF. Se evaluó el crecimiento a partir del suministro de 50 y 100% diario del concentrado comercial recomendado para los peces	Tilapia roja y *Oreochromis niloticus*, variedad chitralada. Las densidades de siembra evaluadas fueron de 5, 7, 10 y 12 peces/jaula	Después de 105 días de experimento de registro una ganancia de peso entre 0,8 y 2,1% del peso vivo/día.	Ginebra-Valle del Cauca, Colombia	Abenoza-Alcid (2006)

Tabla 4.3 Cultivo de tilapias dentro de unidades de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR del Instituto Indio de Tecnología	6 lagunas de oxidación con área individual de 0,18 m^2 fueron llenadas con efluente crudo, sin reposición, en profundidades entre 0,2 y 03 m, inoculadas con concentraciones entre 10 y 15 g/L de microalgas o 5 o 7 g/L de lenteja de agua	Cultivo de 5 tilapias en cada tanque	Tasas de crecimiento entre 0,66 y 1,66 g/d, con promedio de 1,06 g/d. Productividad esperada de 5 a 7,5 t/ha/año	Kharagpur, India	Ghangrekar et al. (2007)
Serie de lagunas: 1 de "vertimiento" + 1 de "control" + 1 FP + 1 FS + 1 laguna aerobia	Cultivo en japas de 1 m^3 sumergidas en las 5 lagunas, cuyas profundidades variaron entre 1,1 y 2,5 m	*Oreochromis niloticus* y *Sarotherodon galilaeus* durante 6 meses	Productividades estimadas, después de 6 meses de investigación, que variaron entre 0,197 y 0,269 ton/ha.año	Tamale, Ghana	Abdul-Rahaman et al. (2012)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración

4.3.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluentes de PTAR con flujo intermitente (*batch*)

En El Cairo (Egipto), Khalil y Hussein (1997) estudiaron el cultivo de tilapia y carpa en seis tanques con área individual de 240 m^2 y profundidad del líquido de 0,9 m. Dichos autores evaluaron tres tratamientos: 2 tanques recibieron efluente primario, resultado de las fases de tamizado, desarenado, pre-aireación y clarificación primaria del agua residual, 2 con remoción de 75% de los sólidos sedimentables; 2 tanques recibieron efluente secundario, resultado del tratamiento del efluente primario por medio de lagunas aireadas, lodos activados y zanjas de oxidación; y 2 tanques fueron llenados con agua subterránea, funcionando como control. La densidad de siembra aplicada en los tanques fue de 100 peces/m^3 para tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) y para carpa común (*Cyprinus carpio*), con pesos medios iniciales de 25,2 g para tilapia y de 38,7 g para carpa. Las concentraciones medias del agua residual cruda, del efluente primario y del efluente secundario, respectivamente, fueron de 403, 178 y 23 mg/L de DBO, y las concentraciones medias del efluente primario y del secundario fueron de 30,3 y 28,3 mg/L de nitrógeno amoniacal total. Después de 9 meses de cultivo, las ganancias de peso promedio calculadas para las tilapias fueron de 1,07, 1,11 y 0,92 g/d respectivamente en los tanques que recibieron efluente primario, efluente secundario y en el control, y las respectivas mortalidades registradas en tales tanques fueron de 39, 19 y 17%.

En el municipio de Viçosa, Minas Gerais (Brasil), Bastos et al. (2002) reportaron el monitoreo de un sistema constituido por un reactor anaerobio en escala real, seguido por una serie de tres lagunas de pulimento en escala piloto, cuyo efluente presentó potencial para uso en experimentos de irrigación y piscicultura. Con un TRH total de 27 días, la remoción de *E. coli* por el sistema alcanzó un desempeño de 99,9997% y el efluente de la segunda laguna, después de 18 días de tiempo de retención ya alcanzaba calidad bacteriológica cercana a la de las recomendaciones de la OMS para irrigación no restringida (10^3 *E.coli*/100mL).

A partir de los resultados presentados por el esquema de tratamiento anteriormente comentado, Freitas (2006) estudió el cultivo de tilapia (*Oreochromis niloticus*) en 32 tanques con volumen útil de 500 L, recibiendo efluente de las lagunas de pulimento de manera discontinua (en lotes), por medio de la renovación diaria de 5, 10, 15 y 20% del volumen líquido, representando TRH's de 20, 10, 7,5 y 5 días; la Figura 4.10 presenta una fotografía de la serie de tanques utilizados en dichos experimentos. Se utilizaron 1200 alevinos con peso inicial promedio de 0,70 g, dispuestos en los tanques de acuerdo con las densidades de siembra evaluadas de 10, 20, 30 y 40 alevinos/m^3. Después de 30 días de evaluación, las ganancias de peso promedio registradas para los tratamientos con renovación de 5, 10, 15 y 20% del volumen/día fueron respectivamente de 4,4, 4,9, 4,3 y 4,2 g, y los valores medios calculados para los tratamientos con densidades de 10, 20, 30 y 40 alevinos/m^3 fueron respectivamente de 7,7, 4,7, 3,2 y 2,3 g con máxima ganancia de peso de 0,26 g/pez/día, calculada para la densidad de 10 peces/m^3.

Figura 4.10 Tanques utilizados para evaluar diferentes TRH y densidades de biomasa de peces recibiendo el efluente de lagunas de maduración en escala piloto de la PTAR del barrio la Violeira en Viçosa, Minas Gerais-Brasil (Fuente: Freitas, 2006, p. 18)

Utilizando el efluente de un sistema de tratamiento en escala real conformado por un reactor UASB, seguido de un biofiltro aireado sumergido y por una serie de 3 lagunas de pulimento en escala piloto, con tiempos de retención hidráulica de 5,1, 4,1 y 18,5 días, Sousa (2007) evaluó el cultivo de tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), en 16 tanques con volumen útil de 600 L y renovación en lotes de 5% del volumen líquido por día. Se utilizaron 192 peces, divididos en dos grupos diferenciados por tamaño, denominados "peces pequeños", con peso medio inicial de 1,89 g, y "peces grandes", con peso medio inicial de 26,63 g. Cada grupo fue distribuido en ocho tanques, colocando 12 individuos en cada tanque, para una densidad de siembra de 20 peces por m^3. El peso medio final obtenido en los peces pequeños fue de 2,87 g, representando una ganancia de peso de 0,04 g/d; el peso medio final de los peces grandes fue de 29,50 g, lo que representó una ganancia de peso de 0,10 g/d.

Santos et al. (2009), en el estado de Ceará (Brasil), estudió durante un período de 114 días el cultivo de machos, sexualmente revertidos, de tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) en 9 tanques de concreto de 50 m^3 y profundidad de 1 m, recibiendo en lotes el efluente terciario de una PTAR conformada por una laguna anaerobia con TRH medio de 1,19 d, una laguna facultativa secundaria con TRH de 3,10 d, y 2 lagunas de maduración con TRH's de 1,87, y 1,86 d, para un TRH total de operación de la PTAR de 8,02 d. El efluente de la laguna de maduración fue utilizado para el llenado inicial de los tanques y para el recambio de 50% del volumen de los mismos cada 28 días. Se evaluó el cultivo sin suministro de alimento comercial, y con suministro de 50% y 100% de la cantidad de alimento balanceado recomendado para la fase de crecimiento con densidad de siembra de 3 alevinos/m^2, para un total de 150 alevinos por tanque. Los valores medios de la ganancia de peso obtenidos fueron de 1,74, 1,94 y 1,52 g/día, y las productividades calculadas fueron de 34,7, 57,3, y 27,0 kg/ha/día respectivamente para los tratamientos sin suministro de concentrado, y con el suministro de 50% y 100% de la cantidad de concentrado recomendada. La Figura 4.11 presenta una fotografía de los tanques utilizados en los experimentos en mención.

Figura 4.11 Tanques utilizados para cultivo de tilapia en efluentes de lagunas de maduración en escala real de la PTAR de Aquiraz, Ceará-Brasil (Fuente: Santos et al., 2009, p. 6)

Monteiro et al. (2011) evaluaron el desempeño de la tilapia del Nilo, cultivada en aguas residuales domésticas tratadas por un sistema de lagunas de estabilización, compuesto por una laguna facultativa aireada, dos lagunas facultativas secundarias en paralelo y dos lagunas de maduración en paralelo. Se cultivaron alevinos de tilapia en doce tanques de fibra de vidrio, divididos en dos tratamientos, sin y con aireación del tipo *air-lift*, con pesos respectivos iniciales de 7,14 y 4,62 g, dispuestos en una densidad de 2,63 peces/m^3. En las unidades de cultivo, cuya imagen se presenta en la Figura 4.12, no hubo suministro de alimentación artificial y se practicaron sustituciones de agua diarias de 15% del volumen total. Durante el experimento, en el tratamiento sin aireación se calcularon concentraciones máximas de nitrógeno amoniacal total y NH_3 respectivamente de 22,86 y 0,40 mg/L, y concentración media de clorofila-*a* de 687,5 µg/L; en los tanques con aireación tales concentraciones fueron de 16,95, 0,30 mg/L y 469,8 µg/L. Los resultados obtenidos para los tratamientos sin y con aireación artificial, respectivamente, fueron: ganancia de peso diario de 0,47 ± 0,08 y 0,65 ± 0,09 g/día;

productividad diaria de 12,15 ± 0,99 y 16,24 ± 1,97 kg/ha.d; y productividad total extrapolada de 12,15 ± 1,83 y 16,24 ± 1,97 kg/ha.día.

Figura 4.12 Tanques en fibra de vidrio utilizados para cultivo de tilapia en efluentes de lagunas de maduración en escala real de la PTAR de la zona Este del municipio Teresina, Piauí -Brasil (Fuente: Monteiro et al., 2011, p. 17)

En Nagpur, India se realizaron investigaciones del uso de efluente de laguna de estabilización para el cultivo de carpa común y rohu sin incluir tilapia; sin embargo, lo reportado por Krishnamoorthi et al (1975) se incluye aquí debido a que se considera que ellos llegan a importantes conclusiones relacionadas con las mortalidades registradas en los tanques de cultivo. En sus experimentos tales investigadores utilizaron el efluente de una laguna de estabilización de 30,5 m * 24,4 m = 744,2 m^2 y 1,4 m de profundidad. El efluente con y sin dilución fue aplicado a 6 estanques de 5,5 m * 16,5 m = 90,75 m^2 y 1 m de profundidad; en dichos tanques se registraron pérdidas individuales de líquido por infiltración que variaron entre 4 y 15 m^3/día. En el Experimento I se usó efluente de la laguna de estabilización sin dilución y efluente diluido al 25, 33, 33 y 50%, así como 100% agua de dilución, que sirvió como control, cada tanque tuvo 50 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*), con peso inicial entre 5 y 10 g, y 50 alevinos de

rohu *(Labeo rohita*). En el Experimento II cinco de los estanques trabajaron en serie recibiendo efluente sin dilución y un estanque con 100% agua de dilución, cada tanque tuvo 100 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*). Se registraron valores críticos de oxígeno disuelto en las madrugadas como resultado de la respiración de los peces y la respiración endógena del fitoplancton y zooplancton, así como de las bacterias oxidadoras de la materia orgánica. Se observaron también excesivas floraciones algales con concentraciones que variaron entre $150*10^3$ y $300*10^3$ cel/mL, entre las que se incluyeron cianobacterias como *Microcystis*, tales eventos de floraciones se registraron para concentraciones de P que oscilaron entre 4 y 6 mg/L, por tal razón los autores recomiendan que la concentración máxima del afluente deberá ser de 4 mg/L de fósforo total; por su parte, las concentraciones medias de nitrógeno amoniacal fueron menores a 2 mg/L con excepción de los tanques que recibieron efluente sin dilución, cuyos valores se encontraron en el rango entre 4 y 6 mg/L; sin embargo, las mortalidades no se atribuyeron al NAT pues su toxicidad fue baja debido a los bajos valores de pH registrados en las madrugadas. En el Experimento I, la carpa creció más que el rohu; en los tanques que recibieron el efluente con dilución al 33% *C. carpio* alcanzó un peso individual de 350 g en 6,5 meses, que fue casi 4 veces mayor que el tanque control. En el Experimento II hubo limitados datos sobre crecimiento de la carpa debido a súbitas y fuertes mortalidades por caídas en el oxígeno disuelto en horas de la madrugada. La productividad mejoró a medida que el efluente pasaba en la serie de tanques; en el quinto tanque los peces alcanzaron un peso de 800 g en 4 meses comparados a los 350 g obtenidos en el tercer tanque. El crecimiento en el control durante el mismo periodo alcanzó solamente 55 g.

En la Tabla 4.4 se presentan, de manera resumida, las principales informaciones de trabajos desarrollados en la evaluación del uso de efluentes domésticos tratados para producción de tilapia en tanques operados con la recepción del líquido en lotes (de manera discontinua).

Tabla 4.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR con sedimentación primaria + dos etapas de filtración biológica + sedimentación final en "tanques de humus"	4 tanques: T1 con H = 0,99 m y V = 303 m^3; T2 y T3 con H = 0,97 m y V = 295 m^3; T4 con H = 1,07 m y V = 238 m^3 fueron sembrados con macrófitas sumergidas y recibieron efluente de la PTAR para compensar pérdidas por evaporación e infiltración	Perca americana (*Micropterus salmoides*), mojarra azul (*Lepomis macrochirus*), (*M. dolomieu*), (*M. punctulatus*), tilapia de Mozambique (*O. mossambicus*) y *T. sparrmani*.	Productividad estimada para tilapia de 1,1 ton/ha.año	Athlone, Suráfrica	Hey (1953)
Sistemas de tratamiento por medio de tanques Imhoff	Tanques de cultivo con área total de 182,5 ha y alturas del líquido entre 0,4 y 0,6 m	Carpa plateada, gurami besador (*Helostoma temminckii*) y tilapia (*O. mossambicus*)	Productividad en policultivo de 2 a 5 ton/ha.año	Bojongloa-Java, Indonesia	Vaas (1957) apud Edwards (1985)
Canal transportando efluentes de tanque séptico y aguas residuales crudas, incluyendo *night-soil*	Tanques recibiendo cada tres días liquido del canal	*Oreochromis mossambicus,* densidad de siembra de 1 a 2 peces/m^2	Productividad en cosechas parciales cada 25 días de 3,5 – 7,8 ton/ha/año	Taiwán, China	Huang (1968) y Fitzgerald (1970) apud Edwards (1985)
Efluente -con y sin dilución- de una laguna de estabilización de 744,2 m^2 y 1,4 m de profundidad.	6 estanques de 90,75 m^2 * 1 m de profundidad. En el Experimento I se usó efluente de la LE puro y efluente diluido al 25, 33, 33 y 50%, así como 100% agua de dilución. En el Experimento II 5 estanques trabajaron en serie recibiendo efluente puro y un estanque con 100% agua de dilución	En el experimento I cada tanque tuvo 50 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*) y 50 alevinos de rohu (*Labeo rohita*). En el experimento II cada tanque tuvo 100 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*).	En el Experimento I, para el efluente con dilución al 33% *C. carpio* alcanzó peso individual de 350 g en 6,5 meses. En el Experimento II la productividad mejoró a medida que el efluente pasaba en la serie de tanques; en el quinto tanque hubo peso medio de 800 g en 4 meses comparados a los 350 g obtenidos en el tercer tanque.	Nagpur, India Central	Krishnamoorthi et al (1975)

Tabla 4.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR con 3 lagunas de estabilización en serie	10 tanques con área individual de 100 m^2 y volumen de 60 m^3, recibiendo efluente de las lagunas con sustitución parcial de 16,67% del volumen cada semana	Carpa cabezona (*Aristichthys nobilis*), carpa común (*Cyprinus carpio*), carpa herbívora (*Crenopharyngodon idella*), carpa plateada (*Hypophthalmichthys molitrix*), y tilapia del Nilo (*O. niloticus*).	No fue reportada la productividad del sistema de cultivo	Montpellier, Francia	Bailly (1978) y Bailly (1979) apud Edwards (1985)
PTAR con tratamiento primario por: tamizado + desarenado + pre-aireación + clarificación primaria; y tratamiento secundario por: lagunas aireadas + lodos activados + zanjas de oxidación	6 tanques de 60 m x 4 m y 0,90 m de profundidad. De los cuales 2 fueron llenados con efluente primario, 2 con efluente secundario y 2 con agua subterránea (control)	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) y carpa común (*Cyprinus carpio*). Densidad de 100 peces/m^3 para cada especie	Ganancia de peso de 1,07 y 1,11 y 0,92 g/d respectivamente en los tanques que recibieron efluente primario, efluente secundario y en el control	El Cairo, Egipto	Khalil y Hussein (1997)
Reactor UASB + Biofiltro aireado sumergido en escala real + 3 LP en escala piloto	32 tanques de 500 L con renovación diaria, en lotes, de 5, 10, 15 y 20% del volumen líquido, representando TRH's de 20, 10, 7,5 y 5 días	Tilapia (*Oreochromis niloticus*) con densidades de: 10, 20, 30 y 40 alevinos/m^3	Máxima ganancia de peso: 0,26 g/pez/día para la densidad de 10 peces/m^3	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Freitas (2006); Freitas et al. (2023)
Reactor UASB + Biofiltro aireado sumergido en escala real y serie de LP en escala piloto con TRH's de 5,1, 4,1 y 18,5 días	16 tanques con volumen útil de 600 L, con renovación volumétrica diaria en lotes de 5% del líquido	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), con densidades de 20 peces/m^3 con dos pesos iniciales diferentes: 1,89 y 26,63 g	Ganancias de peso individuales de 0,04 g/d en los peces pequeños y de 0,10 g/d en los peces más grandes	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Sousa (2007)
1 LA, 1 LF y 2 LM con TRH's de 1,19, 3,10, 1,87, y 1,86 d, TRH total = 8,02 d	9 tanques de concreto de 50 m^3 y profundidad de 1 m, recibiendo efluente de las LM en lotes. Se evaluó el cultivo sin suministro de concentrado comercial y con suministro de 50% y 100% del alimento balanceado	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), con densidad de 3 alevinos/m^2	Ganancia de peso: 1,74; 1,94 y 1,52 g/día. Productividad de 34,7; 57,3 y 27,0 kg/ha/día	Aquiraz-Ceará, Brasil	Santos (2008) y Santos et al. (2009)

Tabla 4.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR compuesta por 1 LA, 1 LF y 2 LM en serie	3 tanques de concreto con volumen de 50 m^3, recibiendo efluente de la LM en lotes, con reposición de pérdidas de agua por evaporación	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), densidad de 3 alevinos/m	Ganancia de peso de 1,34 y 1,75 g/día. Productividades de 6204 y 5486 kg/ha después de 160 días de cultivo	Aquiraz-Ceará, Brasil	Mota et al. (2009a), Santos et al. (2008) e Mota et al. (2009b)
PTAR conformada por: LF aireada + 2 LF secundarias + LM en paralelo	18 tanques con área de 2,57 m^2 y volumen de 3,8 m^3, renovación diaria de 15% del volumen por lotes. Se evaluaron 3 tratamientos: cultivo en agua potable, en efluente tratado sin aireación, y con aireación *air-lift*	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), en densidad de 2,63 peces/m^3	Ganancia de peso en los tratamientos de 4,70; 1,45, y 2,05 g/d. Después de 154 días productividad de 118,1; 34,9 y 48,6 kg/ha/día	Teresina, estado de Piauí, Brasil	Monteiro (2011)
PTAR compuesta por: 1 LA + 1 LF + 2 LM	Evaluados 3 tratamientos en tanques de concreto con volumen de 50 m^3: Cultivo en efluente tratado; en efluente tratado con aireación, y en agua limpia. Reposición de pérdidas por evaporación, recambio de 50% del volumen cada 28 días	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) en densidad de 12 alevinos/m^2. Los peces fueron alimentados con concentrado balanceado	Productividades de 1,56, 7,02 y 4,72 ton/ha.cosecha respectivamente en los tratamientos de cultivo en efluente tratado sin aireación, con aireación y en agua limpia	Aquiraz, estado de Ceará, Brasil	Santos et al. (2011)
1 LF aireada + 2 LF secundarias + 2 LM en paralelo	12 tanques con volumen de 3,8 m^3 recibiendo efluente de LM para renovación diaria de 15% del volumen. Se evaluaron dos tratamientos sin y con aireación *air-lift*	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus*), densidade de 2,63 peces/m^3	Ganancia de peso sin y con aireación: 0,47 y 0,65 g/día, productividades de 12,15 y 16,24 kg/ha/día	Teresina, estado de Piauí, Brasil	Monteiro et al. (2011)

Tabla 4.4 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
PTAR conformada por: 1 LA + 1 LF + 2 LM operando con TRH's respectivos de 1,19, 3,10, 1,87 y 1,86 días	9 tanques de concreto con volumen individual de 50 m^3. Reposición de 50% del volumen con efluente de las LM cada 15 días. Se evaluaron 3 tratamientos: suministro de 50 y 25% de alimento comercial suplementado con vitamina C y 50% de concentrado sin suplemento de vitamina C	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus)* en densidad de 3 alevinos /m^3	Ganancia de peso de 1,44; 1,27 y 1,24 g/pez/día, productividad de 43,2; 37,7 y 37,2 kg/ha/día	Aquiraz, estado de Ceará, Brasil	Fontenelle (2011)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración

4.3.5 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluentes de PTAR en flujo continuo

La literatura reporta diversas experiencias del cultivo de tilapia, bien sea en la modalidad de monocultivo o con otras especies, en unidades de cultivo con tamaños variables, recibiendo efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales puros o diluidos, para una importante diversidad de densidades de siembra y tiempos de retención hidráulica. A continuación, se presentan algunos de los casos más relevantes, con especial énfasis en los estudios desarrollados por el profesor Peter Edwards y sus colaboradores en la evaluación del uso de efluentes domésticos tratados por una laguna de alta tasa para piscicultura en Tailandia, así como las investigaciones desarrolladas por el ingeniero Julio Moscoso con énfasis en el uso de efluentes domésticos tratados por una serie de lagunas de estabilización para piscicultura en Perú.

En Bangkok-Tailandia, Edwards y Sinchumpasak (1981) investigaron el uso de efluentes domésticos tratados por medio de una laguna de alta tasa (LAT) para aprovechamiento en piscicultura. Los estudios se realizaron en el Instituto Asiático de Tecnología de Bangkok y estuvieron basados en el reaprovechamiento de los efluentes generados en el campus, cuyas concentraciones medias de DQO, nitrógeno total (NT), fósforo total (PT) y amonio (NH_4) fueron respectivamente de 81, 11,36, 1,56 y 7,64 mg/L. Las aguas residuales fueron tratadas por medio de una LAT con volumen efectivo de 100 m^3 y que fue operada para un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 6 días, usando un agitador mecanizado de 5 HP de potencia, que recibió en promedio una carga orgánica de 134 kg DQO/ha/d. El efluente tratado presentó concentraciones medias para DQO, NT, PT y NH_4 de 36,3, 3,91, 1,37 y 1,10 mg/L; y las concentraciones del fitoplancton oscilaron entre 84,1 y 102,6 mg/L.

De acuerdo con Edwards et al. (1981), el efluente tratado por la laguna de 200 m^2, cuya concentración media de fitoplancton fue de 94 mg/L -producción promedio de 157 kg/ha/d (15,7 g/m^2/d)-, fue dispuesto de manera controlada en 16 tanques cuadrados de 4

m^3 para cultivo de tilapias no revertidas sexualmente, con pesos medios iniciales del orden de 1 g, a lo largo de cuatro experimentos. En el primer experimento se evaluaron 16 combinaciones de TRH de 40, 10, 3,3 y 2 días, con densidades de siembra de 1, 10, 20 y 30 peces/m^3; en el segundo experimento hubo 16 combinaciones de TRH: 40, 10, 3,3 y 2 días con densidades de siembra de 4, 5, 6 y 7 peces/m^3; en el tercer experimento, se evaluaron 15 combinaciones de TRH mantenidas por medio del control diario del caudal con registros individuales: 10, 3,3 y 2 días, con densidades de siembra de 2, 9, 13, 17 y 25 peces/m^3. La Figura 4.13 presenta una fotografía de las instalaciones que conformaron los experimentos, con la laguna de alta tasa en la parte central, la serie de 16 tanques en concreto en la parte superior izquierda y cuatro estanques en tierra en la parte superior derecha.

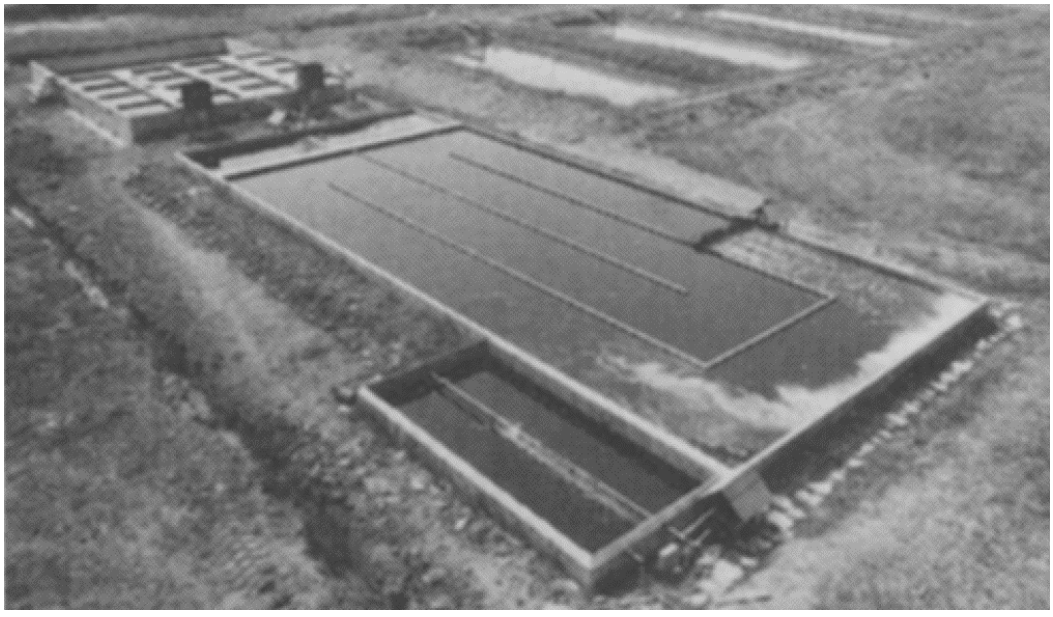


Figura 4.13 Instalaciones de los experimentos desarrollados para tratamiento de aguas residuales con laguna de alta tasa y cultivo de tilapia en sus efluentes en Bangkok-Tailandia (Fuente: Edwards et al., 1981, p. 86)

Cuanto mayor fue la densidad de siembra de los peces y mayor el TRH en los tanques, menor fue la ganancia de peso debido a la falta de fitoplancton suficiente para los animales y

a los bajos niveles de OD registrados en la madrugada. Los autores recomendaron el cultivo de un límite máximo de 10 peces/m^3, y el mantenimiento de hasta 70 mg/L de fitoplancton en las unidades de cultivo -para evitar el consumo excesivo de OD por parte de las algas- para garantizar producciones estimadas extrapoladas entre 16 y 20 ton/ha/año de tilapia.

En Bloemfontein - Suráfrica, Gaigher y Krause (1983) evaluaron el cultivo de tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus*) y de carpa plateada (*Hypophthnlmichthys molitrix*) en un estanque excavado de 0,6 ha, recibiendo agua de río y el efluente de una laguna de estabilización de 0,3 ha utilizada para tratamiento de efluente de porcicultura. El cultivo fue realizado en jaulas flotantes circulares con volumen individual de 0,57 m^3 para densidades de siembra de 435 y 105 tilapias/m^3 con peso medio inicial entre 0,05 y 2,03 g, y de 17 y 51 carpas/m^3. La ganancia de peso de las tilapias varió entre 0,3 y 1,3 g/d para la densidad de 105 peces/m^3, y entre 0,1 y 0,5 g/d para 435 peces/m^3. En otra investigación, los mismos autores cultivaron tilapia de Mozambique, con densidad de 17 peces/m^3, en un tanque de concreto de 500 m^2 que recibía en flujo continuo, pero con valores variables, el efluente de la laguna de maduración de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas. Después de 132 días de experimento, y a partir de los resultados de 4 biometrías, lo ganancia de peso registrada varió entre 0,6 y 1,4 g/d.

En San Juan de Miraflores (Lima, Perú) se realizaron diversas investigaciones en la evaluación del uso de efluentes domésticos tratados por medio de lagunas de estabilización para piscicultura. De acuerdo con León y Moscoso (1996), los estudios realizados estuvieron basados en el reúso de los efluentes generados por dos lagunas primarias operadas en paralelo en un área de 1,14 ha que recibieron cargas orgánicas entre 256 y 412 kgDBO/ha/d, seguidas de una laguna secundaria de 1,84 ha y una laguna terciaria de 1,0 ha. Un esquema de la disposición de las lagunas de estabilización y los tanques de piscicultura se presentan a continuación en la Figura 4.14.

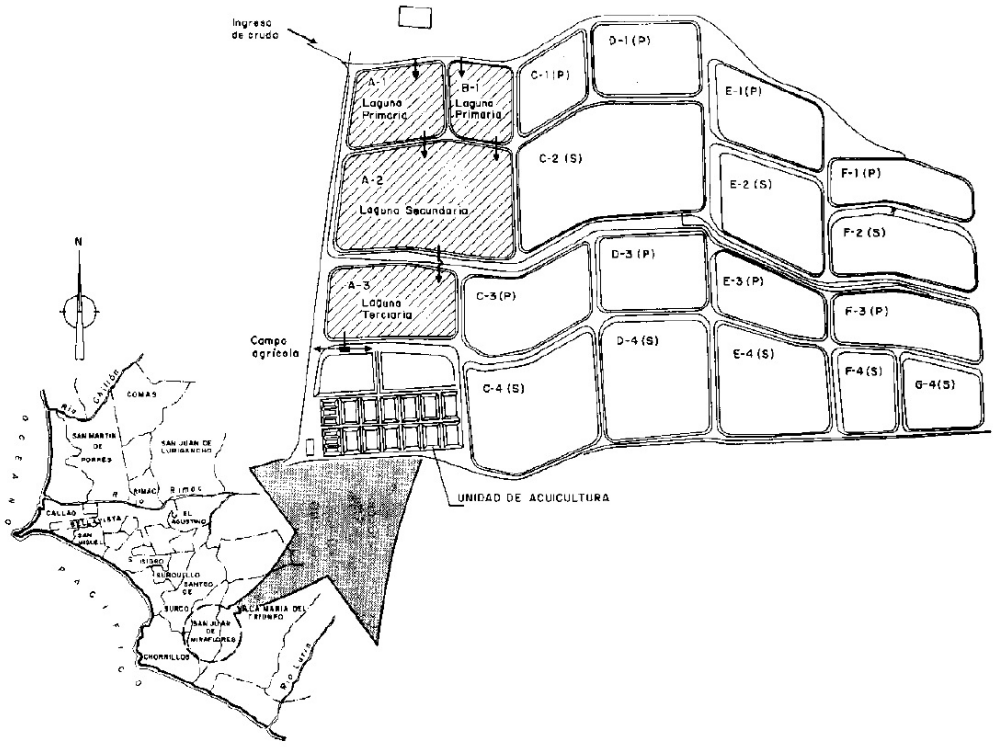


Figura 4.14 Esquema de la distribución de las lagunas de estabilización y tanques para cultivo de tilapia en efluente de laguna terciaria en Lima-Perú (Fuente: Moscoso, 1981, p. 7)

En una experiencia preliminar, dichos autores determinaron que las condiciones ambientales de lagunas cuaternarias fueron satisfactorias para la sobrevivencia y crecimiento de tilapia del Nilo y carpa común. Sin embargo, las lagunas no resultaron prácticas para el cultivo, pues para realizar la cosecha final era necesario su vaciado total y la suspensión del tratamiento por parte de tales unidades, y fue recomendado el uso de tanques piscícolas abastecidos por los efluentes de las lagunas terciarias. Durante los experimentos, el efluente terciario del sistema de tratamiento presentó concentraciones medias de DQO total, DQO soluble, DBO total, DBO soluble, N orgánico, PT y nitrógeno amoniacal total de 171, 46, 80, 15, 10,55, 4,54 y 1,78 mg/L respectivamente; la concentración media de clorofila *a* fue de 1113 µg/L (MOSCOSO et al., 1992a).

Según Moscoso (1996), el líquido tratado por las lagunas terciarias fue dispuesto en 12 tanques para piscicultura con área individual del espejo de agua de 370 m^2. Se realizaron cuatro experimentos, cada uno con aplicación de una carga orgánica diferente, resultado de los diferentes caudales afluentes, los cuales fueron modificados según las variaciones climáticas estacionales, intentando garantizar la calidad microbiológica del efluente final de acuerdo con las directrices de la OMS de la época para acuicultura en aguas residuales. En la Tabla 4.5 se presentan algunas de las principales características operacionales de los sistemas evaluados en los cuatro experimentos.

Tabla 4.5 Características principales de los experimentos desarrollados en San Juan de Miraflores

Característica	Experimentos			
	Primero	**Segundo**	**Tercero**	**Cuarto**
Estación climática	Invierno	Verano	Invierno	Verano
TRH total (d)	72,0	32,2	56,8	67,5
Carga orgánica (kgDBO/ha/d)	10	20	16	33
Conc. Fitoplancton (mg/L)	83,2	54,9	56,2	43,5
Densidad de siembra (pcs/m^2)	0 , 2 ; 1 , 1 ; 2 , 2 ; 3 , 2	0 , 2 ; 1 , 0 ; 3 , 0 ; 5 , 0	0 , 2 ; 1 , 0 ; 3 , 0 ; 5 , 0	0,2-1,0-1,5
Peso inicial medio (g)	32	22,3	12,7	77,3
Biomasa (kg/ha)	83 - 1292	50 - 1088	26 - 626	120 - 1232

Fuente: Adaptado de Moscoso et al. (1992a)

Los autores estimaron que en los cuatro experimentos las algas representaron entre 75 y 79% de la DBO total afluente a los tanques de piscicultura, porcentajes determinados a partir de las concentraciones medias de materia seca de fitoplancton en los tanques, listadas en la anterior tabla. Igualmente reportaron que en los meses de verano hubo en el efluente terciario valores pico de NAT entre 4 y 8 mg/L, y concentraciones críticas del NH_3 de hasta 0,5 mg/L y 0,8 mg/L en el segundo y cuarto experimentos respectivamente, en los horarios de mayores valores de pH y temperatura.

León y Moscoso (1996) y Moscoso et al. (1992a) concluyeron que la máxima productividad que puede alcanzarse durante los meses del verano es de 30,79 kg/ha/d, la cual puede ser obtenida cuando la biomasa inicial es de 960 kg/ha. Afirmaron que los peces con peso inicial de 60 g pueden ser cultivados durante los 4 meses de calor con densidades de 2 peces/m^2 para alcanzar el peso comercial de 250 g, y que la máxima capacidad de carga permisible para el sistema es de 4410 kg por hectárea.

En Viçosa-Minas Gerais (Brasil) se evaluó el uso del efluente de un sistema de tratamiento de aguas residuales en escala real, conformado por un reactor UASB, seguido de un biofiltro aireado sumergido y por una serie de 3 lagunas de pulimento en escala piloto. Bastos et al. (2003) presentaron los resultados de la utilización del líquido efluente para cultivo de tilapia del Nilo con recambio de agua permanente, para un total de 10% del volumen por día, y su comparación con el desempeño productivo de los peces cultivados en agua limpia con suministro de alimento comercial. Un esquema de la disposición de las unidades de tratamiento de las aguas residuales y los tanques de piscicultura se presentan a continuación en la Figura 4.15.

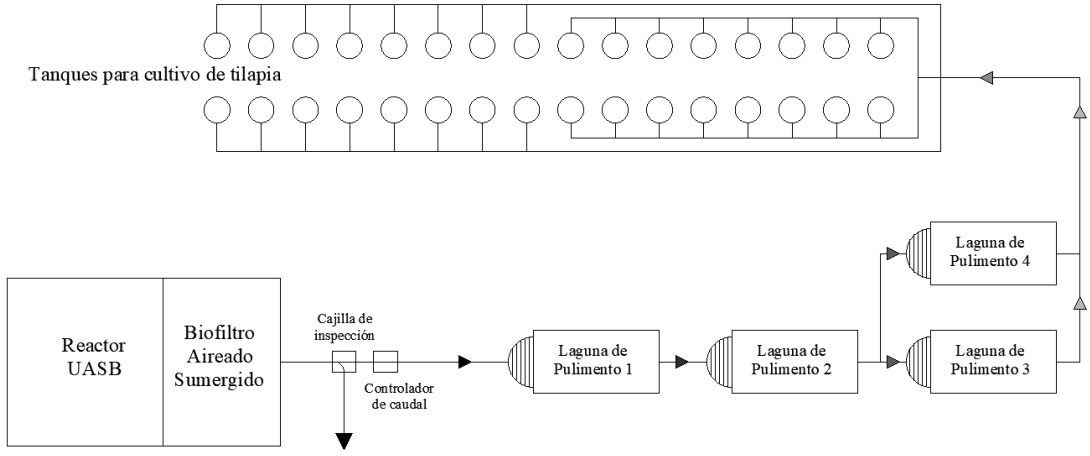


Figura 4.15 Esquema de la distribución de las unidades de tratamiento de aguas residuales domésticas y tanques para cultivo de tilapia en el efluente final en Viçosa, Minas Gerais-Brasil (Fuente: Adaptado de Freitas et al., 2023, p. 4)

Tales autores condujeron tres etapas experimentales, con duración individual de 2 a 3 meses. En la primera etapa se aplicaron densidades de siembra de 10, 20 y 30 peces/m^3; en la segunda de 6, 12 y 18 peces/m^3; y en la tercera de 3, 6 y 9 peces/m^3. Las concentraciones medias de NH_3 en los tanques variaron entre 0,34 y 0,60 mg/L, valores por encima de los recomendados por la literatura, sin haber registrado mortalidades atribuibles a los altos valores de dicha variable. En todos los casos, las mayores ganancias de peso se obtuvieron para los tratamientos con las menores densidades de siembra y con mejores resultados en los tanques con suministro de alimento comercial, con excepción del primer experimento para densidad de 10 peces/m^3, donde hubo mejor desempeño en los alevinos alimentados por la productividad primaria de las lagunas.

Con base en la experiencia antes relatada, Bastos et al. (2005) afirmaron que pese a que el fitoplancton producido en las lagunas haya mostrado excelente valor nutritivo, fue insuficiente en términos cuantitativos: valores de clorofila-*a* del orden de 300 a 310 µg/L observados durante diversos períodos de monitoreo entre los años 2001 y 2005- para garantizar el engorde comercial de los peces, sugiriendo el potencial de los efluentes de las lagunas para sustentar el desarrollo de la etapa de alevinaje de los peces. Como complemento a dichas investigaciones, Cunha et al. (2009 y 2010) evaluaron el uso de biosólidos producidos a partir del lodo generado en el tratamiento de aguas residuales domésticas en la fertilización del agua para producción de plancton en tanques experimentales.

Investigaciones relacionadas al cultivo de tilapias en efluentes de lagunas facultativas secundarias en tanques en formato de *raceway* con aireación *airlift* en Florianópolis, estado de Santa Catarina en Brasil fueron reportadas por Pereira (2004); En dichas experiencias se practicó una renovación del 20% del volumen de cada tanque por día, lo que representó un tiempo de retención hidráulica de 5 días, se evaluaron las densidades de siembra de 3 y 7 peces/m^2 y se registraron producciones del orden de 3,81 y 3,94 ton/ha.cosecha. A continuación, la Figura 4.16 presenta una fotografía del montaje experimental correspondiente a dicha investigación.

Figura 4.16 Tanques en formato de *raceway* con aireación tipo *airlift* para cultivo de tilapias usando efluentes de laguna facultativa secundaria en Florianópolis, Santa Catarina-Brasil (Fuente: Pereira, 2004, p. 77)

Figura 4.17 Tanques de cultivo de tilapia en efluente de laguna de alta tasa para la evaluación de tasas de aplicación superficial de amoníaco y densidades de siembra en Viçosa, Minas Gerais-Brasil

En Viçosa, estado de Minas Gerais Brasil Sánchez-Ortiz et al. (2018) evaluaron el efecto de diferentes tasas de aplicación superficial de amoníaco presente en efluente de laguna de alta tasa, que a su vez trataba efluentes de tanque séptico, y diversas densidades de siembra en la sobrevivencia y crecimiento de alevinos de tilapia GIFT bajo condiciones de estaciones frías, motivo por el cual reportaron bajas ganancias de peso de hasta 0,225 g/d y mortalidades de hasta el 67%. Una fotografía de la disposición de los tanques de cultivo se presenta a continuación, en la Figura 4.17.

En la Tabla 4.6 se presentan, de manera resumida, las principales informaciones de trabajos desarrollados en la evaluación del uso de efluentes domésticos tratados para producción de tilapia en tanques que recibieron el líquido en flujo continuo.

Tabla 4.6 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Lagunas de estabilización	Experimento 1: Tanques de 650 m^2 recibiendo efluente de la PTAR, TRH de 2 d Experimento 2: 3 tanques de 650 m^2 en serie con TRH's ≈ 3 d	Carpa común (*Cyprinus carpio*) 0,8 peces/m^2 Policultivo: carpa común (*Cyprinus carpio*), mrigal (*Cirrhina mrigala*), rohu (*Labeo rohita*), *Labeo fimbriatus*, y tilapia	7,7 ton/ha.año 5,7 ton/ha.año, y 1,3 ton/ha.año de tilapia	Guindy-Madras, Índia	Muthuswamy et al. 1978) apud Edwards (1985)
Tanque de sedimentación de aguas residuales domésticas con TRH de 3,8 h	3 tanques de 0,7, 1,0 y 1,0 ha recibiendo efluente con dilución de 2 a 4 veces con agua dulce	Carpa y tilapia	Entre 8 y 8,6 ton/ha en 8 meses	Israel	Hepher y Schroeder (1977) apud Edwards (1985)
Laguna de alta tasa con área superficial de 100 m^2 y TRH de 6 días	16 tanques en concreto de 4 m^3, con TRH's entre 2 y 40 d, y 4 tanques de tierra de 200 m^2 recibiendo el efluente de la laguna	Tilapia nilótica, con densidades de 1, 2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 13, 17, 20, 25 y 30 peces/m^3	Productividad extrapolada entre 16 a 20 ton/ha/año	Bangkok, Tailandia	Edwards y Sinchumpasak (1981), Edwards et al. (1981)
Investigación 1: Laguna de 0,3 ha para tratamiento de efluente de porcicultura Investigación 2: PTAR de efluentes domésticos hasta nivel terciario con LM	Tanque de 0,6 ha recibiendo agua de río y efluente de la laguna. Cultivo en jaulas flotantes circulares con volumen de 0,57 m^3 Tanque de concreto de 500 m^2 recibiendo efluente de la LM, cultivo en una jaula flotante	*Hypophthnlmichthys molitrix*: 17 y 51 peces/m^3 y tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus)*: 105 y 435 peces/m^3 Tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus)*: 17 peces/m^3	Ganancia de peso de las tilapias: entre 0,3 y 1,3 g/d para 105 peces/m^3, y entre 0,1 y 0,5 g/d para 435 peces/m^3 Ganancia de peso: entre 0,6 y 1,4 g/d para los 17 peces/m^3	Bloemfontein, Suráfrica	Gaigher y Krause (1983) Gaigher y Krause (1983)
2 lagunas primarias + 1 laguna secundaria + 1 laguna terciaria operadas con TRH's totales de 72,0; 32,2; 56,8 y 67,5 días	12 tanques con área individual de 370 m^2 y TRH´s entre 22,7 y 55 días	Tilapia del Nilo (*Oreochrormis niloticus*), cultivada en densidades de 0,2; 1,0; 1,1; 1,5; 2,2; 3,0; 3,2 y 5,0 peces/m^2	Productividad máxima: 30,79 kg/ha/d ≈ 5,54 ton/ha.año, con cultivo durante 6 meses	San Juan de Miraflores-Lima, Perú	León y Moscoso (1996); Moscoso et al. (1992a); Moscoso et al., (1992b); Cointreau (1987)

Tabla 4.6 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
1 LF + 1 LM con TRH's de 10 días en cada laguna	Tanque de acero recibiendo efluente de la LM: con volumen de 0,2 m^3 y operado con TRH de 5 d	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus*) y carpa plateada. 20 carpas, 20 tilapias	Crecimiento de 1,43% de la biomasa/d. después de 92 días	Cairo, Egipto	El-Gohary et al. (1995)
2 sistemas de tratamiento: 1 LA + 1 LF + 2 LM, con TRH's de 1, 10 y 5+5 d; y 4 lagunas de plancton en serie con TRH total de 26 d	2 tanques de cultivo con volumen individual de 2100 m^3. Recambio de 3,57 % del volumen por día	*Oreochromis niloticus* y *Mugil sehli*. No se reportaron densidades de cultivo	5 a 7 toneladas/ha/año	Suez, Egipto	Shereif et al. (1995)
Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas Titagarh	Tanque de 0,067 ha recibiendo efluente de la PTAR diluido con agua limpia en proporción 1:2 o 1:3. Recambios de 10% del volumen por día	Tilapia (*Oreochromis mosambicus*) en densidades de 17000, 55000 y 20000 peces/ha.	Productividades de 9,35 ton/ha.año; 4,85 ton/ha en 7 meses; 9,53 ton/ha en 14 meses	Rahara-Bengala Occidental, India	Das (1995)
PTAR de la Universidad de Kamaraj, compuesta por 3 lagunas de estabilización	6 tanques en serie recibiendo efluente de la PTAR. Área individual de 200 m^2, TRH total de 16,1 d.	Policultivo con siembra de: 100 *Channa striatus*, 400 *Oreochromis mossambicus*, 40 *Hypophthalmichthys molitrix*, 10 *Ctenopharyngodon idella*, 40 *Cyprinus carpio var. communis*, 30 *Catla catla,* 40 *Labeo rohita* y 40 *Cirrhinus mrigala* por tanque	Ganancia de peso para las especies respectivamente de 1,33; 0,41; 2,43; 1,87; 1,79; 2,47; 2,37, y 1,62 g/día después de 300 días	Madurai, India	Balasubramanian et al. (1995)
Investigación 1: PTAR Mudialy: 1 LA con área de 0,05 ha + 1 LF con 0,05 ha + 425 m de canal con macrófitas Investiogación 2: PTAR Kalyani: 2 LA – 2 LF con área individual de 1,09 ha	8 tanques de cultivo con áreas entre 2 y 8 ha, con TRH's entre 3 y 4 d 4 tanques de cultivo en serie con área individual de 1 ha con TRH's entre 12 y 14 d	9 especies de peces entre carpa y tilapia, siembra con 200000 a 300000 alevinos/ha/año 10 especies de peces entre carpa y tilapia: 30000 – 50000 juveniles/año	Productividades entre 2,16 y 5,7 ton/ha/año Productividades variando entre 0,59 y 0,88 ton/ha/año	Calcuta, India	Jana (1998)
2 LA en paralelo + 1 LF + 2 LM en serie	2 estanques de tierra recibiendo el efluente de la serie de lagunas de estabilización	Tanque 1: *Mugil cephalus* y *Mugil capita*; Tanque 2: *Tilapia nilotica*, *Tilapia aureus* y *Tilapia zilli*	5 a 7 ton/ha/año	Suez - Egipto	Mancy et al. (2000)

Tabla 4.6 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo (continuación)

Sistema de tratamiento	Sistema de cultivo – operación	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Reactor UASB + 3 Lagunas en serie	12 tanques de 1 m^3 recibiendo efluente de las lagunas, con renovación de 10% del volumen/día	Tilapia del Nilo. Densidades de 3, 6, 9, 10, 12, 18, 20 y 30 peces/m^3	Capacidad de soporte 3,9 ton/ha/cosecha	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Bastos et al. (2003)
PTAR con tres sistemas de LA + LF operando en paralelo	Tanque en escala piloto recibiendo en flujo continuo efluente de LF, con profundidad de 0,9 m y TRH de 7 días	Alevinos de tilapia, altas mortalidades en los primeros alevinajes por los altos niveles de amoníaco, variaciones del pH y elevada carga orgánica. El pH fue corregido para 7,0 y se implementó aireación artificial	Ganancia de peso de 1 g/día	Lins-São Paulo, Brasil	Bastos et al. (2003)
1 LA + 3 LF con TRH total de 15,3 d	Tanques *raceway* con volumen útil de 3,8 m^3 con aireación *air-lift* recibiendo efluente de las LF, con renovación de 20% del volumen/día (TRH de 5 d)	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) con densidades de 3 y 7 peces/m^2	Producciones de 3,81 y 3,94 ton/ha.cosecha para densidades de 3 y 7 peces/m^2	Florianópolis-Santa Catarina, Brasil	Pereira (2004), Pereira y Lapolli (2009)
Reactor UASB + Biofiltro aireado sumergido + 2 LP, con TRH's de 5,13 y 4,14 días	Tanque de cultivo con volumen de 13,8 m^3 y TRH de 18,48 d	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), para densidad de 1 pez/m^3	0,096 ton/ha/año	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Ruas y Dornelas (2006)
PTAR de la Universidad Abdou Moumouni, 6 líneas de tratamiento, cada una compuesta por 3 LE con área y volumen individuales de 14 m^2 y 7 m^3	Cultivo en tanque con área de 30 m^2, y profundidad de 0,5 m	Alevinos de tilapia con densidades de 5 a 6 peces/m^2	Productividad de 5,7 ton/ha.año	Niamey-República de Níger, África	Idder et al. (2012)
Pretratamiento + Tanque séptico + laguna de alta tasa	H = 0,4 m. Aplicación en flujo continuo del efluente de la laguna de alta tasa	Alevinos de tilapia GIFT con densidades de 6 y 12 peces/m^2	Ganancia de peso de 0,225 g/d durante las temporadas de otoño e invierno	Viçosa, Minas Gerais-Brasil	Sánchez et al. (2018)
Pretratamiento + Tanque séptico + laguna de alta tasa	H = 0,4 m. Aplicación en flujo continuo del efluente de la laguna de alta tasa	Alevinos de tilapia GIFT con densidades de 3, 6 y 12 peces/m^2	Ganancia de peso de 0,84 g/d durante las temporadas de primavera y verano y productividad de 5,34 ton/ha.año	Viçosa, Minas Gerais-Brasil	Sánchez et al. (2022)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración

En algunas PTARs se han instalado estanques que reciben el líquido tratado con el fin de utilizar los peces como indicadores biológicos de la calidad del efluente final. En dichos estanques se suele cultivar tilapias y carpas, así como peces ornamentales.

Desafortunadamente, para buena parte de dichas experiencias se carece de informaciones sobre parámetros productivos como sobrevivencia y ganancia de peso. Un ejemplo de tales unidades se puede apreciar en la Figura 4.18, donde un estanque recibe el efluente de dos lagunas facultativas precedidas por dos lagunas anaerobias ambas funcionando en paralelo.

Figura 4.18 Fotografía de un estanque para piscicultura ornamental que recibe el efluente final de la PTAR del municipio de Jales, estado de São Paulo-Brasil

05

Tecnologías para tratamiento de aguas residuales con efluentes compatibles con la piscicultura extensiva

Fotografía con vista hacia la zona inicial de una de las lagunas anaerobias de la PTAR del municipio de El Cerrito, departamento del Valle del Cauca-Colombia

Este capítulo describe de manera concisa la tecnología de lagunas de estabilización con sus respectivos niveles de tratamiento de las aguas residuales, ya que presentan plena compatibilidad con la producción piscícola extensiva mediante el reúso de efluentes tratados. Además de algunos fundamentos básicos sobre el dimensionamiento de los diferentes tipos de lagunas de estabilización, en cada ítem se incluirán fotografías que permitan resaltar algunos detalles de importancia asociados a su diseño y operación adecuados.

5.1 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento relativamente fáciles de construir y operar, capaces de asimilar grandes variaciones en el flujo de aguas residuales, que pueden proporcionar eficiencias de tratamiento similares a las producidas por sistemas convencionales (generando un efluente muy purificado) con costos muy inferiores (Spellman, 2009). Son usualmente el método más apropiado para el tratamiento de aguas residuales de origen doméstico y municipal en países emergentes; son opciones de bajo costo, que requieren de poco mantenimiento y presentan alta eficiencia, por medio de mecanismos naturales y sustentables (Peña y Mara, 2004). Las lagunas de estabilización son cuencas abiertas donde el agua es confinada por muros en material térreo, y en algunas ocasiones requieren de su impermeabilización parcial o toral por medio del uso de concreto o de geomembranas (Verbyla et al., 2017).

El tratamiento de las aguas residuales por medio de lagunas de estabilización es principalmente el resultado de procesos de sedimentación y de una compleja simbiosis entre bacterias y algas, en la cual se logra la oxidación de la materia orgánica y otros contaminantes por medio de bacterias y microorganismos autóctonos en la presencia de OD suministrado por la fotosíntesis algal y a través de la re aireación atmosférica (Beran y Kargi, 2005; Verbyla, 2017).

Según Kayombo et al. (2005), los sistemas de tratamiento por lagunas de estabilización pueden incluir una única serie de lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, o varias de dichas series en paralelo. La necesidad de incluir lagunas de maduración depende de la calidad requerida para el efluente final, que a su vez depende de lo que se hará con el líquido: uso para irrigación restringida o no restringida; uso para cultivo de peces o vegetales acuáticos; vertimiento en cuerpos de agua superficiales o en aguas subterráneas (Peña y Mara, 2004).

De acuerdo con Crites y Tchobanoglous (1998), las lagunas de estabilización pueden ser clasificadas según su estado aerobio y según la fuente del oxígeno para la asimilación bacteriana de la materia orgánica presente en las aguas residuales. En ese sentido, los principales tipos de lagunas son: aerobias, facultativas, de mezcla parcial, aireadas, lagunas anaerobias.

Los sistemas de lagunas de estabilización se constituyen en la forma más simple para el tratamiento de las aguas residuales. Hay diversas variantes de dichos sistemas, con diferentes niveles de simplicidad operacional y requisitos de área. Entre los sistemas más importantes se encuentran:

- Lagunas facultativas
- Sistema de lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas
- Lagunas aireadas facultativas
- Sistema de lagunas aireadas de mezcla completa seguidas por lagunas de decantación
- Lagunas de maduración, direccionadas a la remoción de organismos patógenos (von Sperling, 2021).

Según Torres-Lozada et al. (2016), en el contexto de América Latina y el Caribe, un gran porcentaje de la población se localiza en centros urbanos, pero hay un marcado predominio de ciudades con pequeñas poblaciones, mencionando que, de 14.000 municipios, 90% poseen menos de 50.000 habitantes y más del 30% tienen menos de 5.000. Dicha condición favorece la implementación de sistemas de tratamiento de aguas residuales de bajo costo y de operación y mantenimiento simples, como las lagunas de estabilización.

5.2 LAGUNAS ANAEROBIAS

Según Spellman y Drinan (2014), una laguna anaerobia es un embalse profundo no sometido a aireación, calentamiento, ni a mezclado, esencialmente libre de oxígeno disuelto. Dichas lagunas son usualmente utilizadas como sistemas de tratamiento

primario. Debido a su gran profundidad, que típicamente supera los 2,4 metros, se minimizan los efectos de la difusión del oxígeno desde la superficie de la laguna, permitiendo así el dominio de las condiciones anaerobias. El tratamiento por medio de una laguna anaerobia incluye la separación de sólidos sedimentables, la digestión de sólidos, y el tratamiento de la fracción líquida.

De acuerdo con von Sperling (2021), las lagunas anaerobias es una forma de tratamiento donde la existencia de condiciones estrictamente anaerobias es esencial; dicha condición se logra a través del vertimiento de una gran carga de DBO por unidad de volumen de la laguna, haciendo que la tasa de consumo de oxígeno sea varias veces superior a la tasa de producción. En el balance de oxígeno, la producción por la fotosíntesis y por la reaireación atmosféricas son, en este caso, despreciables.

La conversión de la materia orgánica en condiciones anaerobias es lenta, debido a que las bacterias anaerobias se reproducen en una tasa lenta. Esto, por su lado, es el resultado de que las reacciones anaerobias generan menos energía que las reacciones aerobias de estabilización de la materia orgánica. La temperatura del medio ejerce una gran influencia en las tasas de reproducción de la biomasa y conversión del sustrato, lo que hace que regiones de clima caliente sean propicias para este tipo de lagunas (von Sperling, 2021).

Para el caso de una serie de lagunas de estabilización, las lagunas anaerobias son las unidades más pequeñas en la secuencia. Su dimensionamiento se realiza de acuerdo con su “carga orgánica volumétrica”, que representa la cantidad de materia orgánica, expresada en gramos de DBO_5 por día, aplicada a cada metro cúbico del volumen de la laguna. Los valores de las cargas orgánicas volumétricas que pueden recibir las lagunas anaerobias puede variar en el rango entre 100 a 350 g DBO_5/m^3.día, dependiendo de la temperatura de diseño (Peña y Mara, 2004).

5.2.1 Criterios de diseño de lagunas anaerobias

Según von Sperling (2021), los principales parámetros de diseño de las lagunas anaerobias son:

- Tasa de aplicación volumétrica
- Tiempo de retención hidráulica
- Profundidad
- Geometría (relación: largo/ancho).

El criterio de la tasa de aplicación volumétrica es el más importante, el cual se establece en función de la necesidad de un determinado volumen de la laguna anaerobia para la conversión de la carga de DBO aplicada. El criterio del tiempo de retención se basa en el tiempo necesario para la reproducción de las bacterias anaerobias.

5.2.1.1 Tasa de aplicación volumétrica.

De acuerdo con von Sperling (2021), la tasa de aplicación volumétrica Lv, principal parámetro de diseño de las lagunas anaerobias, es función de la temperatura. Locales más calientes permiten una mayor tasa (menor volumen). La consideración de la carga volumétrica es importante, pues ciertos efluentes, como los industriales, pueden variar bastante la relación entre el caudal y la concentración de DBO (carga = concentración x caudal). De esta manera, solamente el criterio del tiempo de retención hidráulica es insuficiente.

Valores usualmente adoptados en América Latina se encuentran en el rango de Lv = 0,1 a 0,3 kgDBO_5/m^3.d.

El límite superior busca evitar sobrecarga orgánica en la laguna anaerobia. El límite inferior es para que la laguna anaerobia no reciba una carga muy pequeña, que podría permitir que, en determinadas condiciones, ella funcione como una laguna facultativa, lo que sería perjudicial para las bacterias metanogénicas, las cuales son anaerobias estrictas.

von Sperling (2021) resume los criterios propuestos por el profesor Duncan Mara, de la Universidad de Leeds-UK, acerca de la relación entre la tasa de aplicación volumétrica y la temperatura presentada en la Tabla 5.1. Los valores presentados son de tasas máximas admisibles, y el diseñador podrá permanecer a favor de la seguridad, adoptando tasas menores.

Tabla 5.1 Tasas de aplicación volumétrica admisibles para diseño de lagunas anaerobias, en función de la temperatura

Temperatura media del aire en el mes más frio - T (°C)	Tasa de aplicación volumétrica admisible – LV (kg-DBO/m³.d)
10 a 20	0,02T – 0,10
20 a 25	0,01T + 0,10
> 25	0,35

Fuente: (von Sperling, 2021, p. 77)

El volumen requerido por la laguna anaerobia se obtiene a partir de la ecuación:

$$V = \frac{L}{L_v} \qquad [5.1]$$

Donde:

V : volumen requerido para la laguna (m^3)

L : carga de DBO total afluente (soluble + particulada) ($kgDBO_5/d$)

L_v : tasa de aplicación volumétrica ($kgDBO_5/m^3.d$)

Para aguas residuales domésticas, el volumen final a ser adoptado para la laguna anaerobia es un compromiso entre los dos criterios (tiempo de retención y tasa volumétrica), debiendo en la medida de lo posible, satisfacer los dos.

Pese a la simplicidad de diseño y operacional de las lagunas anaerobias es importante que desde su concepción inicial se contemple de manera adecuada los mecanismos de ingreso del agua residual a las unidades de tratamiento ya que se constituye en una forma de garantizar la homogénea disposición de las tasas de aplicación volumétrica de

la materia orgánica. A continuación, las Figura 5.1 a 5.10 ilustran alternativas aplicadas de lagunas anaerobias en diversas PTAR.

En la Figura 5.1 se ilustra las dos lagunas anaerobias de la fase inicial de la PTAR de Jaén; el dispositivo de ingreso del afluente se realiza por medio de una tubería localizada prácticamente a ras de la pared del talud interno, situación que propicia la acumulación excesiva de lodos al inicio de la unidad de tratamiento y que afecta el comportamiento hidrodinámico de la laguna. Complementariamente a ello, se puede observar que los diques perimetrales presentan ligera erosión como resultado de la falta de protección, la cual puede hacerse a través de vegetación, placas de concreto, geomembranas o material pétreo.

Figura 5.1 Fotografía de la zona de entrada a las lagunas anaerobias y de los diques perimetrales en la PTAR del municipio de Jaén, departamento de Cajamarca-Perú

La entrada del afluente a la laguna anaerobia de la Figura 5.2 se realiza por medio de una tubería con descarga superficial, localizada muy cerca del talud interno. Se aprecia la acumulación excesiva de arena y lodos al inicio de la unidad de tratamiento, evidenciando inclusive el crecimiento de vegetación emergente, lo que afecta negativamente el comportamiento hidrodinámico de la laguna. De igual manera, se aprecia la ausencia de protección a los diques perimetrales y su ligera erosión.

Figura 5.2 Fotografía de la zona de entrada de la laguna anaerobia y de los diques perimetrales en la PTAR del municipio de Neves Paulista, estado de São Paulo-Brasil

Figura 5.3 Fotografía de la zona de entrada y diques perimetrales de la laguna anaerobia en la PTAR Jacú Queimado del municipio Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

En la Figura 5.3 se ilustra la distribución del afluente a la laguna anaerobia de la PTAR que descarga en el córrego Jacú Queimado en Santa Fé do Sul; la entrada se realiza por medio de dos tuberías con descarga sumergida, localizada muy cerca del talud interno, que deriva el flujo desde un canal rectangular en concreto. Los diques perimetrales poseen vegetación en su parte superior, y los taludes poseen placas de concreto que van desde su zona sumergida hasta unos 10 cm sobre la superficie del agua. Se puede apreciar la acumulación natural de material flotante en las zonas más cercanas a la entrada del líquido afluente.

En la Figura 5.4 se registra la acumulación de material flotante en la zona de entrada del afluente a la laguna anaerobia de la PTAR que descarga en el córrego Marruco en Santa Fé do Sul. Los taludes internos poseen protección mediante placas de concreto que van desde su zona sumergida hasta la zona de circulación perimetral, al fondo de la imagen se aprecia la vegetación que rodea la PTAR.

Figura 5.4 F*otografía de la laguna anaerobia en la PTAR Marruco del municipio Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil*

La entrada del afluente a la laguna anaerobia de la Figura 5.5 se efectúa a través de tuberías sumergidas. Debido a la topografía plana predominante en la zona se hace necesario el bombeo del efluente de las unidades de pretratamiento hacia una cámara de distribución desde la cual se toma el agua residual que ingresa a la laguna anaerobia. Los diques perimetrales son robustos y presentan vegetación y un buen mantenimiento. Se aprecia acumulación de material flotante y fragmentos de lodo proveniente del fondo arrastrado hacia la superficie por los gases que se generan como resultado de la intensa actividad biológica de la comunidad anaerobia.

Figura 5.5 Fotografía de la laguna anaerobia y de los diques perimetrales en la PTAR del municipio de Ginebra, departamento de Valle del Cauca-Colombia

La Figura 5.6 ilustra la laguna anaerobia de la segunda fase de la PTAR de Jaén; el ingreso del afluente se realiza mediante tres tuberías localizadas a una prudente distancia del talud interno, lo que ayuda a una adecuada distribución del agua residual a la unidad de tratamiento y que favorece el buen comportamiento hidrodinámico de la laguna. Se puede apreciar que los diques perimetrales se encuentran debidamente protegidos contra la erosión por medio de geomembranas.

Figura 5.6 Fotografía de la zona de entrada y del dique perimetral de la laguna anaerobia en la segunda fase de la PTAR del municipio de Jaén, departamento de Cajamarca-Perú

En la Figura 5.7 se ilustra la entrada a una de las dos lagunas anaerobias, donde el ingreso del afluente se realiza mediante tuberías localizadas a una prudente distancia del talud interior y que disponen de una te en su parte final para así facilitar las labores de mantenimiento. Se aprecia la alta acumulación de material flotante, con presencia de pequeños elementos plásticos que sobrepasaron al pretratamiento. Se observa también los diques perimetrales en concreto, debidamente pintados, la zona de circulación cubierta con material granular homogéneo y parte del manejo paisajístico.

Algunos estudios han indicado la pertinencia de asimilar el funcionamiento de las lagunas anaerobias al de los reactores UASB para así optimizar la actividad biológica de la comunidad anaerobia, lo cual se logra mediante sistemas de distribución del afluente que propician la formación de un manto de lodo mucho más activo que el presente en los lodos sedimentados en las lagunas convencionales. A dichos tipos de lagunas se los ha denominado “Lagunas anaerobias de alta tasa”; los excelentes resultados obtenidos han sido reportados por Peña -Varón et al. (2015).

Figura 5.7 Fotografía de la zona de entrada y del perímetro de una de las lagunas anaerobias de la PTAR del municipio de Jales, estado de São Paulo-Brasil

Figura 5.8 Fotografía con vista hacia la zona inicial de una de las lagunas anaerobias de la PTAR del municipio de El Cerrito, departamento del Valle del Cauca-Colombia

Por medio de la Figura 5.8 se presenta un detalle de la parte inicial de una de las dos lagunas anaerobias de alta tasa, donde se aprecia la zona cubierta bajo la cual se presenta el manto de lodo anaerobio muy activo y la zona descubierta que conforma el resto de la unidad anaerobia. Se observa también los diques perimetrales recubiertos con geomembrana.

Otra alternativa que favorece el buen desempeño de las lagunas de estabilización consiste en implementar bafles divisorios que encausan el flujo aproximando el comportamiento de la laguna a un reactor de flujo en pistón como se puede apreciar a continuación en la Figura 5.9, en la que se ilustra las zonas de entrada y salida del agua residual de la laguna anaerobia de la PTAR que descarga en el córrego Jacú Queimado en Santa Fé do Sul. De manera similar a la Figura 5.3, la entrada posee dos tuberías y se aprecia el bafle que divide la laguna en dos celdas, donde en la primera de ellas se aprecia la acumulación de sólidos flotantes cerca a la entrada y en la segunda se nota la superficie del agua menos cargada de dichos sólidos

Figura 5.9 Fotografía de la zona de entrada y bafle divisor de la laguna anaerobia en una PTAR del municipio Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

La Figura 5.10 muestra un detalle del bafle divisor conformado en placas prefabricadas sujetas por una serie de columnetas en la laguna anaerobia de la PTAR Jacú Queimado.

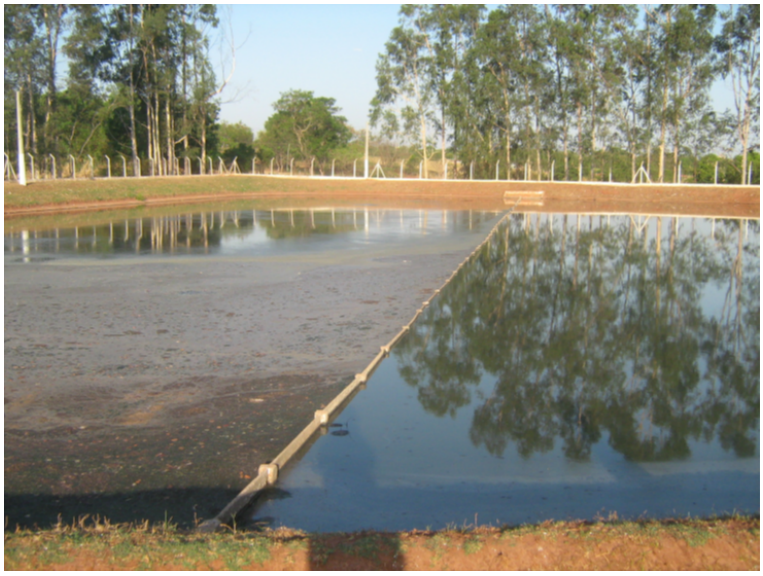


Figura 5.10 Fotografía del bafle divisor de la laguna anaerobia en la PTAR Jacú Queimado del municipio Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

5.2.1.2 Tiempo de retención.

Para aguas residuales domésticas, el tiempo de retención hidráulica en lagunas anaerobias normalmente se sitúa entre 3,0 y 6,0 días.

En las lagunas anaerobias más antiguas (con entrada del afluente sobre la capa de lodo), con tiempos inferiores a 3,0 días, podrá ocurrir que la tasa de salida de las bacterias metanogénicas con el efluente de la laguna (factores hidráulicos) sea superior a su propia tasa de reproducción, la cual es lenta (factores biológicos). En estas condiciones, no sería posible el mantenimiento de una población bacteriana estable. Además de reducirse la eficiencia de la laguna anaerobia, ocurriría el aspecto más grave del desequilibrio entre la fase acidogénica y la metanogénica. La consecuencia sería la acumulación de ácidos en el medio, con generación de malos olores, por el hecho de haber pocas bacterias metanogénicas para dar continuidad a la conversión de los ácidos.

Se debe destacar, sin embargo, que hay una tendencia de disminuir los tiempos de retención en las lagunas anaerobias, para del orden de 2 días y, eventualmente 1 día. Ello puede lograrse, en el caso de que pueda aumentarse el tiempo de retención de la biomasa, y en caso que se garantice un íntimo contacto biomasa - agua residual. Estas condiciones se pueden cumplir a través de una distribución del afluente por el fondo de la laguna, en varios puntos, buscando aproximarse a un reactor anaerobio de manto de lodo. El agua residual afluente, al entrar en la laguna, tiene contacto directo con la biomasa anaerobia, optimizando un aspecto de fundamental importancia, relacionado al contacto materia orgánica – biomasa. Algunas lagunas anaerobias tradicionales, que presentaban problemas operacionales, tuvieron una mejoría en el desempeño y reducción en la generación de olores, con la simple conversión de la entrada para el fondo de la laguna.

Con tiempos de retención superiores a 6 días, la laguna anaerobia podría comportarse ocasionalmente como una laguna facultativa. Ello es indeseable, pues la presencia de oxígeno es fatal para los organismos metanogénicos. Las lagunas anaerobias deben funcionar como lagunas anaerobias estrictas, sin poder oscilar entre condiciones anaerobias, facultativas y aerobias.

Después de haberse calculado el volumen de la laguna con base en la tasa de aplicación volumétrica (Lv), el tiempo de retención hidráulica resultante se obtiene por medio de:

$$t = \frac{V}{Q} \qquad [5.2]$$

Donde:

t : tiempo de retención (d)

V : volumen de la laguna (m^3)

Q : caudal medio afluente (m^3/d)

5.2.1.3 Profundidad.

La profundidad de las lagunas anaerobias es elevada, para garantizar el predominio de las condiciones anaerobias, evitando que la laguna trabaje como facultativa. En la

realidad, cuanto más profunda sea la laguna, mejor. Sin embargo, las excavaciones profundas tienden a ser más caras. Valores usualmente adoptados se encuentran en el rango de 3,5 a 5,0 m

Cuando no haya remoción previa de la arena, la laguna anaerobia debe ser dotada con una profundidad adicional de por lo menos 0,5 m, desde la zona de entrada, extendiéndose por lo menos hasta 25% del área de la laguna (Proyecto de Norma para Lagunas, 1991). Sin embargo, se cree firmemente que la inclusión de unidades de desarenado es benéfica, por minimizar problemas de acumulación de arenas en las proximidades a la tubería de entrada, y por ser de operación bastante sencilla.

5.2.1.4 Geometría (relación: largo/ancho).

Las lagunas anaerobias varían entre las formas cuadradas o levemente rectangulares, con relaciones largo / ancho (L/B) típicas entre 1,0 y 3,0

5.2.2 Estimación de la concentración efluente de DBO de la laguna anaerobia

Aún no hay modelos matemáticos conceptuales de uso generalizado que posibiliten una estimación de la concentración efluente de DBO de las lagunas anaerobias. Por este motivo, dichas lagunas han sido dimensionadas principalmente según criterios empíricos. Mara (1997) propone el cálculo estimado de la eficiencia de remoción de DBO en función de la temperatura con las expresiones presentadas en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Eficiencias de remoción de DBO en lagunas anaerobias, en función de la temperatura

Temperatura media del aire en el mes más frío T (°C)	Eficiencia de remoción de DBO E (%)
10 a 25	2T + 20
> 25	70

Fuente: Mara (1997)

Una vez estimada la eficiencia de remoción (E), se calcula la concentración efluente (DBO_{efl}) de la laguna anaerobia utilizando las fórmulas:

$$E = \left(S_0 - DBO_{efl}\right) * \frac{100}{S_0} \quad [5.3]$$

$$DBO_{efl} = S_0 * \left(1 - \frac{E}{100}\right) \quad [5.4]$$

Donde:

S_0 : concentración de DBO total afluente (mg/L)

DBO_{efl} : concentración de DBO total efluente (mg/L)

E : eficiencia de remoción (%)

En este abordaje empírico, la DBO efluente considerada es la DBO total, a diferencia de los cálculos de las lagunas facultativas, que se explicarán inmediatamente después de este ítem, en los que se fracciona la DBO efluente en términos de la DBO soluble y de la DBO particulada.

5.2.3 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas anaerobias

Dimensionar un sistema de dos lagunas anaerobias que trabajen en paralelo para tratar los efluentes urbanos de una población con 15.000 habitantes, localizada en la zona nororiental del departamento de Nariño-Colombia, a una altitud de 628 m.s.n.m. donde la temperatura media del mes más frio es de 24,5°C. En resumen, se tiene los siguientes datos para el diseño:

Población : 15.000 habitantes

Caudal afluente : 2.400 m^3/d

DBO afluente : S_0 = 325 mg/L

Temperatura : T = 24,5°C (del aire)

Coliformes fecales (termotolerantes) en el agua residual cruda afluente a la PTAR: N_0 = 6,8*10^7 CF/100 mL

Nitrógeno total : 49 mg NT/L

Amoníaco (NH_3) : 21 mg NH_3/L

Fósforo total : 7 mg PT/L

- Se determina la carga afluente de DBO a la PTAR, y en particular a las lagunas anaerobias:

$L = Concentración * Caudal$;

con base en los valores del problema se tiene que:

$$L = 325\frac{mg}{L} * \frac{1g}{1000mg} * \frac{1kg}{1000g}\frac{1000L}{m^3} * 2.400\frac{m^3}{d} = 780\frac{kgDBO}{d}$$

- Con base en lo recomendado por von Sperling (2021), se determina la máxima tasa de aplicación volumétrica admisible en las lagunas anaerobias por medio de la expresión.

$$L_V = 0{,}01 * T + 0{,}10\frac{kgDBO}{m^3.d}$$

Considerando una temperatura de 24,5°C se tiene que:

$$L_V = 0{,}01 * 24{,}5 + 0{,}10\frac{kgDBO}{m^3.d} = 0{,}345\frac{kgDBO}{m^3.d}$$

Ya que el valor calculado se trata de la máxima tasa de aplicación volumétrica admisible para las lagunas anaerobias; si se decide asumir para efectos de diseño el 50% de dicho valor se tiene que Lv = 0,345*0,50 = 0,173 ≈ 0,17 kgDBO/m^3.d.

- Se determina el volumen requerido por las lagunas anaerobias a partir de la ecuación:

$$V = \frac{L}{L_v}$$

Reemplazando los valores del problema se tiene:

$$V = \frac{780\,\frac{kgDBO}{d}}{0{,}17\,\frac{kgDBO}{m^3.d}} = 4588m^3$$

- Se calcula el del tiempo de retención hidráulica para las lagunas anaerobias:

$$TRH = \frac{V}{Q}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene que:

$$TRH = \frac{4588m^3}{2400\frac{m^3}{d}} = 1{,}91días$$

De acuerdo con von Sperling (2021), para aguas residuales domésticas el tiempo de retención hidráulica en lagunas anaerobias normalmente oscilar entre 3,0 y 6,0 días; el valor obtenido para la tasa de aplicación volumétrica adoptada es adecuado, principalmente considerando que el diseño corresponde a una localidad de un país ecuatorial, con gran estabilidad térmica y temperaturas elevadas durante todo el año.

- Se determina el área superficial requerida por las lagunas anaerobias.

Según von Sperling (2021), los valores usualmente adoptados para la profundidad en este tipo de lagunas suelen variar entre 3,5 y 5,0 m. Si se adopta una profundidad de 4,0 m se tiene que el área requerida para las lagunas es:

$$\text{Área} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Profundidad}} \rightarrow Área = \frac{4.588\ \text{m}^3}{4{,}0\ \text{m}} = 1.147\ \text{m}^2$$

Como fue anteriormente comentado, se diseñará 2 lagunas anaerobias que trabajarán en paralelo. Cada laguna se encargará de tratar el 50% del caudal afluente. En caso que una de las lagunas entre en proceso de mantenimiento, la otra asumirá el tratamiento

del caudal total con cierta sobrecarga; sin embargo, se espera que en todo momento se garantizará la fase de tratamiento primario del agua residual.

El área de cada laguna anaerobia será: 1.147 $m^2/2 = 573,5\ m^2$

- Se determina las dimensiones de cada una de las lagunas anaerobias.

Si se adopta una relación largo/ancho (L/B) igual a 2,0 para cada una de las lagunas se tiene que las dimensiones requeridas son:

Considerando que A = L*B, y que L = 2*B se tiene que A = 2*B*B, entonces $A = 2*B^2$; como se sabe que el área necesaria para cada laguna es de 573,5 m^2 se despeja el valor de B así:

$$\text{Área} = 2 * \text{B}^2 \rightarrow B = \sqrt{\frac{Área}{2}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{573,5m^2}{2}} \rightarrow B = \sqrt{286,8m^2} = 16,9 \sim 17\ \text{m}$$

Por lo tanto, se tiene que B = 17 m y L = 17 m*2 = 34 m

El área superficial efectiva de cada laguna es: A = 17 m * 34 m = 578 m^2

De tal manera que el área superficial total disponible para el tratamiento anaerobio es de 578 m^2/laguna * 2 lagunas = 1156 m^2.

- Se estima la concentración de la DBO en el efluente de las lagunas

Con base en lo presentado en la Tabla 4.2 se tiene que para temperaturas entre 10 y 25°C la eficiencia de remoción de la DBO se estima por medio de la ecuación E = 2*T + 20, donde T es la temperatura del líquido en la laguna, en °C.

Por lo tanto, la eficiencia esperada para la remoción de la DBO es:

$$\text{E} = (2 * \text{T}) + 20 \rightarrow \text{E} = (2 * 24,5) + 20 \rightarrow E = 69\%$$

Pese a que las condiciones de temperatura son muy favorables para adoptar la eficiencia calculada del 69% se podría, en aras de establecer un diseño conservador, adoptar una eficiencia del 60% pues así se prevén posibles circunstancias adversas que puedan

afectar el desempeño de las lagunas como por ejemplo picos de cargas orgánicas, picos de caudales o la propia acumulación de lodos, que le resta volumen de trabajo a las unidades de tratamiento.

Con base en lo anterior, la concentración de la DBO efluente será:

$$DBO_{efl} = S_0\left(1 - \frac{\text{E}}{100}\right) \rightarrow DBO_{efl} = 325\frac{mgDBO}{L}\left(1 - \frac{60}{100}\right) \rightarrow DBO_{efl} = 130\frac{\text{mgDBO}}{L}$$

Dicha concentración de DBO será la que ingrese como afluente a las lagunas facultativas secundarias

- Se estima la acumulación de lodo en las lagunas anaerobias

De acuerdo con von Sperling (2021), la tasa de acumulación de lodos en lagunas anaerobias es del orden de 0,03 a 0,10 m^3/hab.año, siendo el valor menor más usual en regiones de clima caliente. Ya que las condiciones térmicas del lugar en estudio corresponden a las más favorables para los procesos anaerobios, donde hay una estabilización más eficiente de los lodos se adopta una tasa de acumulación de 0,04 m^3/hab.año; con base en ello se tiene que:

$$\text{Acumulación anual} = 0{,}04\ \text{m}^3/\text{hab.año x } 15.000\ \text{hab} = 600\ \text{m}^3/\text{año}$$

Por lo tanto, el espesor de la capa de lodo que se acumularía en 1 año es:

$$\text{espesor} = \frac{\text{acumulación anual * tiempo}}{\text{área de la laguna}} = \frac{600\ \text{m}^3/\text{año} * 1\ \text{año}}{1.156\ \text{m}^2} = 0{,}519\text{m/año} = 52\text{cm/año}$$

Con dicho valor, y si se establece como momento oportuno para la remoción del lodo acumulado en las lagunas anaerobias 1/3 de la altura útil de las mismas (4,0 m) se tiene que el tiempo necesario para que se cumpla dicha condición es:

$$\text{Tiempo} = \frac{\text{H}/3}{\text{Elevación anual}} = \frac{4{,}0\ \text{m}/3}{0{,}52\ \text{m/año}} = 2{,}56\ \text{años}$$

El volumen de lodo acumulado durante el período de 2,56 años corresponde a 1/3 del volumen útil de las lagunas (1,33 m); es decir, 1156 m^2 * 1,33 m = 1.541 m^3 de lodo. Dicho lodo deberá ser removido aproximadamente cada 3 años o, anualmente (remoción de 602 m^3).

A continuación, en la Figura 5.11 se ilustran las dimensiones principales de las dos lagunas anaerobias en una vista en planta.

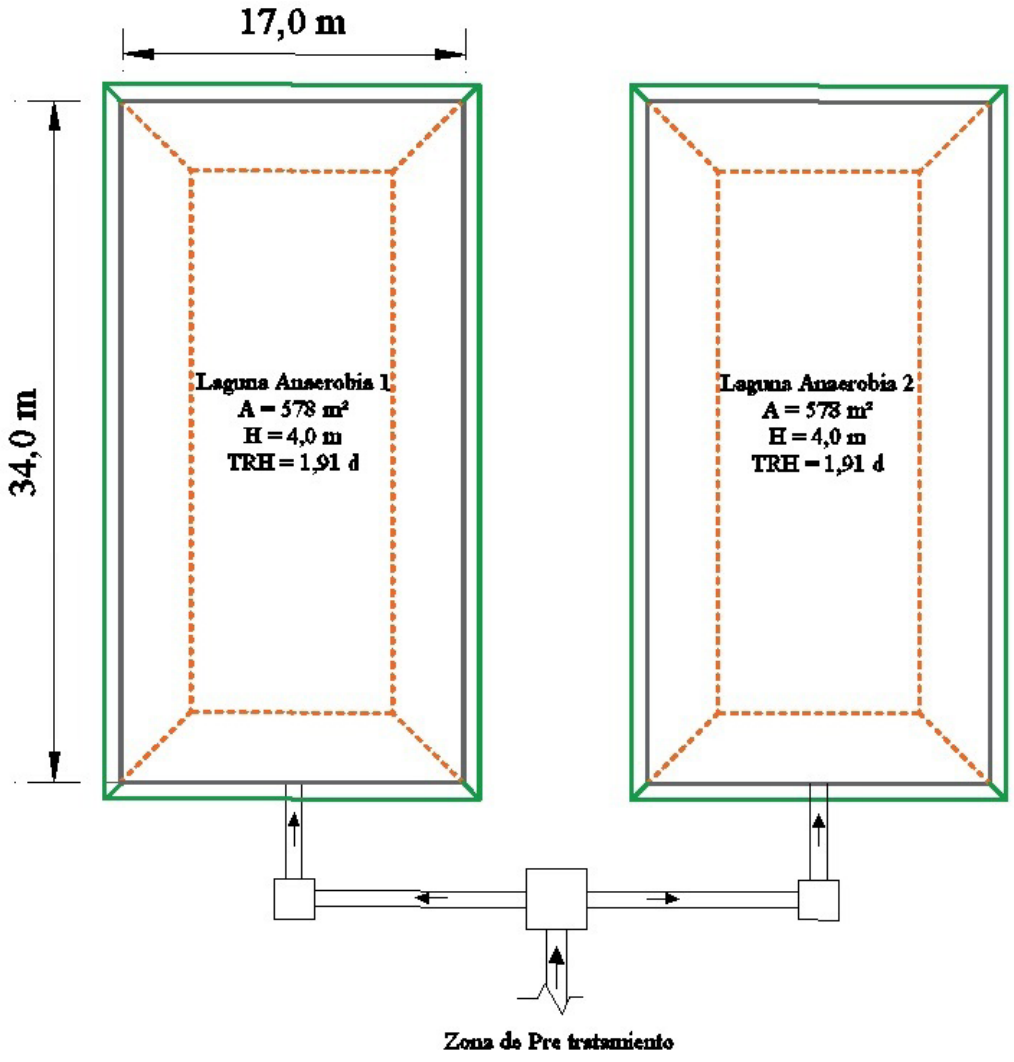


Figura 5.11 Representación esquemática de la vista en planta de las dos lagunas anaerobias del ejemplo

5.3 LAGUNAS FACULTATIVAS

Las lagunas facultativas son la variación más sencilla de los sistemas de lagunas de estabilización. Básicamente, el proceso consiste en la retención de las aguas residuales por un período de tiempo lo suficientemente largo para que se desarrollen los procesos naturales de estabilización de la materia orgánica. Las principales ventajas y desventajas de las lagunas facultativas están asociadas, por lo tanto, al predominio de los fenómenos naturales.

Las ventajas se relacionan a la gran simplicidad y a la confiabilidad de la operación. Los procesos naturales son confiables: no hay equipos que puedan dañarse o esquemas especiales requeridos. Sin embargo, la naturaleza es lenta, necesitando de largos tiempos de retención para que se completen las reacciones, lo que implica en grandes requisitos de área. La actividad biológica resulta muy afectada por la temperatura, principalmente, en las condiciones naturales de las lagunas. De esta forma, las lagunas de estabilización son más apropiadas donde los terrenos son baratos, el clima es favorable, y donde se desea tener un método de tratamiento que no requiera equipos o una capacitación especial de los operadores (Arceivala, 1981).

Los costos de las lagunas de estabilización son bastante competitivos, siempre y cuando los costos del terreno o la necesidad de movimientos de tierra no sean excesivos. La construcción es simple, involucrando principalmente el movimiento de tierras, y los costos operacionales son muy bajos, en comparación con otros métodos de tratamiento. La eficiencia del sistema es usualmente satisfactoria, pudiendo llegar a niveles comparables a los de la mayor parte de los sistemas de tratamiento secundario.

Una terminología frecuentemente adoptada para las lagunas de estabilización se relaciona a su posición en la serie de unidades de tratamiento: • Laguna primaria: primera laguna de la serie – laguna facultativa que recibe aguas residuales crudas; • Laguna secundaria: segunda laguna de la serie – recibe efluente de otra laguna localizada aguas arriba,

usualmente una laguna anaerobia; • Lagunas terciarias, cuaternarias etc. ocupan la tercera, cuarta, etcétera posiciones en la serie – son usualmente lagunas de maduración

5.3.1 Descripción del proceso

El agua residual afluente entra en un extremo de la laguna y sale en el extremo opuesto. A lo largo de ese recorrido, que demora varios días, una serie de mecanismos contribuye para la purificación de las aguas residuales.

Estos mecanismos ocurren en las tres zonas de las lagunas, denominadas: zona anaerobia, zona aerobia y zona facultativa.

La materia orgánica en suspensión (DBO particulada) tiende a sedimentar, pasando a constituir el lodo de fondo (zona anaerobia). Este lodo sufre el proceso de descomposición por microorganismos anaerobios, y es lentamente convertido en gas carbónico, agua, metano y otros. Después de un cierto periodo de tiempo, únicamente la fracción inerte (no biodegradable) permanece en la capa de fondo. El gas sulfhídrico generado no causa problemas de mal olor, por el hecho de ser oxidado, por procesos químicos y bioquímicos, en la capa aerobia superior.

La materia orgánica disuelta (DBO soluble), conjuntamente con la materia orgánica en suspensión de pequeñas dimensiones (DBO finamente particulada) no sedimenta, permaneciendo dispersa en la masa líquida. En la capa más superficial, se tiene la zona aerobia. En dicha zona, la materia orgánica es oxidada por medio de la respiración aerobia. Hay la necesidad de la presencia de oxígeno, el cual es suministrado al medio por la fotosíntesis realizada por las algas. Se tiene, así, un perfecto equilibrio entre el consumo y la producción de oxígeno y gas carbónico, donde las bacterias a través de la respiración consumen oxígeno disuelto y producen gas carbónico, mientras que las algas a través de la fotosíntesis producen oxígeno y consumen el gas carbónico (Figura 5.12).

Cabe destacar que las reacciones de fotosíntesis (producción de materia orgánica) y respiración (oxidación de la materia orgánica) son similares, solamente con direcciones opuestas:

- Fotosíntesis : $CO_2 + H_2O$ + Energía → Materia orgánica + O_2
- Respiración : Materia orgánica + O_2 → $CO_2 + H_2O$ + Energía

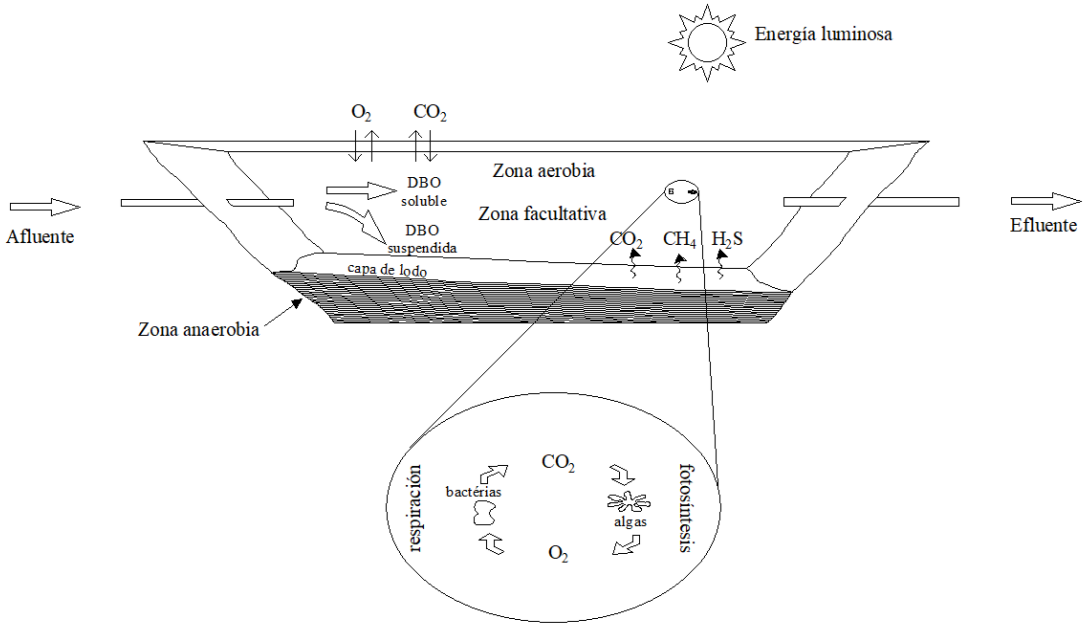


Figura 5.12 Esquema simplificado del funcionamiento de una laguna facultativa

Para que ocurra la fotosíntesis es necesaria una fuente de energía luminosa, en este caso representada por el sol. Por dicha razón, lugares con elevada radiación solar y baja nubosidad son muy propicios a la implantación de lagunas facultativas.

La fotosíntesis, por depender de la energía solar, es más elevada en lugares cercanos a la superficie de la laguna. A medida que se profundiza en la laguna, la penetración de la luz es menor, lo que ocasiona el predominio del consumo de oxígeno (respiración) sobre su producción (fotosíntesis), con la eventual ausencia de oxígeno disuelto a partir de una cierta profundidad. Además, la fotosíntesis solamente ocurre durante el día, haciendo que durante la noche pueda prevalecer la ausencia de oxígeno. Por tales hechos, es esencial que haya diversos grupos de bacterias, responsables por la estabilización de la materia orgánica, que puedan sobrevivir y proliferar, tanto en la presencia, como en la ausencia

de oxígeno. En ausencia de oxígeno libre, se utilizan otros receptores de electrones, como nitratos (condiciones anóxicas), sulfatos y CO_2 (condiciones anaerobias). Esta zona, donde puede ocurrir la presencia o la ausencia de oxígeno, se denomina zona facultativa. Dicha condición también da el nombre a las lagunas (lagunas facultativas).

Como ya fue comentado, el proceso de tratamiento en lagunas facultativas es esencialmente natural, sin necesitar de algún equipo. Por esta razón, la estabilización de la materia orgánica se procesa en tasas más lentas, implicando en la necesidad de un elevado tiempo de retención hidráulica en la laguna (usualmente superior a 20 días). La fotosíntesis, para que sea efectiva, necesita de una elevada área de exposición para el mejor aprovechamiento de la energía solar por las algas, razón por la cual se necesita de unidades de grandes dimensiones. En consecuencia, el área total requerida por las lagunas facultativas es la mayor entre todos los procesos de tratamiento de las aguas residuales (excluyéndose los procesos de disposición sobre el suelo). Por otro lado, el hecho de ser un proceso totalmente natural está asociado a una mayor simplicidad operacional, factor de fundamental importancia en nuestro medio.

El efluente de una laguna facultativa posee las siguientes características principales:

- color verde debido a las algas
- alta concentración de oxígeno disuelto
- sólidos en suspensión, aunque prácticamente dichos sólidos no sean sedimentables (las algas prácticamente no sedimentan en el ensayo del cono Imhoff).

5.3.2 Criterios de diseño de lagunas facultativas

Los principales parámetros de diseño de las lagunas facultativas son:

- Tasa de aplicación superficial
- Profundidad
- Tiempo de retención
- Geometría (relación: largo/ancho)

A continuación, se describe cada uno de dichos parámetros y se incluyen algunas informaciones relevantes a partir de lo recomendado por von Sperling (2021).

5.3.2.1 Tasa de aplicación superficial.

El criterio de la tasa de aplicación superficial (carga orgánica por unidad de área) es el principal ítem de diseño, y se basa en la necesidad de tener una determinada área de exposición a la luz solar en la laguna, para que ocurra el proceso de fotosíntesis. El objetivo de garantizar la fotosíntesis e, indirectamente, el crecimiento de algas, es el de tener una producción de oxígeno suficiente para suplir la demanda de oxígeno. Así, el criterio de la tasa de aplicación superficial se basa en la necesidad de oxígeno para la estabilización de la materia orgánica. Por lo tanto, la tasa de aplicación superficial se relaciona a la actividad de las algas y al balance entre producción y consumo de oxígeno.

El área requerida para la laguna se calcula en función de la tasa de aplicación superficial L_S. La tasa se expresa en términos de la carga de DBO (L, expresada en $kgDBO_5/d$) que puede ser tratada por unidad de área de la laguna (A, expresada en ha).

$$A = \frac{L}{L_S} \qquad [5.5]$$

Donde:

A: área requerida para la laguna (ha)

L: carga de DBO total (soluble + particulada) afluente ($kgDBO_5/d$)

L_S: tasa de aplicación superficial ($kgDBO_5/ha.d$)

Según von Sperling (2021), la tasa de aplicación superficial a ser adoptada varía con la temperatura local, latitud, exposición solar, altitud y otros. Lugares con clima e insolación extremadamente favorables, como el nordeste de Brasil, permiten la adopción de tasas muy elevadas, eventualmente superiores a 300 $kgDBO_5/ha.d$, lo que

implica en menores áreas superficiales de la laguna. Por otro lado, locales de clima templado requieren tasas de aplicación menores a 100 kgDBO$_5$/ha.d. Particularmente, en el entorno brasilero dicho autor manifiesta que se han adoptado tasas de acuerdo a los siguientes rangos de valores:

- Regiones con invierno caliente y elevada insolación: L_S = 240 a 350 kgDBO$_5$/ha.d
- Regiones con invierno e insolación moderados: L_S = 120 a 240 kgDBO$_5$/ha.d
- Regiones con invierno frío y baja insolación: L_S = 100 a 180 kgDBO$_5$/ha.d

Hay diversas ecuaciones empíricas disponibles en la literatura internacional, correlacionando la tasa de aplicación superficial L_S y la temperatura T. A continuación, se presenta una ecuación propuesta por Mara (1997) que, de acuerdo a dicho autor, posee aplicabilidad global. La ecuación utiliza la temperatura media del aire en el mes más frío. La justificación de utilizar la temperatura media del aire es que, en el período frío, se estará a favor de la seguridad, ya que la temperatura del agua estará un poco más elevada. La selección del período frío es debido a que corresponde al más crítico, en el funcionamiento de la laguna, en términos de las velocidades de las reacciones bioquímicas.

Para efecto del dimensionamiento de lagunas facultativas von Sperling (2021) recomienda adoptar la temperatura media del líquido en el mes más frío (para efecto de cálculo de las tasas de remoción de DBO), la cual sugiere calcularla a partir de la siguiente ecuación:

$$T_{agua} = 12{,}7 + (0{,}54 * T_{aire}) \qquad [5.6]$$

Donde:

T_{agua} : Temperatura media del agua en el mes más frío (°C)

T_{aire} : Temperatura media del aire en el mes más frío (°C)

De todas formas, von Sperling (2021) recomienda asumir, para efecto de estimar la tasa de aplicación superficial el criterio de Mara en favor de la seguridad; es decir, considerar la temperatura del aire igual a la temperatura del líquido, donde la tasa de aplicación superficial se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$L_S = 350 * (1{,}107 - (0{,}02 * T))^{(T-25)} \qquad [5.7]$$

Donde:

L_S : tasa de aplicación superficial ($kgDBO_5/ha.d$)

T : Temperatura media del aire en el mes más frío (°C)

A pesar de que la ecuación conduce a valores bastante elevados cuando se tienen altas temperaturas (por encima de los 25°C), se recomienda que, para efecto de diseño, la carga máxima admisible sea de 350 kgDBO/ha.d.

No hay un valor máximo absoluto de área, a partir del cual el sistema de lagunas facultativas se vuelva inviable. En Brasil, hay un sistema de lagunas ocupando 100 ha. En Argentina y Australia, hay sistemas con más de 300 ha. La deseabilidad de adoptar procesos de tratamiento más compactos, en el caso de necesitarse de grandes lagunas, depende esencialmente de las condiciones locales, de la topografía, de la geología y del costo del terreno.

Las dos figuras que se presentan a continuación representan lagunas facultativas primarias, que reciben el efluente crudo, simplemente sometido a la remoción de sólidos por el pretratamiento de las PTAR's. La Figura 5.13 ilustra la entrada del agua residual a una de las lagunas facultativas primarias de la PTAR de Ilha Solteira; el ingreso del afluente crudo se realiza mediante tuberías que finalizan con una tee que facilita las labores de mantenimiento y realizan la descarga del líquido a una distancia prudencial de los taludes internos debidamente protegidos por placas de concreto. Se aprecia también los diques perimetrales y la vegetación utilizada como barrera natural para mitigar los posibles olores emanados por los procesos de degradación anaerobia de la materia orgánica.

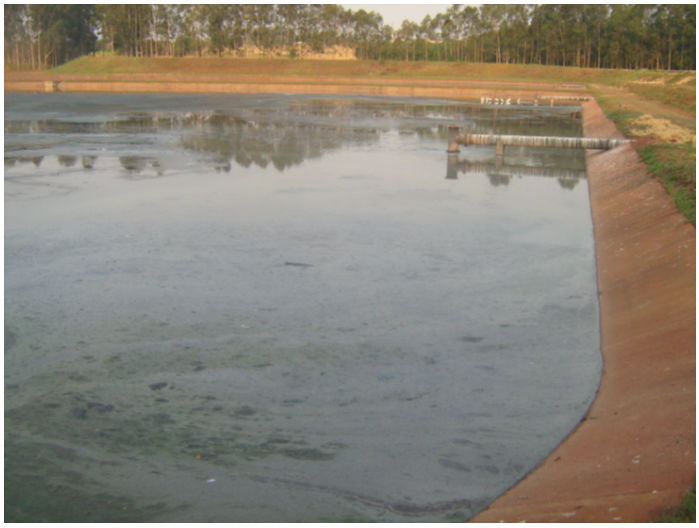


Figura 5.13 Fotografía de la zona de entrada a la laguna facultativa primaria de la PTAR del municipio Ilha Solteira, estado de São Paulo-Brasil

La Figura 5.14 muestra la entrada del afluente a la laguna facultativa primaria de la PTAR de Marinópolis. Se aprecia la acumulación de sólidos flotantes en cercanías a la zona de ingreso y los taludes internos protegidos por placas de concreto, debidamente pintadas y los diques perimetrales utilizados como barrera para mitigar los posibles malos olores.

Figura 5.14 Fotografía de la zona de entrada a la laguna facultativa primaria de la PTAR del municipio Marinópolis, estado de São Paulo-Brasil

La configuración con la que más comúnmente se utilizan las lagunas facultativas es para tratamiento del efluente de un reactor anaerobio o de una laguna anaerobia, en las figuras que se presentan a continuación se ilustra gráficamente algunos casos de lagunas facultativas secundarias. En la Figura 5.15 se presenta la entrada del efluente de la laguna anaerobia hacia la laguna facultativa secundaria de una PTAR en Santa Fé do Sul. El ingreso del afluente se realiza mediante tuberías semisumergidas ancladas al dique y que sobresalen del talud interno, el cual se encuentra debidamente protegido mediante placas de concreto. Se aprecia también los diques perimetrales que poseen vegetación sometida a frecuente rocería.

Figura 5.15 Fotografía de la zona de entrada a la laguna facultativa secundaria de la PTAR Jacú Queimado del municipio Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

En la Figura 5.16 se ilustra la entrada del efluente de la laguna anaerobia hacia la laguna facultativa secundaria de la PTAR de Jaén para las unidades de tratamiento construidas en la primera etapa de ejecución. El afluente ingresa a través de tubos con descarga libre, ancladas al dique, el cual posee elevada pendiente pues se encuentra conformado por material predominantemente cohesivo.

Figura 5.16 Fotografía de la zona de entrada a la laguna facultativa secundaria de la PTAR del municipio de Jaén, departamento de Cajamarca-Perú

En la Figura 5.17 se ilustra la laguna facultativa secundaria de la PTAR de Santa Fé do Sul. Los taludes internos se encuentran protegidos por placas de concreto que sobresalen de la superficie del líquido hasta sobrepasar inclusive la superficie de la zona de circulación perimetral a la unidad de tratamiento.

Figura 5.17 Fotografía de la laguna facultativa secundaria de la PTAR Cabeceira da Mula, del municipio de Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

La Figura 5.18 ilustra las características de los taludes internos, con protección mediante placas de concreto pintadas y de la zona de circulación en la corona de los diques de la laguna facultativa secundaria de la PTAR de Jales. Es evidente el riguroso mantenimiento que se le ha brindado tradicionalmente a dicha planta de tratamiento de aguas residuales.

Figura 5.18 Fotografía de la laguna facultativa secundaria de la PTAR del municipio de Jales, estado de São Paulo-Brasil

La Figura 5.19 presenta una imagen que ejemplifica el impecable manejo paisajístico a las áreas verdes que rodean a las unidades de tratamiento anaerobias y facultativas secundarias de la PTAR de Jales. El celo con el que se cuida y mantiene a las lagunas de estabilización, así como a las zonas de circulación y áreas perimetrales hacen de esta PTAR un caso emblemático.

De manera similar a lo comentado para las lagunas anaerobias, una forma de mejorar el desempeño de las lagunas de estabilización consiste en acercar su comportamiento hidrodinámico al de reactores de flujo en pistón mediante la disposición de bafles deflectores que dirijan el flujo hacia recorridos más largos y en secciones transversales más estrechas, como se puede apreciar a continuación en la Figura 5.20.

Figura 5.19 Fotografía del manejo paisajístico de la PTAR del municipio de Jales, estado de São Paulo-Brasil

Figura 5.20 Fotografía de la laguna facultativa secundaria con bafles divisores en la PTAR del municipio El Cerrito, departamento del Valle del Cauca-Colombia

En la Figura 5.20 se ilustra la disposición de los bafles divisores dispuestos al interior de una de las lagunas facultativas secundarias de la PTAR de El Cerrito, situación que propicia un mejor desempeño en la remoción de materia orgánica y nutrientes del agua residual.

5.3.2.2 Profundidad.

La profundidad tiene influencia en aspectos físicos, biológicos e hidrodinámicos de la laguna. Después de la obtención del valor del área superficial (a través de la adopción de un valor para la tasa de aplicación superficial) y de la adopción de la profundidad, se obtiene el volumen de la laguna.

Según von Sperling (2021), la zona aerobia de la laguna facultativa depende de la penetración de la luz solar para soportar la actividad fotosintética. La intensidad de la luz incidente sobre el cuerpo de agua tiende a extinguirse exponencialmente en la medida en que ésta penetra a lo largo de la profundidad. Tal fenómeno ocurre inclusive en agua destilada, aunque en menor magnitud. Cuanto mayor sea el color, la turbiedad del agua y la propia concentración de algas, más rápidamente se extingue la luz. Por debajo de una cierta profundidad en la laguna, el ambiente es inapropiado para el crecimiento de algas. Con base en los criterios de área y volumen anteriormente discutidos, la profundidad H de la laguna es resultado de un compromiso entre el volumen requerido V y el área requerida A, considerando que H=V/A. Sin embargo, otros aspectos influyen en la selección de la profundidad de la laguna (Arceivala, 1981), como se lista en la Tabla 5.3.

De acuerdo con von Sperling (2021), el conocimiento disponible es aún limitado para optimizar la profundidad de la laguna, de tal forma que permita obtener el mayor número de beneficios. El rango de profundidades a ser adoptadas en el diseño se encuentra entre 1,5 a 3,0 m, aunque el rango más usual es de 1,5 a 2,0 m.

Tabla 5.3 Aspectos relacionados a la profundidad de la laguna

Profundidad	Aspecto
Baja	• Las lagunas bajas, con profundidades inferiores a 1,0 m, se pueden comportar como totalmente aerobias. • El área requerida es muy elevada, de tal manera que cumpla con el requisito del tiempo de retención. • La penetración de la luz a lo largo de la profundidad es prácticamente total (la energía luminosa tiende a extinguirse con la profundidad, inclusive en aguas límpidas). • La producción de algas es maximizada y el pH es usualmente elevado (debido a la fotosíntesis), provocando la precipitación de fosfatos y la desorción del amoníaco (remoción de nutrientes). • Debido a la baja profundidad, puede haber el desarrollo de una vegetación emergente, potencial abrigo para larvas de mosquitos (lagunas con profundidad en torno de 0,60 m o menos). • Las lagunas bajas son más afectadas por las variaciones de la temperatura ambiente a lo largo del día, pudiendo alcanzar condiciones anaerobias en periodos calientes (aumento de la tasa de descomposición de la materia orgánica y mayor influencia de la resolubilización de subproductos de la descomposición anaerobia en el lodo de fondo).
Profunda	• Lagunas con profundidades más elevadas posibilitan un mayor tiempo de retención para la estabilización de la materia orgánica. • El desempeño de la laguna es más estable y menos afectado por las condiciones ambientales, produciendo un efluente con una calidad más uniforme a lo largo del año. • Hay un mayor volumen de almacenamiento del lodo. • La capa inferior permanece en condiciones anaerobias, en las cuales la tasa de remoción de la DBO y de mortalidad de patógenos es más reducida. • La descomposición anaerobia obviamente no consume el oxígeno disuelto en el medio. Así, en el cálculo del balance de OD, se puede considerar la fracción de la materia orgánica sujeta a la descomposición anaerobia. Usualmente, por una cuestión de seguridad, se considera la DBO total afluente como la que ejercerá la demanda de oxígeno, y para tal fin la producción fotosintética en las capas superiores debe ser suficiente. • Los subproductos de la descomposición anaerobia son liberados para las capas superiores, ejerciendo todavía alguna demanda de oxígeno. Los riesgos de mal olor son reducidos, puesto que la capa aerobia oxida química y bioquímicamente el gas sulfhídrico generado en la descomposición anaerobia. • Las lagunas más profundas permiten la expansión futura para la inclusión de aireadores, transformándose en lagunas aireadas.

Fuente: (von Sperling, 2021, pp. 40-41)

5.3.2.3 Tiempo de retención.

El tiempo de retención no es un parámetro directo de diseño, pero sí un parámetro de verificación (resultante de la determinación del volumen de la laguna). El criterio del tiempo de retención se relaciona al tiempo necesario para que los microorganismos procedan a la estabilización de la materia orgánica en el reactor (laguna). Por lo tanto, el tiempo de retención se relaciona con la actividad de las bacterias.

El tiempo de retención hidráulica teórico de una laguna está asociado al volumen y al caudal de diseño según la siguiente expresión:

$$t = \frac{V}{Q} \qquad [5.8]$$

Donde:

t : Tiempo de retención (d)

V : Volumen de la laguna (m^3)

Q : Caudal medio afluente (m^3/d)

El TRH requerido para la oxidación de la materia orgánica varía con las condiciones locales, especialmente la temperatura. En lagunas facultativas primarias que tratan aguas residuales domésticas se tiene, usualmente, tiempos de retención que varían entre: Los menores TRH se presentan en regiones en que la temperatura del líquido es más elevada, alcanzando con eso una reducción en el volumen requerido para la laguna. Además de ello, el TRH requerido es función de la cinética de la remoción de la DBO y del régimen hidráulico de la laguna. En locales con aguas residuales concentradas (bajo caudal per cápita de aguas residuales y alta concentración de DBO), el tiempo de retención tiende a ser elevado.

En el caso de aguas residuales muy concentradas, el tiempo de retención es usualmente mucho mayor, toda vez que el área (e, indirectamente, el volumen) fue calculada con

base en la carga orgánica, y no con base en el caudal (el cual es comparativamente bajo, para una dada carga de DBO). El factor determinante, en el caso de efluentes industriales, continúa siendo la tasa de aplicación orgánica.

Los criterios de tasa de aplicación superficial y de tiempo de retención son complementarios, o sea, el área y el volumen obtenidos deben ser coherentes. El tiempo de retención puede ser utilizado de una de las siguientes dos formas:

- Adoptar t como un parámetro explícito de diseño. Después de haber sido adoptado t, se calcula V (V = t*Q). Como el área A ya fue determinada con base en el criterio de la tasa de aplicación, se puede calcular H (H = V/A), verificar si este se encuentra dentro del rango de valores presentado en el anterior ítem.

- Adoptar un valor para la profundidad H, según los criterios del ítem anterior. Teniendo H y A, se calcula el volumen V (V=A*H) y, en consecuencia, el tiempo de retención t (t = V/Q). Con el valor de t, se estima la concentración efluente de DBO (como se observará inmediatamente después del siguiente ítem). En caso que la concentración efluente no satisfaga los requisitos, se debe aumentar el volumen, o sea, el tiempo de retención.

El segundo criterio es más práctico, por adoptar valores objetivos para el área superficial y la profundidad.

5.3.2.4 Geometría de la laguna.

La relación largo/ancho (L/B) es otro criterio importante, por ejercer influencia sobre el régimen hidráulico de la laguna, lo cual puede ser diseñado para aproximarse a condiciones de flujo en pistón o mezcla completa.

Los parámetros de diseño son básicamente empíricos, los cuales han sido tradicionalmente utilizados, con base en la experiencia adquirida en diversas regiones del mundo.

El régimen hidráulico de flujo en pistón es el más eficiente en términos de remoción de compuestos que siguen la cinética de primer orden, como la materia orgánica. Sin embargo, el régimen de mezcla completa es más apropiado cuando se tiene efluentes sujetos a una gran variabilidad de cargas y a la presencia de compuestos tóxicos, por el hecho de que el reactor de mezcla completa proporciona una inmediata dilución del afluente en el cuerpo de agua. Los sistemas de flujo en pistón también están sujetos a una elevada demanda de oxígeno en la zona cercana a la entrada de la laguna, en virtud de tener el agua residual cruda, sin dilución en el cuerpo del reactor. En dicho lugar podrán ocurrir condiciones anaerobias. Por esta última razón, se tiene que:

- Lagunas facultativas primarias: usualmente no son diseñadas aproximándolas al comportamiento de reactores de flujo en pistón (elevada relación largo/ancho) con la introducción de bafles o anteparos.

- Lagunas de maduración o de pulimento, después de reactores UASB: posterior a la remoción previa de gran parte de la materia orgánica, hay menos preocupaciones con sobrecarga en los tramos iniciales, y las lagunas pueden ser alargadas o con bafles.

El diseño de las lagunas podrá aprovechar el terreno disponible y su topografía para obtener la relación más adecuada de largo/ancho (L/B). Sistemas con elevada relación L/B tienden al flujo en pistón, mientras que lagunas con L/B cercana a 1,0 (lagunas cuadradas) tienden al régimen de mezcla completa. Más frecuentemente, la relación L/B de las lagunas facultativas se sitúa en el siguiente rango: Relación largo/ancho (L/B) = 2 a 4.

5.3.3 Estimación de la concentración efluente de DBO

Para estimar la concentración efluente de la DBO en las lagunas facultativas se deben considerar los siguientes criterios:

5.3.3.1 La influencia del régimen hidráulico.

La remoción de la DBO se ejecuta de acuerdo a una reacción de primer orden (en la cual la tasa de reacción es directamente proporcional a la concentración del sustrato). En tales condiciones, el régimen hidráulico del reactor (laguna) influencia la eficiencia del sistema.

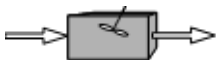
Pese a que la cinética de la remoción de la DBO sea la misma en los diferentes regímenes hidráulicos, la concentración efluente de DBO varía. De acuerdo con la cinética de primer orden, la tasa de remoción de DBO será más elevada cuanto mayor sea la concentración de DBO en el medio. Este aspecto tiene una gran implicación en el desempeño del reactor, como se presenta a continuación:

- Reactores de flujo en pistón. En reactores en los cuales se tiene una mayor concentración de DBO (por ejemplo, en la zona aledaña a la entrada), la tasa de remoción será más elevada en dicho punto. Tal es el caso, por ejemplo, de los reactores de flujo en pistón, predominantemente longitudinales (la concentración en cercanías a la entrada del reactor es diferente de la concentración en la salida).

- Reactores de mezcla completa. Reactores que, a través de una homogenización en todo el tanque, posibilitan una inmediata dispersión del contaminante, haciendo que su concentración sea rápidamente igualada a la baja concentración efluente, presentan una menor eficiencia en la remoción de la DBO. Este es el caso de los reactores de mezcla completa, predominantemente cuadrados (la concentración en el reactor, en la zona cercana a la entrada, es igual a la concentración en la salida).

Estos dos tipos de reactores idealizados caracterizan los límites, dentro de los cuales, en la práctica, todos los reactores se enmarcan. En el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización se pueden destacar los modelos hidráulicos descritos en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Características de los modelos hidráulicos más frecuentemente utilizados en el dimensionamiento y evaluación de desempeño de las lagunas de estabilización

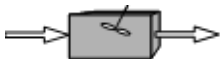
Modelo hidráulico	Esquema del reactor	Características
Flujo en pistón		Las partículas de fluido entran continuamente en un extremo del tanque, pasan a través del mismo y son descargadas en el otro extremo, en la misma secuencia con la que entraran. El flujo se procesa como un émbolo, sin mezclas longitudinales. Las partículas mantienen su identidad y permanecen en el tanque por un período igual al tiempo de retención hidráulica. Este tipo de flujo se reproduce en tanques alargados, con una elevada relación largo/ancho, en la cual la dispersión longitudinal es mínima. Dichos reactores también reciben el nombre de tubulares. Los reactores de flujo en pistón son reactores idealizados, toda vez que es bastante difícil obtener en la práctica la ausencia total de dispersión longitudinal.
Mezcla completa		Las partículas que entran en el tanque son inmediatamente dispersadas en todo el cuerpo del reactor. El flujo de entrada y salida es continuo. Las partículas dejan el tanque en proporción a su distribución estadística. La mezcla completa puede ser obtenida en tanques circulares o cuadrados si el contenido del tanque fuese continua y uniformemente distribuido. Los reactores de mezcla completa son reactores idealizados, ya que es difícil de obtener en la práctica una dispersión total en todo el volumen del reactor.
Reactores de mezcla completa en serie		Los reactores de mezcla completa en serie son usados para modelar el régimen hidráulico que existe entre los regímenes ideales de flujo en pistón y mezcla completa. Si la serie estuviera compuesta únicamente por una unidad, el sistema reproduce un reactor de mezcla completa. Si el sistema presentase un número infinito de reactores en serie, se reproduce el flujo en pistón. El flujo de entrada y el de salida son continuos. También es común encontrar unidades en serie en lagunas de estabilización y de maduración.
Flujo disperso		El flujo disperso o arbitrario se obtiene en un sistema cualquiera con un grado de mezcla intermedio entre los dos extremos de flujo en pistón y mezcla completa. En la realidad, la mayor parte de los reactores presenta flujo disperso. Debido a la mayor dificultad en su modelaje, frecuentemente se hacen aproximaciones para uno de los modelos hidráulicos ideales. El flujo de entrada y salida son continuos.

Fuente: (von Sperling, 2021, pp. 45-46)

La eficiencia del sistema en la remoción de contaminantes modelados por la reacción de primer orden (ej. DBO y coliformes) sigue el orden que se presenta a continuación: Laguna de flujo en pistón, con la mayor eficiencia; Serie de lagunas de mezcla completa, eficiencia intermedia; Única laguna de mezcla completa, con la menor eficiencia. El régimen de flujo disperso no se enmarca en la anterior secuencia, por no estar representado ni por los reactores de flujo en pistón ni por los de mezcla completa.

A continuación, la Tabla 5.5 presenta las fórmulas para determinar la concentración efluente de DBO soluble en los diversos regímenes hidráulicos.

Tabla 5.5 Fórmulas para el cálculo de la concentración efluente S (DBO soluble)

Régimen hidráulico	Esquema	Fórmula de la concentración de DBO_5 soluble efluente (S)
Flujo en pistón		$S = S_0 e^{-K.t}$
Mezcla completa(1 celda)		$S = \frac{S_0}{1 + K.t}$
Mezcla completa (celdas iguales en serie)		$S = \frac{S_0}{(1 + K\frac{t}{n})^n}$
Flujo disperso		$S = S_0 \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K.t.d}$

S_0 : concentración de DBO total afluente (mg/L);
S : concentración de DBO soluble efluente (mg/L);
n : número de lagunas en serie (-);
K : coeficiente de remoción de DBO (d^{-1})
t : tiempo de retención total (d)
d : número de dispersión (adimensional)

5.3.3.2 DBO efluente soluble y particulada.

Cabe mencionar que, en la Tabla 5.5, S es la DBO efluente en la forma disuelta. Se admite que la DBO afluente S_0 es la DBO total (disuelta + particulada), debido al hecho que los sólidos en suspensión orgánicos, responsables por la DBO particulada, son convertidos en sólidos disueltos, a través de enzimas liberadas al medio por las propias bacterias.

Las bacterias asimilan, por lo tanto, la DBO soluble original de las aguas residuales (asimilación rápida) y la DBO particulada (después de la conversión a DBO soluble). De esta manera, en principio, toda la DBO (soluble + particulada) estaría disponible para las bacterias. Sin embargo, la DBO total del efluente es causada por dos fuentes: (a) DBO remanente del agua residual cruda después del tratamiento (DBO soluble) y (b) DBO causada por los sólidos en suspensión en el efluente (DBO particulada). Los sólidos en suspensión en el efluente de las lagunas facultativas son principalmente algas, que podrán o no ejercer alguna demanda de oxígeno en el cuerpo receptor, dependiendo de sus condiciones de sobrevivencia en el mismo. A partir de lo establecido por diversos autores, von Sperling (2021) realizó los siguientes comentarios:

- En el caso en que las algas mueran, la estabilización de la fracción orgánica de su masa celular consumirá oxígeno.
- Si las algas fuesen consumidas por el zooplancton y entrasen en la cadena alimenticia, puede ser ventajoso, en el caso de tener un ambiente más productivo, por ejemplo, para piscicultura.
- Si las algas se continuaran multiplicando, ellas podrán causar el efecto benéfico de producción de oxígeno. Las algas realizan tanto fotosíntesis como respiración, pero la cantidad de oxígeno producido por la fotosíntesis durante las horas del día con luz solar es del orden de 15 veces mayor que la cantidad consumida por la respiración durante las 24 horas del día.
- En el caso que el efluente sea usado para irrigación, las algas también pueden ser benéficas. Las cianobacterias contribuyen a la fijación de nitrógeno, y otras algas, al morir, liberan lentamente nutrientes, posteriormente utilizados por las plantas, además de aumentar la materia orgánica en el suelo, aumentando su capacidad de retención de agua. Si embargo, concentraciones excesivas de algas pueden afectar la porosidad del suelo.

Según Mara (1995), los sólidos en suspensión de lagunas facultativas son en torno de 60 a 90% algas. Cada 1 mg de algas genera una DBO_5 del orden de 0,45 mg. De esta forma, 1 mg/L de sólidos en suspensión en el efluente es capaz de generar una DBO_5 (en el ensayo de la DBO, y no necesariamente en el cuerpo receptor) en el rango de 0,6*0,45 ≈ 0,3 mg/L a 0,9*0,45 ≈ 0,4 mg/L. De acuerdo con von Sperling (2021), a partir de los datos de monitoreo en algunas lagunas en la región Sureste de Brasil se determinó que 1 mg SS/L representa del orden de 1,0 a 1,5 mgDQO/L; así mismo, manifiesta que debido a la incertidumbre que existe en relación a a la sobrevivencia de las algas, un abordaje práctico puede ser el de no considerar la DBO de las algas, o de los sólidos en suspensión, en el efluente de las lagunas facultativas. Así, la DBO efluente de las lagunas facultativas puede ser considerada como solamente la DBO soluble.

5.3.3.3 La remoción de DBO según el modelo de mezcla completa.

Como la relación largo/ancho (L/B) usualmente empleada en lagunas facultativas primarias es del orden de 2 a 4, se tiene que el régimen hidráulico encontrado en la realidad es el de flujo disperso. Sin embargo, ha sido más frecuentemente adoptado en los diseños de lagunas facultativas el modelo de mezcla completa (para una o más celdas), debido a las siguientes razones:

- Los cálculos con el modelo de mezcla completa son los más simples.
- Las lagunas facultativas no son especialmente alargadas, lo que hace que no se alejen excesivamente de un reactor de mezcla completa
- La mayor parte de los coeficientes de remoción de DBO disponibles en la literatura son para mezcla completa.

De acuerdo con von Sperling (2021), el valor del coeficiente de remoción de DBO (K) fue obtenido por diversos investigadores en varias lagunas existentes en función de la DBO de entrada y de salida y del tiempo de retención. El valor de K es siempre

calculado en función del modelo hidráulico asumido. En consecuencia, los valores de K reportados en la literatura están asociados al régimen hidráulico, teniendo que considerar tal hecho en el momento de seleccionar el valor a ser adoptado para el diseño de una nueva laguna. Como ya fue comentado, la mayor parte de los autores asume el régimen de mezcla completa, pero esta hipótesis no siempre es explicitada en el momento de presentar los valores de K. Al obtener el valor de K tomando como base datos experimentales, siempre se debe reportar la temperatura, el caudal y las principales relaciones geométricas de la laguna (profundidad, largo y ancho), además del modelo hidráulico asumido en los cálculos. Otro punto a ser recordado es que, al calcular el valor de K, deben considerarse los siguientes valores de DBO: (a) DBO afluente: DBO total; (b) DBO efluente: DBO soluble.

Según von Sperling (2021), para el caso más frecuente de dimensionamiento de acuerdo con el modelo de mezcla completa, se tiene los siguientes rangos de valores usualmente utilizados para dimensionamiento:

Tabla 5.6 Coeficiente de remoción de DBO (K) para lagunas facultativas

Tipo de laguna facultativa	K (20° C)
Lagunas primarias (recibiendo aguas residuales crudas)	0,30 a 0,40 d^{-1}
Lagunas secundarias (recibiendo efluente de una laguna o reactor)	0,25 a 0,32 d^{-1}

Fuente: von Sperling (2021, pp. 51)

Es natural que el coeficiente de remoción de DBO sea más elevado en lagunas facultativas primarias, ya que el agua residual cruda contiene materia orgánica de más fácil degradación. Por otro lado, el efluente de lagunas anaerobias o reactores anaerobios posee materia orgánica de degradación más lenta, toda vez que la fracción de más fácil degradación ya fue removida en tales reactores. En consecuencia, las lagunas facultativas secundarias, lagunas de maduración o lagunas de pulimento deben tener valores de K más reducidos.

Para diferentes temperaturas, el valor de K puede ser corregido a través de la siguiente ecuación:

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)} \qquad [5.9]$$

Donde:

K_T : Coeficiente de remoción de la DBO para cualquier temperatura del líquido T (d^{-1})

K_{20} : Coeficiente de remoción de la DBO en la temperatura del líquido de 20°C (d^{-1})

θ : Coeficiente de temperatura (-).

Se debe notar que en la literatura se proponen diferentes valores de θ. Para K = 0,35 d^{-1}, citado por la EPA (1983), se tiene θ = 1,085. Para K = 0,30 d^{-1}, citado por Silva y Mara (1979), se tiene θ = 1,05.

De acuerdo con von Sperling (2021), al diseñar lagunas de estabilización, o PTAR, se debe tener siempre en mente que la incertidumbre en el dimensionamiento no se encuentra únicamente en los coeficientes del modelo, sino también en todos los datos de entrada, comenzando por la población y por el caudal de diseño. Los dimensionamientos siempre deben tener esta incertidumbre en perspectiva, de tal forma que no se exagere en la sofisticación para la obtención de ciertos coeficientes, olvidándose de analizar la confiabilidad de otros datos que posiblemente ejerzan mayor influencia.

El siguiente ejemplo ilustra la determinación de las concentraciones efluentes de DBO y el cálculo de la eficiencia resultante, para un tiempo de retención hidráulica dado y un valor de K adoptado.

Ejemplo remoción de DBO según el modelo de mezcla completa

Calcular la concentración de DBO soluble efluente (S) en los siguientes sistemas de lagunas facultativas: (a) una celda de flujo en pistón; (b) dos celdas de mezcla completa en serie; (c) una celda de mezcla completa. Datos:

- DBO total afluente: S_0 = 300 mg/L
- Coeficiente de remoción de DBO: K = 0,30 d^{-1} (adoptado, para todos los sistemas)
- Tiempo de retención hidráulica total: t = 30 días
- Temperatura del líquido: 20°C

Solución:

Utilizando las fórmulas de la Tabla 5.5, se tiene:

Modelo hidráulico	Fórmula		DBO soluble S (mg/L)	Eficiencia E (%)
Flujo en pistón ideal (1 celda)	$S = S_0 e^{-K.t}$		≤ 1	99,99
Mezcla completa ideal (2 celdas)	$S = \frac{S_0}{(1+K\frac{t}{n})^n}$	$S = \frac{300}{(1+0,30x\frac{30}{2})^2}$	10	97
Mezcla completa ideal (1 celda)	$S = \frac{S_0}{1+K.t}$	$S = \frac{300}{1+0,30x30}$	30	90

Eficiencia: $E = (S_0\text{-}S)*100/S_0$
Fuente: von Sperling (2021, pp. 53)

Comentarios:

- Mayor eficiencia: flujo en pistón
- Las celdas en serie son más eficientes que una única celda
- Los resultados se obtienen admitiendo que las lagunas se comportan como reactores ideales y que el valor de K es el mismo, independiente del régimen hidráulico
- Para lagunas facultativas primarias, el modelo de flujo en pistón no es adecuado, ya que la geometría de las lagunas primarias no es de un rectángulo alargado, de tal manera que evite sobrecargas orgánicas junto a la entrada del afluente
- Las eficiencias calculadas son conocidas como eficiencias biológicas, y se basan solamente en la DBO soluble efluente, y no consideran la DBO particulada, también presente en el efluente de las lagunas.

5.3.3.4 La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso.

En la realidad, el régimen hidráulico en una laguna de estabilización no sigue exactamente los modelos ideales de los reactores de mezcla completa o flujo en pistón, pero sí un modelo intermedio. Los modelos de mezcla completa y flujo en pistón constituyen un sobre, dentro del cual se sitúan en realidad todos los reactores. El modelo de mezcla completa representa un extremo (dispersión longitudinal infinita), mientras el modelo de flujo en pistón representa el otro extremo (dispersión longitudinal nula). Dentro de estos extremos se sitúan los reactores modelados según el régimen de flujo disperso, comprendiendo todas las lagunas encontradas en la práctica. Por tal razón, es importante el conocimiento del modelo de flujo disperso, que puede ser utilizado como una mejor aproximación para el diseño de lagunas de estabilización.

Sin embargo, el modelamiento de una laguna según el flujo disperso es más complicado, por el hecho de necesitarse de dos parámetros (coeficiente de remoción de la DBO y número de dispersión), al contrario de los modelos anteriores, en que se necesita solamente el conocimiento del coeficiente de remoción de la DBO von Sperling (2021).

a) Coeficiente de remoción de DBO (K)

El valor del coeficiente de remoción de DBO (K) puede obtenerse a través de una de las siguientes relaciones empíricas, obtenidas en estudios de lagunas modeladas según el régimen de flujo disperso:

- Arceivala (1981) - fórmula original modificada, expresando la tasa de aplicación superficial L_S en términos de DBO_5:

$$K = (0{,}132 * Log L_S) - 0{,}14 \qquad [5.10]$$

- Vidal (1983) - fórmula original simplificada, excluyéndose el efecto de la temperatura y del tiempo de retención (prácticamente despreciables en la fórmula original):

$$K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * L_S) \qquad [5.11]$$

Se debe destacar que el coeficiente de temperatura (θ) para la relación de Arceivala es 1,035, a diferencia de los coeficientes expresados en el Ítem 4.3.3.3. Con relación a la ecuación de Vidal, la corrección para la temperatura no fue expresada en la forma usual de Arrhenius, pero a través del análisis de la fórmula original se obtiene un valor de θ inferior a 1,035.

Para diferentes tasas de aplicación superficial, la Tabla 5.7 presenta los valores de K según Arceivala y Vidal (para una temperatura del líquido igual a 20°C, dentro del rango de validez de las ecuaciones).

Tabla 5.7 Valores del coeficiente de remoción de la DBO (K, en d^{-1} para T = 20°C) en función de la tasa de aplicación superficial, para el modelo de flujo disperso

Ecuación para K	L_S (kgDBO$_5$/ha.d)								
	120	130	140	150	160	170	180	190	200
Arceivala (1981)	0,128	0,133	0,137	0,141	0,145	0,148	0,152	0,155	0,158
Vidal (1983)	0,116	0,118	0,120	0,122	0,124	0,126	0,128	0,130	0,132

Fuente: von Sperling (2021, pp. 55)

b) Número de Dispersión (d)

El otro parámetro a ser determinado es el Número de Dispersión (d), el cual se encuentra expresado por la ecuación 5.12.

$$d = \frac{D}{U*L} = \frac{D*t}{L^2} \qquad [5.12]$$

Donde:

d : Número de Dispersión (-)
D : Coeficiente de dispersión longitudinal (m^2/d)
U : Velocidad media de recorrido en el reactor (m/d)
L : extensión del recorrido longitudinal en el reactor (m)

Cuando *d* tiende a infinito, el reactor tiende al régimen de mezcla completa. Por otro lado, cuando *d* tiende a cero, el reactor tiende al régimen de flujo en pistón.

Para el cálculo de *d*, se necesita determinar el coeficiente de dispersión D. En reactores existentes, D puede ser obtenido experimentalmente por medio de ensayos con trazadores. En el caso del diseño de nuevas instalaciones, naturalmente no se conoce d, y su futuro valor debe ser estimado de acuerdo a algún criterio. La literatura presenta algunas relaciones empíricas, que pueden ser utilizadas para dicha estimación preliminar:

- Polprasert y Batharai (1983):

$$d = \frac{0{,}184 * t * v * (B+2*H)^{0{,}489} * B^{1{,}511}}{(L*H)^{1{,}489}} \qquad [5.13]$$

- Agunwamba et al (1992), fórmula original simplificada:

$$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(B+2*H)*t*v}{4*L*B*H}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{H}{L}\right) * \left(\frac{H}{B}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*H}{B}\right)} \qquad [5.14]$$

- Yanez (1993)

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{L}{B}\right)+1{,}014*\left(\frac{L}{B}\right)^2} \qquad [5.15]$$

- Von Sperling (1999)

$$d = \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)} \qquad [5.16]$$

Donde:

L : Largo de la laguna (m)
B : Ancho de la laguna (m)
H : Profundidad de la laguna (m)
t : Tiempo de retención hidráulica (d)
v : Viscosidad cinemática del agua (m^2/d)

La viscosidad cinemática del agua es función de la temperatura, para determinar su valor se puede recurrir a la expresión adaptada de Timmons y Ebeling (2010):

$$v = (-9{,}9653 * 10^{-6} * T^3 + 0{,}001143 * T^2 - 0.05807 * T + 1{,}7851) * 0{,}0864 \frac{m^2}{d}$$

[5.17]

Donde:

v : Viscosidad cinemática (m^2/d)

T : Temperatura del agua (°C).

Se debe resaltar que el número de dispersión d puede variar temporalmente, en una misma laguna, en función de la variación de condiciones ambientales, las cuales afectan la hidrodinámica de la laguna. Kellner y Pires (1998) resaltan las limitaciones asociadas a la estimación de la dispersión en la laguna, las cuales siempre deben estar presentes en la interpretación de resultados operacionales.

Tabla 5.8 Rangos de valores del Número de Dispersión, obtenidos a través de la utilización de las ecuaciones de Agunwamba et al (1992), Yanez (1993) y von Sperling (1999)

Modelo	Longitud (m)	Profundidad (m)	L/B = 1	L/B = 2 a 4	L/B = 5 a 10
Agunwamba (Ec.5.14)	L ≤100	1,5	0,4 - 0,7	0,1 - 0,4	0,03 - 0,17
		2,5	0,5 - 0,9	0,1 - 0,5	0,02 - 0,22
	L > 100	1,5	0,6 - 1,1	0,2 - 0,5	0,07 - 0,23
		2,5	0,7 - 1,3	0,2 - 0,7	0,10 - 0,30
Yanez (Ec.5.15)	-	-	1,0	0,24 - 0,46	0,1 - 0,2
von Sperling (Ec.5.16)	-	-	1,0	0,25 – 0,5	0,1 – 0,2

Límites de utilización de la ecuación de Agunwamba, en este cuadro: t = 20 a 40 d; L ≤ 300 m; T = 20°C
En cada columna, para cada rango de relaciones L/B, el menor valor de d corresponde al mayor valor de L/B.
Fuente: von Sperling (2021, pp. 57)

Sin embargo, para efecto de diseño, hay la necesidad de un abordaje práctico, lo que conduce a la utilización de las fórmulas empíricas. La Ecuación 5.14, de Agunwamba et al reportaron un mejor ajuste a los datos experimentales que el reportado por la ecuación 5.13. La Tabla 5.8 presenta rangos de valores medios de d obtenidos a través del uso de las ecuaciones 5.14, 5.15 y 5.16. Las ecuaciones de Agunwamba y Yanez proporcionan

resultados similares, para lagunas con longitudes superiores a 100 m. La ecuación de von Sperling es esencialmente una simplificación de la ecuación de Yanez, conduciendo a prácticamente los mismos valores.

c) Relación entre los coeficientes de remoción para diferentes regímenes hidráulicos

Con relación al coeficiente de remoción K, en principio, su valor debería ser el mismo, tanto para el régimen de mezcla completa, como para el régimen de flujo disperso. Sin embargo, en lagunas existentes, en la mayoría de las veces el valor de K se estima asumiendo el modelo de mezcla completa, conociendo las concentraciones de DBO en la entrada (S_0) y en la salida (S) y el tiempo de retención (t). A través de la reorganización de la ecuación de S para la mezcla completa (Tabla 5.5), se puede obtener el valor de K. En este caso, el valor de K es sobreestimado, pues, en la realidad, el régimen hidráulico no es la mezcla completa ideal, pero sí el flujo disperso. Igual para una laguna cuadrada, el número de dispersión d es igual a 1,0 (según Yanez y von Sperling – Ecuaciones 5.15 y 5.16), alejándose bastante de los valores más elevados que caracterizarían la mezcla completa ideal (von Sperling, 2021).

La Tabla 5.9 presenta la correspondencia entre los valores de K calculados según los dos regímenes hidráulicos (mezcla completa y flujo disperso), para diferentes valores de *d* (o de la relación L/B) y del par adimensional K*t (para flujo disperso). Por ejemplo, en una laguna con relación L/B ≈ 2 (d = 0,5), tiempo de retención hidráulica t = 27 d, K (flujo disperso) = 0,15 d^{-1}, se tiene: K*t = 27 * 0,15 ≈ 4. La relación K (mezcla completa) / K (flujo disperso) es, según la Tabla 5.8, para K*t = 4 y d = 0,5, igual a 2,21. Esto quiere decir que, en caso que el coeficiente K fuese determinado en esta laguna asumiendo mezcla completa, se obtendría un valor de K = 2,21*0,15 = 0,33 d^{-1}. Los valores de K citados en la literatura para el régimen de mezcla completa se sitúan entre 0,25 y 0,40 d^{-1} (ver Ítem 5.3.3.3), o sea, cercanos al valor de 0,33 d^{-1} obtenido en este ejemplo. Sin embargo, si la laguna tuviera otras relaciones geométricas y otro tiempo de retención, la conversión de los coeficientes podría conducir a valores muy diferentes (von Sperling, 2021).

Tabla 5.9 Relación entre los coeficientes de remoción K obtenidos en el régimen de mezcla completa y en el régimen de flujo disperso, para diferentes valores de K*t (flujo disperso) y del número de dispersión d

K*t (flujo disperso)	Relación K (mezcla completa) / K (flujo disperso)			
	d = 1,0	d = 0,5	d = 0,2	d = 0,1
	L/B ≈ 1	*L/B ≈ 2*	*L/B ≈ 4*	*L/B ≈ 10*
0	1,00	1,00	1,00	1,00
1	1,14	1,23	1,40	1,52
2	1,29	1,52	1,95	2,32
3	1,46	1,83	2,68	3,55
4	1,64	2,21	3,66	5,39
5	1,83	2,65	4,95	8,18
6	2,04	3,15	6,62	12,28
7	2,27	3,73	8,81	18,21
8	2,53	4,39	11,60	26,81
9	2,79	5,14	15,16	39,11
10	3,08	6,01	19,66	56,50

Fuente: (von Sperling, 2021 pp. 60).

d) Eficiencia de remoción

Según von Sperling (2021), con los valores de d y K (flujo disperso) se puede estimar la eficiencia de una laguna de estabilización en la remoción de DBO, según las fórmulas presentadas en la Tabla 5.5, para reactores de flujo disperso. En estas ecuaciones, cuando se tiene d = 0, la fórmula produce resultados prácticamente iguales a los de la ecuación para flujo en pistón. De manera similar, cuando d = ∞ o, en términos prácticos, con un valor muy alto, los resultados son muy próximos a los de mezcla completa. En la fórmula de flujo disperso, el segundo término del denominador puede ser despreciado, por ser usualmente muy bajo. El siguiente ejemplo ilustra un cálculo para una laguna de relaciones dimensionales convencionales.

Ejemplo remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso

Calcular la concentración de DBO soluble efluente (S) según el modelo de flujo disperso, para una laguna con los siguientes datos:

DBO afluente S_0 = 300 mg/L

Coeficiente de remoción: K = 0,15 d^{-1} (adoptado, dentro del rango medio de la Tabla 5.7)

Tiempo de retención: t = 30 d

Geometría de la laguna: L/B = 2

Solución:

a) Estimación del Número de Dispersión d

Considerando la relación L/B igual a 2, el número de dispersión se sitúa entre 0,4 y 0,5, según las fórmulas de Agunwamba et al. y de Yanez (ver Ecuaciones 5.14 y 5.15). Adoptar, en el presente ejemplo, el valor de 0,4.

b) Cálculo de la concentración efluente S

Según las fórmulas expresadas en la Tabla 5.5 para reactores de flujo disperso:

$$a = \sqrt{1 + 4*K*t*d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4*0{,}15*30*0{,}4} = 2{,}86$$

$$S = S_0 . \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

$$S = 300* \frac{4*2{,}86*e^{1/(2*0,4)}}{(1+2{,}86)^2 * e^{2{,}86/(2*0,4)} - (1-2{,}86)^2 * e^{-2{,}86/(2*0,4)}} = 22 \text{mg/L}$$

Se observa que este valor es intermedio entre los obtenidos en el Ejemplo 5.1 para una celda de mezcla completa (S = 10 mg/L) y 2 celdas en serie (S = 30 mg/L).

Las mismas consideraciones efectuadas anteriormente sobre la conversión de los coeficientes K (flujo disperso) para K (mezcla completa) podrían haber sido efectuadas.

c) Cálculo de la eficiencia en la remoción de la DBO

$$E = 100^{*}\frac{(S_0 - S)}{S_0} = 100^{*}\frac{(300 - 22)}{300} = 93\%$$

Las eficiencias calculadas se basan solamente en la DBO soluble efluente, y no tienen en cuenta la DBO particulada, también presente en el efluente de la laguna.

5.3.4 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas facultativas secundarias

Dimensionar un sistema de dos lagunas facultativas secundarias que trabajen en paralelo para tratar los efluentes provenientes de las dos lagunas anaerobias que realizaron el tratamiento primario de las aguas residuales urbanas de una población con 15.000 habitantes, localizada en la zona nororiental del departamento de Nariño-Colombia, a una altitud de 628 m.s.n.m. donde la temperatura media del mes más frio es de 24,5°C. En resumen, se tiene los siguientes datos para el diseño:

Población	: 15.000 habitantes
Caudal afluente	: 2.400 m^3/d
DBO efluente de las lagunas anaerobias	: S_0 = 130 mg/L
Temperatura	: T = 24,5°C (del aire)
Coliformes fecales (termotolerantes) en el agua residual cruda afluente a la PTAR:	$N_0 = 6{,}8^{*}10^7$ CF/100 mL
Nitrógeno total	: 49 mg NT/L
Amoníaco (NH_3)	: 21 mg NH_3/L
Fósforo total	: 7 mg PT/L

- Se determina la carga afluente de DBO a las lagunas facultativas:

$$L = Concentración * Caudal.$$

Con base en los valores del problema se tiene que:

$$L = 130\frac{mg}{L} * \frac{1g}{1000mg} * \frac{1kg}{1000g}\frac{1000L}{m^3} * 2.400\frac{m^3}{d} = 312\frac{kgDBO}{d}$$

- Se adopta la tasa de aplicación superficial

Para determinar de manera preliminar la tasa de aplicación superficial (L_S) a adoptar se utiliza la ecuación recomendada por von Sperling (2021) considerando la temperatura del aire como si fuese igual a la temperatura del líquido (T) así:

$$L_S = 350 * (1{,}107 - (0{,}02 * T))^{(T-25)}$$

Sustituyendo el valor de la temperatura media del mes más frio, que es de 24,5°C se tiene:

$$L_S = 350 * \left(1{,}107 - (0{,}02 * 24{,}5)\right)^{(24{,}5-25)} \rightarrow L_S = \ 445{,}6\frac{kgDBO}{ha*d}$$

El valor inicialmente determinado se puede considerar como bastante elevado pues según von Sperling (2021), en lugares con clima e insolación extremadamente favorables, como el nordeste de Brasil se han adoptados tasas muy elevadas, eventualmente superiores a 300 $kgDBO_5$/ha.d; adicionalmente, dicho autor manifiesta que en la experiencia brasilera para regiones con invierno caliente y elevada insolación se han adoptado tasas que oscilan entre los 240 y 350 $kgDBO_5$/ha.d y enfatiza que, para efecto de diseño, la carga máxima admisible sea de 350 kgDBO/ha.d.

Con base en las anteriores consideraciones se decide adoptar, para un diseño conservador, una tasa equivalente al promedio de los valores recomendados para zonas con alta insolación e invierno caliente; es decir: Ls = (240+350)/2 = 295 kgDBO/ha.d.

- Se determina el área requerida para realizar el tratamiento mediante lagunas facultativas

$$\mathrm{A}=\frac{L}{L_s}=\frac{312\ \mathrm{kgDBO/d}}{295\ \mathrm{kgDBO/ha.d}}=1{,}06\ \mathrm{ha}\quad(10.600\mathrm{m}^2)$$

Como fue comentado anteriormente, se pretende implementar dos lagunas facultativas

secundarias, cada una recibiendo los efluentes de la laguna anaerobia que la antecede; por lo tanto, se tiene que:

Área de cada laguna: 10.600 m^2/2 = 5.300 m^2

- Se determinan las dimensiones de las lagunas. Según von Sperling (2021), la relación L/B de las lagunas facultativas usualmente deberá variar en 2 y 4, con base en lo anterior se decide adoptar una relación L/B = 3.

Considerando que A = L*B, y que L = 3*B se tiene que A = 3*B*B, entonces A = 3*B^2; como se sabe que el área necesaria para cada laguna es de 5.300 m^2 se despeja el valor de B así:

$$\text{Área} = 3 * \text{B}^2 \rightarrow B = \sqrt{\frac{Área}{3}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{5.300m^2}{3}} \rightarrow B = \sqrt{1.767m^2} = 42 \text{ m}$$

Por lo tanto, se tiene que B = 42 m y L = 42 m* 3 = 126 m

El área superficial efectiva de cada laguna facultativa es: A = 42 m * 126 m = 5.292 m^2

De tal manera que el área superficial total disponible para el tratamiento mediante lagunas facultativas es de 5.292 m^2/laguna * 2 lagunas = 10.584 m^2.

- Se adopta un valor para la profundidad media de las lagunas facultativas

De acuerdo con von Sperling (2021), el rango de profundidades a ser adoptadas en el diseño de lagunas facultativas se encuentra entre 1,5 y 3,0 m; adicionalmente afirmó que el rango más usual es de 1,5 a 2,0 m.

Se decide adoptar el valor promedio resultado del rango de valores recomendables; es decir:

H = (1,5 m + 2,0 m)/m = 1,75 m

- Se calcula el volumen resultante para cada una de las lagunas facultativas

V = A*H → V = 10.584 m^2 x 1,75 m = 18.522 m^3

- Se estima el tiempo de retención hidráulica resultante de la siguiente manera:

$$TRH = \frac{V}{Q} \rightarrow TRH = \frac{18.522\ \mathrm{m}^3}{2.400\ \mathrm{m}^3/\mathrm{d}} = 7{,}72\ \text{días}$$

- Se estima la concentración de la DBO soluble efluente adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso:

La fórmula para determinar la concentración de DBO_5 soluble efluente (S) bajo dicho régimen es:

$$S = S_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^{2}*e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^{2}*e^{\frac{-a}{2d}}}$$

S : Concentración de DBO soluble efluente (mg/L)

S_0 : Concentración de DBO total afluente (mg/L)

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

d : Número de dispersión (adimensional)

K : Coeficiente de remoción de DBO (d^{-1})

t : Tiempo de retención total (7,72 d)

Según von Sperling (2021), el valor del coeficiente de remoción de DBO (K) se puede obtener a través de relaciones empíricas, como las de Arceivala (1981) y Vidal (1983) según el régimen de flujo disperso:

La fórmula de Arceivala (1981):

$$K = (0{,}132 * Log L_S) - 0{,}14$$

Sustituyendo el valor de la tasa de aplicación superficial L_S = 295 kgDOB/ha*d, se tiene que el valor de K es:

$$K = (0{,}132 * Log295) - 0{,}14 = 0{,}186d^{-1}$$

La fórmula de Vidal (1983) simplificada:

$$K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * L_S)$$

Sustituyendo el valor de L_S = 295 kgDOB/ha*d, se tiene que el valor de K es:

$$K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * 295) = 0{,}152d^{-1}$$

Se adoptará como K el promedio de los valores obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones de Arceivala (1981) y Vidal (1983); es decir:

$$K_{prom} = \frac{0{,}186 \mp 0{,}152}{2} = \frac{0{,}338}{2} = 0{,}169d^{-1}$$

Se aplica la corrección del valor de K para la temperatura del líquido de 24,5°C, adoptando como valor para el coeficiente de temperatura (θ) 1,035, que según von Sperling (2021) es aplicable para la relación de Arceivala

La corrección para la temperatura de 24,5 °C es:

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}169 * 1{,}035^{(24{,}5-20)} = 0{,}197d^{-1}$$

Para calcular el número de dispersión (adimensional) se tiene diversas alternativas basadas en relaciones empíricas, entre las que se encuentran:

La ecuación de Polprasert y Batharai (1983):

$$d = \frac{0{,}184 * t * v * (B+2*H)^{0{,}489} * B^{1{,}511}}{(L*H)^{1{,}489}}$$

La expresión de Agunwamba et al (1992), fórmula original simplificada:

$$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(B+2*H)*t*v}{4*L*B*H}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{H}{L}\right) * \left(\frac{H}{B}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*H}{B}\right)}$$

La ecuación de Yanez (1993):

$$d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{L}{B}\right)+1{,}014*\left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

La fórmula de von Sperling (1999):

$$d = \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)}$$

Donde:

L : Largo de la laguna (126 m)

B : Ancho de la laguna (42 m)

H : Profundidad de la laguna (1,75 m)

t : Tiempo de retención hidráulica (7,72 d)

v : Viscosidad cinemática del agua (m^2/d)

La viscosidad se puede determinar mediante la expresión adaptada de Timmons y Ebeling (2010):

$$v = (-9{,}9653 * 10^{-6} * T^3 + 0{,}001143 * T^2 - 0.05807 * T + 1{,}7851) * 0{,}0864 \frac{m^2}{d}$$

Donde:

v : Viscosidad cinemática (m^2/d)

T : Temperatura del agua (24,5 °C).

Sustituyendo el valor de la temperatura se tiene que:

$$v = (-9{,}9653 * 10^{-6} * 24{,}5^3 + 0{,}001143 * 24{,}5^2 - 0.05807 * 24{,}5 + 1{,}7851) * 0{,}0864 \frac{m^2}{d}$$

$$\rightarrow \upsilon = 0{,}07793 \frac{m^2}{d}$$

Reemplazando los valores correspondientes en las diferentes fórmulas para calcular el número de dispersión se tiene:

Para la ecuación de Polprasert y Batharai (1983):

$$d = \frac{0{,}184*7{,}72*0{,}07793*(42+2*1{,}75)^{0{,}489}*42^{1{,}511}}{(126*1{,}75)^{1{,}489}} \rightarrow d = 0{,}0658$$

La expresión de Agunwamba et al (1992), fórmula original simplificada:

$$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(42+2*1{,}75)*7{,}72*0{,}07793}{4*126*42*1{,}75}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{1{,}75}{126}\right) * \left(\frac{1{,}75}{42}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*1{,}75}{42}\right)} \rightarrow d = 0{,}4711$$

La ecuación de Yanez (1993):

$$d = \frac{\left(\frac{126}{42}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{126}{42}\right)+1{,}014*\left(\frac{126}{42}\right)^2} \rightarrow d = 0{,}3116$$

La fórmula de von Sperling (1999):

$$d = \frac{1}{\left(\frac{126}{42}\right)} \rightarrow d = 0{,}3333$$

Se utilizará para efectos de dimensionamiento el valor promedio del coeficiente de dispersión:

$$d_{prom} = \frac{0{,}0658+0{,}4711+0{,}3116+0{,}3333}{4} \rightarrow d = 0{,}295$$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "a" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}197 * 7{,}72 * 0{,}295)} \rightarrow a = 1{,}672$$

Finalmente, se estima la concentración de DBO_5 soluble efluente (S) bajo el régimen de flujo disperso:

$$S = 130 * \frac{4*1{,}672*e^{\frac{1}{2*0{,}295}}}{(1+1{,}672)^2*e^{\frac{1{,}672}{2*0{,}295}} - (1-1{,}672)^2*e^{\frac{-1{,}672}{2*0{,}295}}} \rightarrow S = 39\frac{mgDBO}{L}$$

- Se estima la concentración de la DBO particulada efluente:

Si se admite una concentración de SS efluente igual a 80 mg/L, y considerando que cada 1 mgSS/L corresponde a una DBO_5 del orden de 0,35 mg/L, se tiene que:

$$S_{DBOPart.} = 0{,}35 \frac{\text{mg}DBO_5}{mgSS} * 80 \frac{mgSS}{L} \rightarrow S = 28 \frac{mgDBO_5}{L}$$

Cabe recordar que la DBO particulada es detectada en el ensayo de la DBO, pero podrá no ser ejercida en el cuerpo receptor, dependiendo de las condiciones de sobrevivencia de las algas.

- Se determina el valor de la DBO total efluente de las lagunas facultativas

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada
DBO efluente = 39 + 28 = 67 mg/L

- Se calcula la eficiencia total del sistema de tratamiento conformado por lagunas anaerobias seguidas de lagunas facultativas en la remoción de la DBO

$$E = \frac{(S_o - DBO_{\text{efl}})}{S_o} * 100 = \frac{325 - 67}{325} \text{x} 100 = 79{,}4\ \%$$

- El área útil total acumulada del sistema de tratamiento (lagunas anaerobias + lagunas facultativas)

Área útil total = 1,156 m^2 + 10.584 m^2 = 11.740 m^2 = 1,17 ha

Los requisitos de área obtenidos están asociados a una temperatura elevada del líquido, lo que permite relativamente altas tasas de aplicación y eficiencias de remoción. En aplicaciones en lugares más fríos, el área requerida será, naturalmente, mayor.

- Se estima la acumulación de lodo en las lagunas anaerobias

De acuerdo con von Sperling (2021), la tasa de acumulación media de lodo en lagunas facultativas es del orden de apenas 0,03 a 0,08 m^3/hab.año, donde el valor menor es

aplicable para regiones de clima caliente. Ya que las condiciones térmicas del lugar en estudio corresponden a las más favorables para el tratamiento de efluentes por medio de lagunas de estabilización se adopta una tasa de acumulación de 0,03 m^3/hab.año; con base en ello se tiene que:

$$\text{Acumulación anual} = 0{,}03\ m^3/\text{hab.año} \times 15.000\ \text{hab} = 450\ m^3/\text{año}$$

Por lo tanto, el espesor de la capa de lodo que se acumularía en 1 año es:

$$\text{espesor} = \frac{\text{acumulación anual} * \text{tiempo}}{\text{área de las lagunas}} = \frac{450\ m^3/\text{año} * 1\ \text{año}}{10.584\ m^2} = 0{,}043\ m/\text{año} = 52 cm/\text{año}$$

Con dicho valor, y si se establece como momento oportuno para la remoción del lodo acumulado en las lagunas facultativas 1/3 de la altura útil de las mismas (1,75 m) se tiene que el tiempo necesario para que se cumpla dicha condición es:

$$\text{Tiempo} = \frac{H/3}{\text{Elevación anual}} = \frac{1{,}75\ m/3}{0{,}043\ m/\text{año}} = 13{,}56\ \text{años}$$

El volumen de lodo acumulado durante el período de 13,56 años corresponde a 1/3 del volumen útil de las lagunas (0,58 m); es decir, 10.584 m^2 * 0,58 m = 6.139 m^3 de lodo. Dicho lodo deberá ser removido aproximadamente cada 14 años.

A continuación, en la Figura 5.21 se ilustran las dimensiones principales de las dos lagunas facultativas, antecedidas por las dos lagunas anaerobias, en una vista en planta.

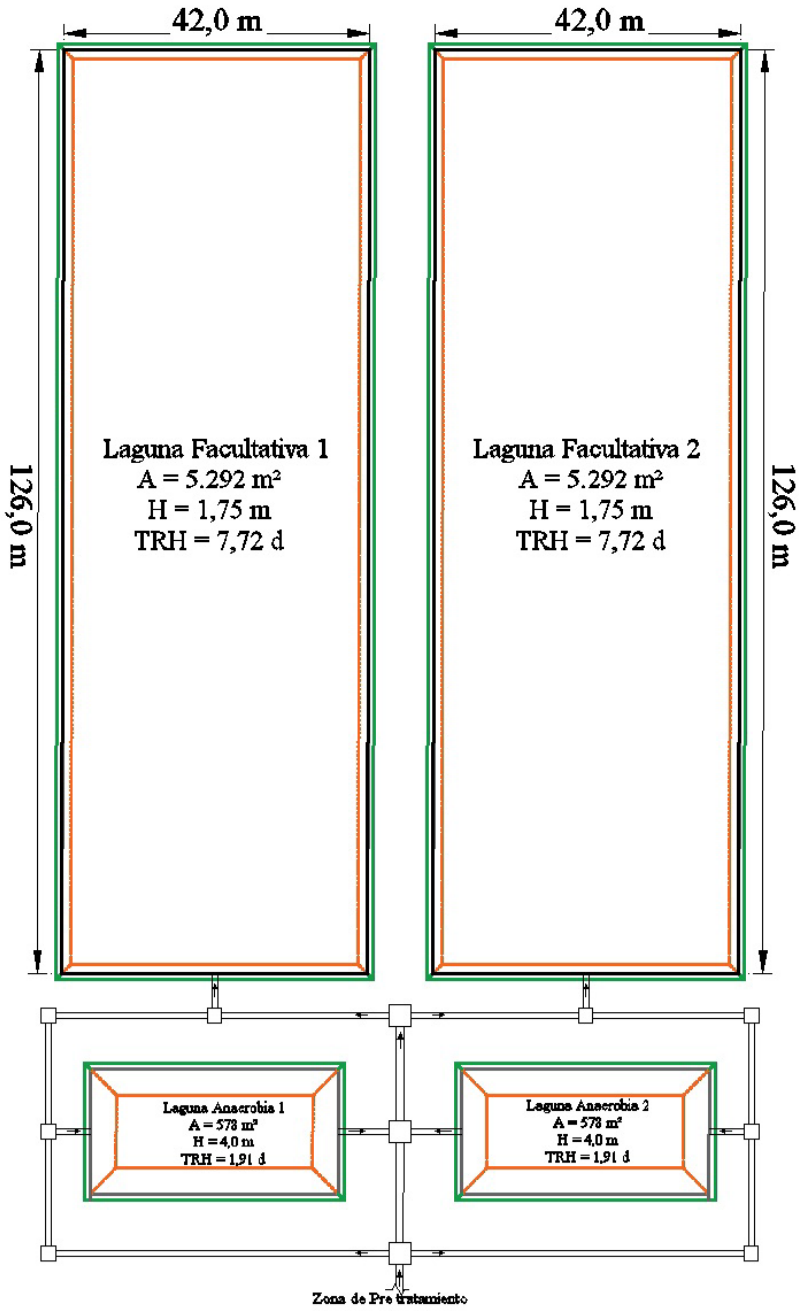


Figura 5.21 Representación esquemática de la vista en planta de las dos lagunas anaerobias seguidas de las dos lagunas facultativas del ejemplo

5.4 REMOCIÓN DE ORGANISMOS PATÓGENOS - LAGUNAS DE MADURACIÓN

De acuerdo con von Sperling (2021), la remoción de organismos patógenos es uno de los objetivos más importantes de las lagunas de estabilización. Entre los organismos a ser removidos, se incluyen bacterias, virus, quistes de protozoarios y huevos de helmintos. Una cierta remoción ocurre en las lagunas anaerobias, facultativas y aireadas. Sin embargo, la mayor remoción tiene lugar en las lagunas de maduración, especialmente diseñadas para esta finalidad.

Las lagunas de maduración posibilitan un pulimento en el efluente de cualquiera de los sistemas de lagunas de estabilización anteriormente descritos o, en términos más amplios, de cualquier sistema de tratamiento de aguas residuales. El principal objetivo de las lagunas de maduración es el de la remoción de patógenos, y no la remoción adicional de DBO. Las lagunas de maduración se constituyen en una alternativa bastante económica a la desinfección del efluente por métodos más convencionales, como la cloración.

5.4.1 Descripción del proceso

Según von Sperling (2021), el ambiente ideal para los microorganismos patógenos es el tracto intestinal humano. Fuera de este, sea en la red de alcantarillado, en el tratamiento de las aguas residuales, o en el cuerpo receptor, los organismos patógenos tienden a morir. Diversos factores contribuyen para la remoción de los organismos patógenos:

- *bacterias* y *virus*: temperatura, insolación, pH, escasez de alimento, organismos predadores, competición, compuestos tóxicos
- *quistes de protozoarios* y *huevos de helmintos*: sedimentación.

De acuerdo con von Sperling (2021), la laguna de maduración se dimensiona de tal forma que se haga un uso óptimo de algunos de estos mecanismos, especialmente para la remoción de *bacterias* y *virus*, los cuales son representados por los *coliformes* como indicadores. Algunos de estos mecanismos se vuelven más efectivos con menores

profundidades de la laguna, lo que justifica el hecho de que las lagunas de maduración sean más bajas, comparadas a los demás tipos de lagunas. Entre los mecanismos asociados a la baja *profundidad* de la laguna, se puede citar:

- Alta penetración de la radiación solar (radiación ultravioleta)
- Elevado pH (debido a la alta actividad fotosintética)
- Elevada concentración de OD (favoreciendo una comunidad aerobia, más eficiente en la eliminación de los coliformes, además de aumentar la tasa de remoción debido a otros mecanismos, como de fotooxidación)

Las *lagunas de maduración* deben alcanzar elevadísimas eficiencias en la remoción de *coliformes* (E > 99,9 o 99,99%), para que puedan cumplirse los requisitos para utilización del efluente para irrigación, o los estándares para cuerpos de agua, en función de la clase a la que pertenece. De tal forma que maximice la eficiencia de remoción, las lagunas de maduración son usualmente diseñadas en las siguientes configuraciones: (a) tres o cuatro lagunas en serie o (b) una laguna única con bafles divisores.

Con relación a los otros organismos de interés en la salud pública, pero no bien representados por los coliformes como indicadores, las lagunas usualmente alcanzan eliminación total (100%) de *quistes de protozoarios* y *huevos de helmintos* (Arceivala, 1981).

5.4.2 Estimación de la concentración efluente de coliformes

5.4.2.1 La influencia del régimen hidráulico.

La mortandad de los organismos patógenos (bacterias y virus), así como de los indicadores de contaminación fecal (coliformes), sigue una cinética de primer orden (de manera similar a la estabilización de la DBO en los sistemas de lagunas, la cual también sigue una cinética de primer orden). De acuerdo con las reacciones de primer orden, la tasa de mortandad de los patógenos es proporcional a la concentración de patógenos en cualquier instante. Así, cuanto mayor sea la concentración de patógenos, mayor será la tasa de mortandad. Un comentario similar es aplicable para los coliformes.

Por lo tanto, valen aquí, las mismas consideraciones efectuadas para la remoción de la materia orgánica. El régimen hidráulico de las lagunas ejerce una gran influencia en la eficiencia de remoción de coliformes. El orden decreciente de eficiencia es el siguiente: las lagunas con flujo en pistón presentan la mayor eficiencia, la laguna única de mezcla completa presenta la menor eficiencia, mientras que las lagunas de mezcla completa en serie presentan una eficiencia intermedia.

En función de los diversos regímenes hidráulicos, la Tabla 5.10 presenta las fórmulas para la determinación del conteo de coliformes en el efluente de lagunas.

Tabla 5.10 Fórmulas para el cálculo del conteo de coliformes efluentes (N) de lagunas

Régimen hidráulico	Esquema	Fórmula del conteo de coliformes efluentes (N)
Flujo en pistón		$N = N_o e^{-K_b.t}$
Mezcla completa (1 celda)		$N = \frac{N_o}{1+K_b.t}$
Mezcla completa (celdas iguales en serie)		$N = \frac{N_o}{\left(1+K_b.\frac{t}{n}\right)n}$
Flujo disperso		$N = N_o.\frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1+4K_b.t.d}$

N_0 : Conteo de coliformes en el afluente (org/100 mL)
N : Conteo de coliformes en el efluente (org/100 mL)
K_b : Coeficiente de decaimiento bacteriano (d^{-1})
t : Tiempo de retención hidráulica (d)
n : Número de lagunas en serie (-)
d : Número de dispersión (adimensional)

Fuente: von Sperling (2021, pp. 126)

5.4.2.2 Los regímenes hidráulicos idealizados.

Para obtener la elevadísima remoción de coliformes usualmente requerida, es necesario adoptar celdas en serie o un reactor de flujo en pistón (equivalente a un número de celdas infinito). La Tabla 5.11 presenta los volúmenes relativos requeridos, en función

del número de celdas, para que se alcance la misma eficiencia. Todos los valores están expresados en función del producto adimensional K_b*t. De esta forma, para un determinado valor de K_b, se tiene los diversos tiempos de retención total requeridos, o, en otras palabras, los volúmenes totales relativos requeridos.

Tabla 5.11 Volúmenes relativos necesarios para alcanzar una determinada eficiencia de remoción en función del número de reactores de mezcla completa en serie

Número de lagunas en serie	Volumen relativo (producto adimensional K_b*t)			
	E=90%	E=99%	E=99,9%	E=99,99%
1	9,0	99	999	9999
2	4,3	18	61	198
3	3,5	11	27	62
4	3,1	8,6	18	36
5	2,9	7,6	15	27
∞ (flujo en pistón)	2,3	4,6	6,9	9,2

Fuente: von Sperling (2021, pp. 127)

En caso que se tenga el valor de K_b, el cuadro puede ser utilizado para el cálculo directo del volumen total requerido (cálculo de t, seguido por el cálculo de V, sabiendo que V = t*Q).

La interpretación de la Tabla 5.11 conduce a los siguientes puntos:

- con una única laguna de mezcla completa ideal, son necesarios elevadísimos volúmenes para lograr una satisfactoria remoción de coliformes (para E = 99,99%, el volumen necesario es aproximadamente 1.000 veces mayor que el requerido para un reactor de flujo en pistón ideal)
- con lagunas en serie, ocurre una reducción sustancial de volumen solamente con un sistema compuesto por más de tres celdas
- el reactor de flujo en pistón ideal requiere volúmenes bastante reducidos, comparados con los demás sistemas

- estos comentarios son válidos admitiendo a las lagunas como reactores idealizados (lo que, en la práctica, no se cumple de manera estricta)

Una manera común de expresar la eficiencia de remoción de coliformes es el número de unidades logarítmicas removidas. Una eficiencia E = 90% corresponde a la remoción de 1 unidad logarítmica; E = 99% equivale a 2 unidades log; E = 99,9% corresponde a 3 unidades log; E = 99,99% equivale a 4 unidades log; E = 99,999 % corresponde a 5 unidades log, y así sucesivamente, de acuerdo con la fórmula:

$$Unidades\ log\ \ removidas = -Log_{10}\left[\frac{(100-E)}{100}\right] \qquad [5.18]$$

Como fue anteriormente comentado para las lagunas anaerobias y facultativas, la disposición de bafles divisores al interior de las lagunas de maduración favorece el comportamiento de las unidades de tratamiento como reactores de flujo a pistón, para los cuales se tiene el mejor desempeño en la remoción de materia orgánica, macronutrientes y organismos indicadores de contaminación fecal. Las siguientes figuras presentan algunas imágenes asociadas a las lagunas de maduración utilizadas en el tren de tratamiento de plantas de tratamiento de efluentes urbanos.

A continuación, en la Figura 5.22 se ilustra la apariencia del extremo de una laguna de maduración a la que le anteceden una laguna anaerobia y una facultativa secundaria. Se observa uno de los extremos de la laguna de maduración de la PTAR de Santa Fé do Sul donde es evidente la elevada acumulación de microalgas en la superficie. Se observa también el bafle divisor longitudinal que divide la laguna en dos unidades y los taludes internos protegidos por medio de placas de concreto, así como la corona del dique encargado de separar la laguna anaerobia de las lagunas facultativa y de maduración.

En la Figura 5.23.se presenta una vista de las unidades de tratamiento que conforman la PTAR de Santa Fé do Sul. Hacia la izquierda se observa la laguna anaerobia; en la parte superior derecha la laguna facultativa secundaria dotada de bafle divisor; en la parte inferior derecha se localiza la laguna de maduración, con su respectivo bafle divisor.

Figura 5.22 Fotografía de la laguna de maduración de la PTAR del Córrego da Mula del municipio de Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

Figura 5.23 Fotografía de las unidades que conforman la PTAR del Córrego da Mula del municipio de Santa Fé do Sul, estado de São Paulo-Brasil

A continuación, en la Figura 5.24 se presenta una fotografía de tres lagunas de maduración en escala piloto instaladas con fines de investigación para tratar el efluente de una laguna facultativa secundaria en la PTAR de Ginebra-Valle del Cauca, a la que antecedieron una laguna anaerobia y un reactor UASB. Se puede apreciar la alta acumulación de

microalgas y macrófitas que ocupan la parte superior de las lagunas como resultado de la baja profundidad de la columna de agua y los elevados TRH's.

Figura 5.24 Fotografía de lagunas de maduración en escala piloto de la PTAR del municipio de Ginebra, departamento del valle del Cauca-Colombia

Figura 5.25 Fotografía de una unidad de piscicultura con el efluente de la PTAR del municipio de Jales, estado de São Paulo-Brasil

En algunos casos se instalan, a escala piloto, unidades de piscicultura que reciben el líquido tratado para utilizar los peces como indicadores biológicos de la calidad del efluente, como se puede apreciar en la Figura 5.25.

En la Figura 5.25 se observa un tanque para aplicación del efluente de dos lagunas facultativas secundarias de la PTAR de Jales a un estanque para producción de especies como carpa y tilapia.

5.4.2.3 Coeficiente de decaimiento de coliformes K_b según el régimen de flujo disperso.

En la realidad, el comportamiento de las lagunas se da de acuerdo al régimen hidráulico de flujo disperso, y no de acuerdo con los regímenes idealizados de mezcla completa y de flujo en pistón. Se debe prestar atención al hecho que el coeficiente Kb, en el régimen de flujo disperso, es diferente de los usualmente adoptados para mezcla completa.

El cálculo de la relación L/B en una laguna con divisores internos (bafles) puede ser aproximado por medio de las siguientes expresiones:

- Divisores paralelos al ancho B:

$$L/B = \frac{B}{L} * (n+1)^2 \qquad [5.19]$$

- Divisores paralelos al largo L:

$$L/B = \frac{L}{B} * (n+1)^2 \qquad [5.20]$$

Donde:

L/B : Relación largo/ancho interno resultante en la laguna
L : Longitud de la laguna (m)
B : Ancho de la laguna (m)
n : Número de divisores internos

El coeficiente de decaimiento de los coliformes (K_b) ejerce una gran influencia al estimar la concentración efluente de coliformes. A este respecto la literatura presenta una gran dispersión de datos, con la dificultad adicional de que los diferentes valores de K_b fueron obtenidos asumiendo distintos regímenes hidráulicos (no siempre relatados). Además de ello, se tiene la influencia de factores tales como concentración de oxígeno disuelto, pH, radiación solar, cargas de DBO, además de la configuración física de la laguna.

La profundidad ejerce una gran influencia en K_b: lagunas menos profundas poseen mayores valores del coeficiente de decaimiento bacteriano debido a los siguientes aspectos: (a) mayor actividad fotosintética a lo largo de toda la profundidad, conduciendo a mayores valores de OD y pH; (b) mayor penetración de la radiación UV a lo largo de toda la profundidad (Catunda et al, 1994; van Haandel y Lettinga, 1994; von Sperling, 1999). Sin embargo, se debe analizar el efecto combinado de las lagunas menos profundas: K_b es mayor, pero el tiempo de retención t es menor (para una dada área superficial). El impacto en el producto K_b.t puede ser evaluado a través de las fórmulas presentadas para los diferentes regímenes hidráulicos.

En lagunas de estabilización en lugares de clima caliente y tendencia a la estratificación, la capa anaerobia en el fondo desempeña un papel negativo. El decaimiento bacteriano en condiciones anaerobias es inferior al presentado en condiciones aerobias. Por lo tanto, en una laguna facultativa, la eficiencia de remoción de coliformes en el verano puede ser inferior a la de un invierno suave, en que hay un mayor predominio de las condiciones aerobias (Arceivala, 1981).

von Sperling (2021) reporta que, mediante análisis de regresión no lineal de informaciones de 82 lagunas en Brasil y otros países como Argentina, Colombia, Chile, Venezuela, México, España, Bélgica, Marruecos y Palestina, determinó una ecuación que correlacionó K_b (flujo disperso) con la profundidad y el tiempo de retención hidráulica. En ese conjunto ampliado de datos el autor observó que el tiempo de retención hidráulica ejercía una influencia menor, pudiendo de esa manera ser retirado de la ecuación, sin

comprometer significativamente el desempeño del modelo; la ecuación obtenida se presenta a continuación:

$$K_{b(flujo\ disperso)} = 0{,}542 * H^{-1{,}259} \qquad [5.21]$$

Donde:
H : Profundidad de la laguna facultativa o de maduración (m)

Con los 140 datos de las 82 lagunas facultativas y de maduración en el mundo, von Sperling (2021) también evaluó si la posición de la laguna en la serie tendría alguna influencia en el valor del coeficiente K_b. La razón se debe al hecho de que lagunas primarias y eventualmente secundarias tienden a recibir una mayor carga superficial de DBO, estando por ello no optimizadas para la producción de elevados valores de OD y pH, como las lagunas terciarias y subsecuentes. Los datos obtenidos por dicho autor sugieren las siguientes correcciones en los valores obtenidos por la ecuación 5.20:

- *Lagunas primarias y secundarias* - K_b: 5 a 15% menor que el valor de la ecuación general
- *Lagunas terciarias y subsecuentes* - K_b: 5 a 15% mayor que el valor de la ecuación general

5.4.2.4 Coeficiente de decaimiento bacteriano K_b según el régimen de mezcla completa.

Según von Sperling (2021), a pesar de las grandes ventajas ampliamente reconocidas para el modelo de flujo disperso, se admite que el modelo idealizado de mezcla completa ha sido más utilizado por los diseñadores. Dicho autor analizó la relación teórica entre los coeficientes, según los regímenes hidráulicos de mezcla completa y de flujo disperso y propuso ecuaciones, basadas en análisis de regresión, para conducir a una fácil conversión entre los mismos. Las ecuaciones permiten la estimación de K_b para el régimen de mezcla completa, basado en el coeficiente K_b para flujo disperso, en el tiempo de retención hidráulica t (producto $K_{b\ disp}$*t) y en el número de dispersión d. Se propuso dos ecuaciones, con diferentes rangos de aplicabilidad: una para un rango

más estrecho (más precisa en dicho rango) y otra para un rango más amplio de K_b*t y d, cubriendo la mayor parte de las lagunas encontradas en la práctica:

- Para un rango más amplio (d variando de 0,1 a 4,0; K_{disp}*t variando de 0 a 10):

$$\frac{K_{mezcla}}{K_{disp}} = 1{,}0 + \left[0{,}0020 * (K_{disp}*t)^{3{,}0137} \text{ x } d^{-1{,}4145}\right] \quad [5.22]$$

- Para un rango más estrecho (d variando de 0,1 a 1,0; K_{disp}*t variando de 0 a 5):

$$\frac{K_{mezcla}}{K_{disp}} = 1{,}0 + \left[\, 0{,}0540 \text{ x } (K_{disp}.t)^{1{,}8166} \text{ x } d^{-0{,}8426}\right] \quad [5.23]$$

Donde:

K_{disp} : Coeficiente de decaimiento bacteriano de acuerdo al régimen de flujo disperso (d^{-1})

K_{mezcla} : Coeficiente de decaimiento bacteriano según el régimen de mezcla completa (d^{-1})

Dichas ecuaciones son válidas, no solamente para coliformes, sino para otros parámetros que siguen la cinética de primer orden, tal como la DBO.

De acuerdo con von Sperling (2021), el coeficiente K_b para mezcla completa puede determinarse por medio de las Ecuaciones 5.22 o 5.23, dentro el rango de aplicabilidad de cada ecuación. Se observa en ambas expresiones que, debido al valor de 1,0 en el lado derecho de las ecuaciones, el coeficiente para mezcla completa será siempre superior al de flujo disperso. El coeficiente K_b para flujo disperso puede obtenerse por medio de la Ecuación 5.20. El Número de Dispersión se lo puede determinar por medio de la Ecuación 5.12 (Polprasert & Batharai, 1983); 5.13 (Agunwamba et al, 1992); 5.14 (Yanez, 1993); 5.15 (von Sperling, 1999).

5.4.3 Resumen de los coeficientes de decaimiento bacteriano K_b

Como resumen de las anteriores consideraciones, von Sperling (2021) condensó los rangos de valores típicos resultantes del coeficiente K_b, para lagunas facultativas y de maduración, según los modelos hidráulicos de flujo disperso y mezcla completa según se presenta en la Tabla 5.12. Se observa que los rangos de K_b para flujo disperso son

mucho más estrechos que los de mezcla completa, indicando una mayor confiabilidad en su estimación.

Tabla 5.12 Resumen de los rangos de valores típicos de K_b (20°C) para lagunas facultativas y de maduración, según los modelos de flujo disperso y mezcla completa

Tipo de laguna	Tiempo de retención t (d)	Profundidad H (m)	Relación L/B	Kb flujo disperso (d-1)	Kb mezcla completa (d-1)
Facultativa	15 a 40	1,5 a 2,0	2 a 4	0,2 a 0,3	0,4 a 5,0
Maduración (en serie)	3 a 5 (en cada laguna)	0,8 a 1,2	1 a 3	0,4 a 0,7	0,6 a 1,2
Maduración (con bafles)	10 a 20	0,8 a 1,2	6 a 12	0,4 a 0,7	No recomendado (*)

Mayores valores de K_b: asociados a menores t, menores H y mayores L/B
(*) En lagunas con bafles, se sugiere la adopción del modelo de flujo disperso.
Fuente: von Sperling (2021, pp. 138)

Para otras temperaturas, K_b puede ser corregido a través de la fórmula:

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)} \qquad [5.24]$$

Donde:

θ : Coeficiente de temperatura.

También los valores de θ varían, según la literatura. Los valores extremos (θ = 1,19) fueron reportados por Marais (1974). Sin embargo, según Yanez, estos valores están sobre estimados, y los valores de θ a ser adoptados deben estar en el rango de 1,07 (7% de aumento en K_b para el aumento de cada 1° C en la temperatura).

5.4.4 Criterios de diseño para la remoción de coliformes

Según von Sperling (2021), la necesidad de elevadas eficiencias hace que el régimen hidráulico a ser adoptado para las lagunas de maduración sea tal que favorezca esta mayor eficiencia. Con base en lo anterior, las lagunas de maduración deben ser diseñadas a partir de una de las dos siguientes configuraciones:

- *laguna con bafles* (recorrido principalmente longitudinal, que puede ser logrado en una laguna con bafles a través de deflectores, que fuercen un recorrido en zigzag)
- *celdas en serie* (preferiblemente tres o más)

Los principales parámetros de diseño son:

- tiempo de retención hidráulica (t)
- profundidad de la laguna (H)
- número de lagunas (n)
- relación: largo/ancho (L/B).

La eficiencia de remoción global en un sistema compuesto por una serie de lagunas con dimensiones y características diferentes está dada por:

$$E = 1 - [(1 - E_1) * (1 - E_2) * \ldots . * (1 - E_n)] \qquad [5.25]$$

Donde:

E : Eficiencia de remoción global

E_1 : Eficiencia de remoción en la laguna 1

E_2 : Eficiencia de remoción en la laguna 2

E_n : Eficiencia de remoción en la laguna n

En la ecuación 4.24, todas las eficiencias de remoción están expresadas como números relativos, y no como porcentajes (por ejemplo 0,9, y no 90%).

Cuando las lagunas analizadas tengan las mismas dimensiones y características, la fórmula se simplifica para la siguiente manera:

$$E = 1 - (1 - E_n)^n \qquad [5.26]$$

Donde:

E : Eficiencia de remoción global

E_n : Eficiencia de remoción en cualquier laguna de la serie

n : Número de lagunas en serie

En esta ecuación, todas las eficiencias de remoción están expresadas como números relativos, y no como porcentajes (por ejemplo 0,9, y no 90%)

Si las eficiencias de remoción estuviesen expresadas como unidades logarítmicas removidas, la remoción global estará dada por la suma de las eficiencias individuales en cada laguna, independientemente de que las dimensiones y las características sean las mismas o no:

$$unidades\ log = (unidades\ log\ laguna\ 1) + (unidades\ log\ laguna\ 2) + \cdots + (unidades\ log\ laguna\ n) \quad [5.27]$$

Donde:

unidades log : Unidades logarítmicas removidas en todo el sistema
unidades log laguna 1 : Unidades logarítmicas removidas en la laguna 1
unidades log laguna 2 : Unidades logarítmicas removidas en la laguna 2
unidades log laguna n : Unidades logarítmicas removidas en la laguna n

Con relación a la profundidad, las lagunas de maduración son usualmente diseñadas con bajas profundidades, de tal forma que maximicen la fotosíntesis y los efectos bactericidas de la radiación UV. Los valores comúnmente adoptados varían entre 0,8 m y 1,0 m.

Debido a la baja profundidad de las lagunas de maduración, se facilita la introducción de bafles. Los bafles pueden estar construidos con taludes en material térreo, con madera, como muros de concreto prefabricado o con lona o membranas plásticas apoyadas en estructuras como cercas internas.

Al dimensionar las lagunas de maduración, se debe considerar en los cálculos la previa remoción de coliformes en las unidades localizadas aguas arriba (por ejemplo: lagunas

anaerobias, reactores anaerobios, lagunas facultativas). La remoción de coliformes en las lagunas facultativas puede estimarse siguiendo la metodología comentada en este ítem. La remoción de coliformes en lagunas anaerobias y reactores anaerobios de manto de lodo (UASB) puede ser adoptada, para efecto de diseño, como 90% (1 unidad logarítmica removida).

Mara (1996) también propone observar los siguientes criterios:

- Tiempo de retención mínimo en cada laguna, con el fin de evitar cortos circuitos y arrastre de algas: 3 días
- Tasa de aplicación superficial L_s ($kgDBO_5/ha.d$) máxima en la primera laguna de maduración de la serie, con el fin de evitar sobrecarga orgánica: 75% de la tasa de aplicación en la laguna facultativa que la antecede

5.4.5 Remoción de huevos de helmintos

De acuerdo con von Sperling (2021), los huevos de helmintos son removidos por sedimentación, que ocurre en gran parte en las lagunas anaerobias y facultativas. En caso que aun haya huevos remanentes en el efluente, habrá una sedimentación adicional en las lagunas de maduración. Su hubiese la necesidad del cumplimiento a las directrices para irrigación restringida y no restringida (≤ 1 huevo/Litro), se puede considerar que los sistemas de lagunas deben producir un efluente que contiene frecuentemente cero huevos por litro.

Ayres et al (1992), al analizar datos de remoción de huevos de helmintos en lagunas en Brasil, Kenia e India, desarrollaron las Ecuaciones 5.28 y 5.29, válidas para lagunas anaerobias, facultativas y de maduración. Las ecuaciones deben ser aplicadas secuencialmente en cada laguna de la serie.

- Eficiencia media de remoción (a ser usada para representar condiciones medias de operación):

$$E = 100 * \left[1 - 0{,}14 * e^{(-0{,}38*t)}\right] \quad [5.28]$$

- Eficiencia de remoción según el límite inferior de confianza de 95% (a ser usada para diseño, por posicionarse a favor de la seguridad):

$$E = 100 * \left[1 - 0{,}14 * e^{(-0{,}38*t)}\right] \quad [5.29]$$

Donde:

E : eficiencia de remoción de huevos de helmintos (%)

t : Tiempo de retención hidráulica en cada laguna de la serie (d)

La concentración a lograrse en el efluente depende, en gran parte, también de la concentración afluente. La concentración de huevos en el agua residual cruda es función de las condiciones sanitarias de la población. Valores típicos se sitúan en el amplio rango de 10^1 a 10^3 huevos/L, con el rango entre 10^2 y 10^3 huevos/L asociado a poblaciones con condiciones sanitarias bastante desfavorables. De esta forma, para lograr un efluente final con menos que 1 huevo/L, para irrigación restringida y no restringida, las eficiencias de remoción deben estar entre 90 y 99,9% (1 a 3 unidades log).

Las directrices de la OMS especifican medias aritméticas para los huevos de helmintos. Se debe notar, sin embargo, que la media aritmética no siempre es la mejor medida de tendencia central, especialmente en este caso, en que la mayoría de los valores es igual a cero, y solamente pocos datos son superiores a cero.

Según von Sperling (2021), algunos autores comentan que la remoción de huevos de helmintos ocurre por un proceso de sedimentación discreta, que, en la teoría, está asociada a la tasa de aplicación hidráulica superficial ($m^3/m^2.h$) y no depende de la profundidad. Reportó que se logró eliminación total de huevos de helmintos en lagunas piloto situadas en el Noreste y Sureste de Brasil, operadas con tasas de aplicación superficial entre 0,12 y 0,20 $m^3/m^2.d$. La tasa de aplicación más conservadora de 0,12 $m^3/m^2.d$, con una profundidad de 1,0 m, corresponde a un tiempo de retención hidráulica

de (1,0m)/(0,12m^3/m^2.d) = 8 d. Adicionalmente resaltó que la Organización Mundial de la Salud (1989) sugiere que series de lagunas con tiempo de retención hidráulica total de 8 días pueden producir efluentes con menos de 1 huevo/Litro, en promedio.

5.4.6 Ejemplo de dimensionamiento de lagunas de maduración

Dimensionar un sistema de lagunas de maduración en serie que trabajen en paralelo para tratar los efluentes provenientes de las dos lagunas facultativas que realizaron el tratamiento secundario de las aguas residuales urbanas de una población con 15.000 habitantes, localizada en la zona nororiental del departamento de Nariño-Colombia, a una altitud de 628 m.s.n.m. donde la temperatura media del mes más frio es de 24,5°C. En resumen, se tiene los siguientes datos para el diseño:

Población	: 15.000 habitantes
Caudal afluente	: 2.400 m^3/d
DBO efluente de las lagunas facultativas	: S_0 = 67 mg/L
Temperatura	: T = 24,5°C (del aire)

Coliformes fecales (termotolerantes) en el agua residual cruda afluente a la PTAR: $N_0 = 6,8*10^7$ CF/100 mL.

Nitrógeno total	: 49 mg NT/L
Amoníaco (NH_3)	: 21 mg NH_3/L
Fósforo total	: 7 mg PT/L
Número de lagunas facultativas actuando en paralelo	: 2
Dimensiones de las lagunas facultativas:	
Ancho de la superficie del líquido	: B = 42 m;
Largo de la superficie del líquido	: L = 126 m;
Profundidad de la columna de agua	: H = 1,75 m
Tiempo de retención hidráulica	: TRH = 7,72 días

- Se determina la remoción de coliformes fecales en las lagunas facultativas secundarias:

El régimen hidráulico adoptado para el diseño de las lagunas facultativas fue el de flujo disperso, para dicha condición se determinó oportunamente el valor del número de dispersión obteniendo los siguientes valores:

Para la ecuación de Polprasert y Batharai (1983) se obtuvo un valor de d = 0,0658; para la expresión de Agunwamba et al (1992) mediante la fórmula original simplificada se determinó un d = 0,4711; mediante la ecuación de Yanez (1993) el valor calculado fue d = 0,3116; a través de la fórmula de von Sperling (1999) el valor obtenido fue d = 0,3333. Para el dimensionamiento se utilizó el valor promedio del coeficiente de dispersión: d_{prom} = 0,295.

Se determina el coeficiente de remoción de coliformes, para ello se utiliza la ecuación recomendada por von Sperling (2021) para flujo disperso como fruto de estudios realizados en 82 lagunas en Brasil y diversos países, la expresión es:

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * H^{-1{,}259}$$

Ya que la profundidad de la columna de agua en las lagunas facultativas es de 1,75 m se tiene que:

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * 1{,}75^{-1{,}259} \rightarrow K_b(flujo\ disperso) = 0{,}2679 \approx 0{,}268d^{-1}$$

El valor de K_b calculado corresponde a una temperatura de 20°C; ya que la temperatura del aire es de 24,5°C se realiza la correspondiente corrección para dicha temperatura:

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)}$$

De acuerdo con von Sperling (2021) un valor del coeficiente de temperatura θ recomendable para corregir el coeficiente de remoción de coliformes es de 1,07; es

decir, 7% de aumento en Kb para el aumento de cada 1° C en la temperatura. Con base en lo anterior, se tiene que

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}268 * 1{,}07^{(24{,}5-20)} = 0{,}363 d^{-1}$$

La concentración de coliformes en el efluente de las lagunas facultativas adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso se calcula mediante la fórmula:

$$N = N_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde

N : Concentración de coliformes en el efluente (CF/100 mL)

N_0 : Concentración de coliformes fecales en el afluente (CF/100 mL); $N_0 = 6{,}8*10^7$ CF/100 mL

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

Donde:

d : Número de dispersión (adimensional), se había calculado previamente el valor promedio para la estimación de la remoción de la DBO; d = 0,295

K : Coeficiente de remoción de coliformes (0,363 d^{-1})

t : Tiempo de retención total (7,72 d)

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}363 * 7{,}72 * 0{,}295)} \rightarrow a = 2{,}075$$

Finalmente, se estima la concentración de coliformes fecales en el efluente (S) bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = N_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$N = 6{,}8 * 10^7 \frac{4*2{,}075*e^{\frac{1}{2*0{,}295}}}{(1+2{,}075)^{2}*e^{\frac{2{,}075}{2*0{,}295}} - (1-2{,}075)^{2}*e^{\frac{-2{,}075}{2*0{,}295}}} \rightarrow N = 9{,}648 * 10^6 \frac{CF}{100mL}$$

- Se calcula la eficiencia de las lagunas facultativas en la remoción de coliformes fecales

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{6{,}8*10^7 - 9{,}65*10^6}{6{,}8*10^7} \text{x}100 = 85{,}81\ \%$$

Según von Sperling (2021), para propósitos de diseño la remoción de coliformes fecales en lagunas anaerobias puede ser adoptado como del 90% (1 unidad logarítmica removida). Adicionalmente, de acuerdo con von Sperling (2012), para la secuencia de laguna anaerobia y laguna facultativa secundaria se puede adoptar una eficiencia de remoción de coliformes fecales del orden del 90 al 99% (1 a 2 unidades logarítmicas). Para efectos de los cálculos del presente ejemplo, debido al bajo tiempo de retención hidráulica de la laguna anaerobia se decide adoptar como eficiencia de la secuencia de las lagunas anaerobia – facultativa un 90% de remoción de los CF.

- Se adopta como alternativa de diseño la implementación de tres lagunas de maduración en serie

De acuerdo con von Sperling (2021), el mínimo tiempo de retención hidráulica para cada laguna de la serie, con el fin de evitar cortos circuitos y el arrastre de la comunidad de microalgas es de 3 días. Si se adopta un tiempo de 5 días en cada una de las tres unidades se tiene que el volumen requerido por cada laguna es:

$$V = t * \text{Q} = 5\text{d}*2.400\frac{m^3}{d} \rightarrow \text{V} = 12.000\text{m}^3$$

En relación a la profundidad de las lagunas de maduración, von Sperling (2021) recomienda valores entre 0,8 y 1,0 m para así maximizar la fotosíntesis y el efecto bactericida de la radiación UV. Se decide adoptar un valor de profundidad de 0,9 m, con base en lo anterior se tiene que el área superficial de cada laguna será:

$$A = \frac{V}{H} \rightarrow \mathrm{A} = \frac{12.000\mathrm{m}^3}{0{,}9m} \rightarrow A = 13.333m^2$$

Por lo tanto, el área de la superficie total de las lagunas de maduración será 13.333 m^2 * 3 = 40.000 m^2.

Ya que el desempeño de las lagunas de estabilización mejora en virtud de los mayores valores de la relación L/B, que reduce el número de dispersión y aumenta la eficiencia de remoción, se decide adoptar una relación L/B = 3,0; con base en lo anterior, las dimensiones de cada laguna son:

De manera similar a lo decidido para las lagunas facultativas, ya que A = L*B, y que L = 3*B se tiene que A = 3*B*B, entonces A = 3*B^2; como se sabe que el área necesaria para cada laguna es de 13.333 m^2 se despeja el valor de B así:

$$\text{Área} = 3 * \mathrm{B}^2 \rightarrow B = \sqrt{\frac{Área}{3}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{13.333m^2}{3}} \rightarrow B = \sqrt{4.444m^2} = 66{,}7 \approx 67 \text{ m}$$

Por lo tanto, se tiene que B = 67 m y L = 67 m* 3 = 201 m

El área superficial efectiva de cada laguna de maduración es: A = 67 m * 201 m = 13.467 m^2

De tal manera que el área superficial total disponible para el tratamiento mediante las lagunas de maduración es de 13.467 m^2/laguna * 3 lagunas = 40.401 m^2.

El área total requerida por las lagunas de maduración (incluyendo taludes, vías etc.) es en torno de 25% superior al área líquida determinada. Con base en lo anterior, el área total requerida es estimada como 1,25 * 40.401 m^2 = 50.500 m^2 = 5,05 ha, para 15.000 habitantes se tiene que el área requerida es de 3,37 m^2/hab.

- Se procede a estimar la concentración de coliformes fecales en el efluente de la primera laguna de maduración de la serie

Se calcula el número de dispersión (adimensional) mediante las expresiones de:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0{,}184 * t * \upsilon * (B+2*H)^{0{,}489} * B^{1{,}511}}{(L*H)^{1{,}489}}$

Agunwamba et al (1992): $d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(B+2*H)*t*\upsilon}{4*L*B*H}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{H}{L}\right) * \left(\frac{H}{B}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*H}{B}\right)}$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{L}{B}\right)+1{,}014*\left(\frac{L}{B}\right)^2}$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)}$

Donde:

L : Largo de cada laguna (201 m)

B : Ancho de cada laguna (67 m)

H : Profundidad de la laguna (0,90 m)

t : Tiempo de retención hidráulica de cada laguna (5,0 d)

v : Viscosidad cinemática del agua, (para 24,5 °C = 0,007393 m^2/d)

Reemplazando los valores correspondientes en las diferentes fórmulas se tiene:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0{,}184*5*0{,}07793*(67+2*0{,}9)^{0{,}489}*67^{1{,}511}}{(201*0{,}9)^{1{,}489}} \rightarrow d = 0{,}1419$

Agunwamba et al (1992):

$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(67+2*0{,}9)*5*0{,}07793}{4*201*67*0{,}9}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{0{,}9}{201}\right) * \left(\frac{0{,}9}{67}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*0{,}9}{67}\right)} \rightarrow d = 0{,}4684$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{201}{67}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{201}{67}\right)+1{,}014*\left(\frac{201}{67}\right)^2} \rightarrow d = 0{,}3116$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{201}{67}\right)} \rightarrow d = 0{,}3333$

Se utilizará para efectos de dimensionamiento el valor promedio del coeficiente de dispersión:

$d_{prom} = \frac{0{,}1419+0{,}4684+0{,}3116+0{,}3333}{4} \rightarrow d = 0{,}314$

Se determinará el valor de "a" para ser sustituido en la ecuación que permite estimar la concentración de CF en el efluente de la laguna de maduración mediante la fórmula:

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

Donde:

d : Número de dispersión (adimensional), d = 0,314

K : Coeficiente de remoción de coliformes (d^{-1})

t : Tiempo de retención de cada laguna de maduración (5,0 d)

Se determina el coeficiente de remoción de coliformes, para ello se utiliza la ecuación recomendada por von Sperling (2021):

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * H^{-1{,}259}$$

Como la profundidad media de la columna de agua en las lagunas de maduración es de 0,90 m se tiene que:

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * 0{,}90^{-1{,}259} \rightarrow K_b(flujo\ disperso) = 0{,}6188 \approx 0{,}619d^{-1}$$

El valor de Kb calculado corresponde a una temperatura de 20°C; como la temperatura del aire es de 24,5°C se realiza la correspondiente corrección:

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)}$$

Según von Sperling (2021) un valor del coeficiente de temperatura θ recomendable para corregir el coeficiente de remoción de coliformes es de 1,07; con base en lo anterior, se tiene que

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}619 * 1{,}07^{(24{,}5-20)} = 0{,}839d^{-1}$$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}839 * 5{,}0 * 0{,}314)} \rightarrow a = 2{,}504$$

Finalmente, se estima la concentración de CF en el efluente bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = N_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2*e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2*e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$N = 9{,}648 * 10^6 \frac{4*2{,}504*e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+2{,}504)^2*e^{\frac{2{,}504}{2*0{,}314}} - (1-2{,}504)^2*e^{\frac{-2{,}504}{2*0{,}314}}} \rightarrow N = 7{,}178 * 10^5 \frac{CF}{100mL}$$

La eficiencia de la primera laguna de maduración en la remoción de CF es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{9{,}648*10^6 - 7{,}178*10^5}{9{,}648*10^6} \text{x}100 = 92{,}56\ \%$$

La eficiencia de remoción acumulada de los CF por parte del sistema de lagunas conformado por las lagunas anaerobias, las lagunas facultativas y la primera laguna de maduración es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{6{,}8*10^7 - 7{,}178*10^5}{6{,}8*10^7} \text{x}100 = 98{,}94\ \%$$

La cantidad de coliformes fecales es aún muy elevada para considerar que el efluente se ajusta a las directrices de la OMS para reúso en piscicultura. Por ello, a continuación se analizará el desempeño de los efluentes de las lagunas de maduración a la luz de las recomendaciones de la OMS.

5.4.6.1 Calidad del efluente con fines de reúso en piscicultura y protección de la salud de los consumidores.

Suponiendo que se pretendiese destinar el efluente final para piscicultura con aguas residuales tratadas según las directrices de la OMS (WHO, 2006) -que serán más extensamente comentadas en el Capítulo 11- para protección de los consumidores, el líquido afluente a los estanques deberá contener una concentración de coliformes fecales menor a 10^5 CF/100 mL; como el efluente de la primera laguna de maduración presenta

aún una cantidad demasiado elevada de coliformes fecales se continuará analizando las concentraciones efluentes de más unidades de lagunas de maduración en serie hasta cumplir con dicho estándar microbiológico como se ilustra a continuación:

- Se estima la concentración de coliformes fecales en el efluente de la segunda laguna de maduración de la serie

Se utilizará el valor promedio del coeficiente de dispersión previamente calculado:

$d = 0{,}314$

Se utilizará el valor de "a" calculado para la primera laguna de maduración

$a = 2{,}504$

Se estima la concentración de CF en el efluente bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = 7{,}178 * 10^5 \frac{4*2{,}504*e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+2{,}504)^2*e^{\frac{2{,}504}{2*0{,}314}} - (1-2{,}504)^2*e^{\frac{-2{,}504}{2*0{,}314}}} \rightarrow N = 53{,}39 * 10^3 \frac{CF}{100mL}$$

Por lo tanto, el efluente de la segunda laguna de maduración se adapta a las directrices de la OMS para protección de los consumidores de productos acuícolas cultivados en efluentes tratados, pues el líquido afluente a los estanques contendrá una concentración de coliformes fecales menor a 10^5 CF/100 mL.

La eficiencia de la segunda laguna de maduración en la remoción de CF es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{7{,}718*10^5 - 53{,}39*10^3}{7{,}718*10^5} \text{x}100 = 92{,}56\ \%$$

La eficiencia de remoción acumulada de los CF por parte del sistema de lagunas conformado por las lagunas anaerobias, las lagunas facultativas y la primera y segunda lagunas de maduración es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{6{,}8*10^7 - 53{,}39*10^3}{6{,}8*10^7} \text{x}100 = 99{,}92\ \%$$

5.4.6.2 Calidad del efluente con fines de reúso en piscicultura y protección de la salud de los trabajadores.

Adicionalmente, si se pretendiese ajustar el efluente a las directrices para proteger a los trabajadores de las unidades de cultivo, donde las directrices de la OMS recomiendan que el líquido afluente a los estanques debe contener una concentración de coliformes fecales menor a 10^4 CF/100 mL se analizará la concentración efluente de la siguiente laguna de maduración en serie para verificar si cumple con dicho estándar microbiológico, como se ilustra a continuación:

- Se estima la concentración de coliformes fecales en el efluente de la tercera laguna de maduración de la serie

Se utilizará el valor del coeficiente de dispersión previamente calculado: $d = 0{,}314$; de igual manera, se utilizará el valor de "a" calculado anteriormente $d = 0{,}314$

Se estima la concentración de CF en el efluente bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = 53{,}39 * 10^3 \frac{4*2{,}504*e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+2{,}504)^2*e^{\frac{2{,}504}{2*0{,}314}} - (1-2{,}504)^2*e^{\frac{-2{,}504}{2*0{,}314}}} \rightarrow N = 3{,}97 * 10^3 \frac{CF}{100mL}$$

Se puede observar que la disposición de hasta una tercera laguna de maduración ofrece un efluente final que cumpliría con las directrices de la OMS para reúso en piscicultura en aras de proteger la salud de los trabajadores, ya que el número de coliformes fecales será menor a 10.000 CF/100 mL.

La eficiencia de la tercera laguna de maduración en la remoción de CF es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{53{,}39*10^3 - 3{,}97*10^3}{53{,}39*10^3} \text{x}100 = 92{,}56\ \%$$

La eficiencia de remoción acumulada de los CF por parte del sistema de lagunas formado por las lagunas anaerobias, las lagunas facultativas y la primera, segunda y tercera lagunas de maduración es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{6{,}8*10^7 - 3{,}97 * 10^3}{6{,}8*10^7} \text{x}100 = 99{,}994\ \%$$

A continuación, en la Figura 5.26 se presenta la configuración de las tres lagunas de maduración en serie, como secuencia de las dos lagunas anaerobias y dos lagunas facultativas secundarias.

La Figura 5.27 presenta la configuración de la serie de lagunas de estabilización que conforman el tren de tratamiento de las aguas residuales, conformado por dos lagunas anaerobias trabajando en paralelo, dos lagunas facultativas secundarias operadas en paralelo y tres lagunas de maduración operadas en serie.

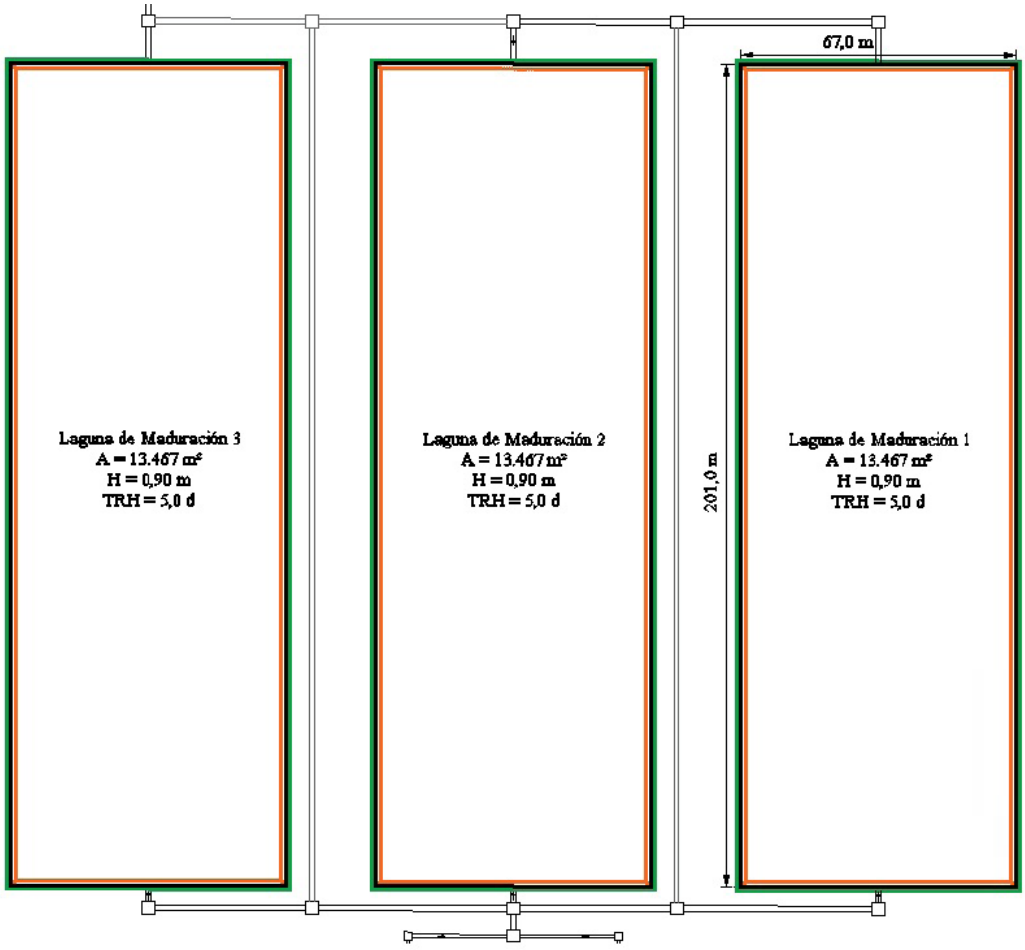


Figura 5.26 Dimensiones y distribución de las lagunas de maduración

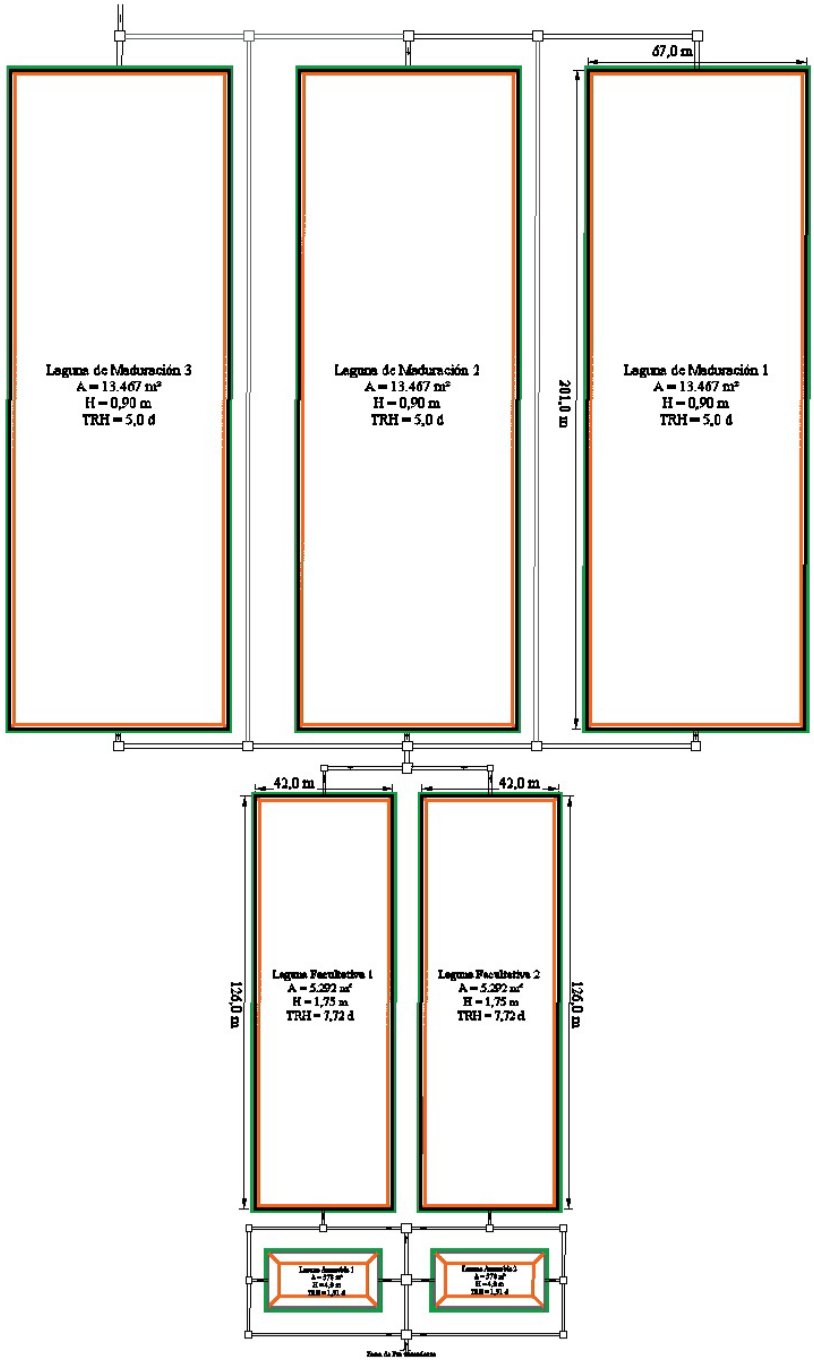


Figura 5.27 Configuración se la serie de lagunas de estabilización

5.4.6.3 Calidad del efluente con fines de reúso en irrigación no restringida y protección de la salud de los consumidores.

Si el reúso del efluente final se destinase a la irrigación de culturas vegetales sin restricciones, donde las directrices de la OMS recomiendan que el líquido a utilizar (efluente a las lagunas de maduración) deberá contener una concentración de coliformes fecales menor a 10^3 CF/100 mL se procede a estimar el efluente de una cuarta laguna de maduración como se ilustra a continuación:

- Concentración de CF en el efluente de una cuarta laguna de maduración de la serie

Se utilizan los valores previamente calculados para: $d = 0{,}314$; $a = 2{,}504$

Se estima la concentración de CF en el efluente bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = 3{,}97 * 10^3 \frac{4*2{,}504*e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+2{,}504)^2*e^{\frac{2{,}504}{2*0{,}314}} - (1-2{,}504)^2*e^{\frac{-2{,}504}{2*0{,}314}}} \rightarrow N = 295\frac{CF}{100mL}$$

Se puede observar que la disposición de hasta una cuarta laguna de maduración ofrece un efluente final que cumpliría con las directrices de la OMS para reúso en irrigación no restringida de culturas vegetales, ya que el número de organismos coliformes será menor a 10^3 CF/100 mL.

La eficiencia de la cuarta laguna de maduración en la remoción de CF es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{3{,}97*10^3 - 295}{3{,}97*10^3} \text{x} 100 = 92{,}56\ \%$$

La eficiencia de remoción acumulada de los CF por parte del sistema de lagunas formado por las lagunas anaerobias, las lagunas facultativas y hasta una cuarta laguna de maduración es:

$$E = \frac{(N_o - N)}{N_o} * 100 = \frac{6{,}8*10^7 - 295}{6{,}8*10^7} \text{x} 100 = 99{,}9996\ \%$$

5.4.6.4 Remoción adicional de DBO en las lagunas de maduración.

Ya que el efluente de la serie de lagunas será aplicado a los tanques para piscicultura extensiva, bien sea con cumplimiento del estándar definido por la OMS para protección de los consumidores, con un número de coliformes fecales menor a 10^5 CF/100 mL (2 lagunas de maduración); del estándar para protección de los trabajadores, con un número de coliformes fecales menor a 10^4 CF/100 mL (3 lagunas de maduración); o inclusive para irrigación no restringida, con un número de coliformes fecales menor a 10^3 CF/100 mL (4 lagunas de maduración), se procederá a determinar la remoción adicional de materia orgánica en la forma de DBO en las lagunas de maduración como se ilustra a continuación:

- Determinación de la remoción adicional de DBO en la primera laguna de maduración

Se estima la concentración de la DBO soluble efluente adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso, recordando que cada laguna de maduración tiene las siguientes características:

L : Largo de cada laguna (201 m)
B : Ancho de cada laguna (67 m)
A : Área superficial de cada laguna de maduración (13.467 m^2 = 1,347 ha)
H : Profundidad de la laguna (0,90 m)
Caudal afluente : 2.400 m^3/d
t : Tiempo de retención hidráulica de cada laguna (5,0 d)
v : Viscosidad cinemática del agua, (para 24,5 °C = 0,007393 m^2/d)

DBO total efluente de las lagunas facultativas, afluente a la primera laguna de maduración = 67 mgDBO/L

A partir del caudal afluente a la laguna de maduración, el área superficial de la laguna y la concentración de la DBO afluente se determina la tasa de aplicación superficial practicada L_S:

$$L_S = \frac{S_0 * \mathrm{Q}}{\mathrm{A}} \rightarrow L_S = \frac{67\frac{mgDBO}{L} * \frac{1000L}{m^3} * \frac{1kg}{1'000.000mg} * 2.400\frac{m^3}{d}}{1{,}347\mathrm{ha}} = 119{,}4\frac{kg\ DBO}{ha * d}$$

La fórmula para determinar la concentración de DBO_5 soluble efluente es:

$$S = S_0 * \frac{4*\mathrm{a}*\mathrm{e}^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^{2}*e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^{2}*e^{\frac{-a}{2d}}}$$

S : Concentración de DBO soluble efluente (mg/L)

S_0 : Concentración de DBO total afluente (67 mg DBO/L)

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

d : Número de dispersión (adimensional)

K : Coeficiente de remoción de DBO (d^{-1})

t : Tiempo de retención de cada laguna (5,0 d)

Utilizando las ecuaciones de Arceivala (1981) y Vidal (1983) recomendadas por von Sperling (2021), para el régimen de flujo disperso, el valor del coeficiente de remoción de DBO (K) es:

La fórmula de Arceivala (1981):

$$K = (0{,}132 * Log L_S) - 0{,}14$$

Sustituyendo el valor de la tasa de aplicación superficial L_S = 119,4 kgDOB/ha*d, se tiene que el valor de K es:

$$K = (0{,}132 * Log 119{,}4) - 0{,}14 = 0{,}134 d^{-1}$$

La fórmula de Vidal (1983) simplificada:

$$K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * L_S)$$

Sustituyendo el valor de L_S = 119,4 kgDOB/ha*d, se tiene que el valor de K es:

$$K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * 119{,}4) = 0{,}115 d^{-1}$$

Se adoptará como K el promedio de los valores obtenidos mediante la aplicación de las ecuaciones de Arceivala (1981) y Vidal (1983); es decir:

$$K_{prom} = \frac{0{,}134 \mp 0{,}115}{2} = \frac{0{,}249}{2} = 0{,}125 d^{-1}$$

Se aplica la corrección del valor de K para la temperatura del líquido, adoptando como valor para el coeficiente de temperatura (θ) 1,035, aplicable para la relación de Arceivala

La corrección para la temperatura para 24,5 °C es:

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}125 * 1{,}035^{(24{,}5-20)} = 0{,}146 d^{-1}$$

Para calcular el número de dispersión se recurre a las expresiones de:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0{,}184 * t * \upsilon * (B+2*H)^{0{,}489} * B^{1{,}511}}{(L*H)^{1{,}489}}$

Agunwamba et al (1992): $d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(B+2*H)*t*\upsilon}{4*L*B*H}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{H}{L}\right) * \left(\frac{H}{B}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*H}{B}\right)}$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{L}{B}\right)+1{,}014*\left(\frac{L}{B}\right)^2}$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)}$

Donde:

L : Largo de cada laguna (201 m)

B : Ancho de cada laguna (67 m)

H : Profundidad de la laguna (0,90 m)

t : Tiempo de retención hidráulica de cada laguna (5,0 d)

v : Viscosidad cinemática del agua, (para 24,5 °C = 0,007393 m^2/d)

Reemplazando los valores correspondientes en las diferentes fórmulas se tiene:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0{,}184*5*0{,}07793*(67+2*0{,}9)^{0{,}489}*67^{1{,}511}}{(201*0{,}9)^{1{,}489}} \rightarrow d = 0{,}1419$

Agunwamba et al (1992):

$$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(67+2*0{,}9)*5*0{,}07793}{4*201*67*0{,}9}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{0{,}9}{201}\right) * \left(\frac{0{,}9}{67}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*0{,}9}{67}\right)} \rightarrow d = 0{,}4684$$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{201}{67}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{201}{67}\right)+1{,}014*\left(\frac{201}{67}\right)^2} \rightarrow d = 0{,}3116$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{201}{67}\right)} \rightarrow d = 0{,}3333$

Para efectos del análisis se utilizará el valor promedio del coeficiente de dispersión:

$$d_{prom} = \frac{0{,}1419+0{,}4684+0{,}3116+0{,}3333}{4} \rightarrow d = 0{,}314$$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}146 * 5{,}0 * 0{,}314)} \rightarrow a = 1{,}384$$

Finalmente, se estima la concentración de DBO_5 soluble efluente (S) bajo el régimen de flujo disperso:

$$S = S_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^{2}*e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^{2}*e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$S = 67 * \frac{4*1{,}384*e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+1{,}384)^{2}*e^{\frac{1{,}384}{2*0{,}314}} - (1-1{,}384)^{2}*e^{\frac{-1{,}384}{2*0{,}314}}} \rightarrow S = 35{,}4\frac{mgDBO}{L}$$

Se estima la concentración de la DBO particulada efluente:

Ya que una importante fracción de la materia orgánica fue removida en las lagunas anaerobia y facultativa, pero aún persiste una considerable cantidad de biomasa algal al interior de la laguna de maduración que se verá reflejada en su efluente, se podría admitir una concentración de SS efluente menor a la de las lagunas facultativas, en torno

a los 70 mg/L, y considerando que cada 1 mgSS/L corresponde a una DBO_5 del orden de 0,35 mg/L, se tiene que:

$$S_{DBOPart.} = 0{,}35\,\frac{\text{mg}DBO_5}{mgSS} * 70\,\frac{mgSS}{L} \rightarrow S = 24{,}5\,\frac{mgDBO_5}{L}$$

Nuevamente, cabe recordar que la DBO particulada es detectada en el ensayo de la DBO, pero podrá no ser ejercida en el cuerpo receptor, dependiendo de las condiciones de sobrevivencia de las algas.

Se determina el valor de la DBO total efluente de la primera laguna de maduración

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada

DBO efluente = 35,4 + 24,5 = 59,9 ≈ 60 mg/L

Se calcula la eficiencia total del sistema de tratamiento conformado por lagunas anaerobias seguidas de lagunas facultativas y primera laguna de maduración en la remoción de la DBO

$$E = \frac{(S_o - DBO_{\text{efl}})}{S_o} * 100 = \frac{325 - 60}{325}\text{x}100 = 81{,}5\ \%$$

- Determinación de la remoción adicional de DBO en la segunda laguna de maduración

Se estima la concentración de la DBO soluble efluente adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso, a partir de las siguientes características de la segunda laguna de maduración:

L : Largo (201 m); B : Ancho (67 m); A : Área superficial (13.467 m^2 = 1,347 ha); H : Profundidad (0,90 m); Caudal afluente : 2.400 m^3/d; t : Tiempo de retención hidráulica (5,0 d); *v* : Viscosidad cinemática del agua (0,007393 m^2/d)

DBO total efluente de la primera laguna de maduración, afluente a la segunda laguna de maduración = 60 mgDBO/L

A partir del caudal afluente a la segunda laguna de maduración, su área superficial y la concentración de la DBO afluente se determina la tasa de aplicación superficial practicada L_S:

$$L_S = \frac{S_0 * Q}{A} \rightarrow L_S = \frac{60\frac{mgDBO}{L} * \frac{1000L}{m^3} * \frac{1kg}{1'000.000mg} * 2.400\frac{m^3}{d}}{1{,}347\text{ha}} = 106{,}9\frac{kg\ DBO}{ha * d}$$

La fórmula para determinar la concentración de DBO_5 soluble efluente es:

$$S = S_0 * \frac{4 * a * e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d}}}$$

S : Concentración de DBO soluble efluente (mg/L)

S_0 : Concentración de DBO total afluente (60 mg DBO/L)

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

d : Número de dispersión (adimensional)

K : Coeficiente de remoción de DBO (d^{-1})

t : Tiempo de retención de cada laguna (5,0 d)

Utilizando las ecuaciones de Arceivala (1981) y Vidal (1983) para el régimen de flujo disperso, el valor del coeficiente de remoción de DBO (K) es:

La fórmula de Arceivala (1981): $K = (0{,}132 * Log 106{,}9) - 0{,}14 = 0{,}128 d^{-1}$

La fórmula de Vidal (1983): $K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * 106{,}9) = 0{,}113$

Se adoptará como K el promedio de los valores:

$$K_{prom} = \frac{0{,}128 \mp 0{,}113}{2} = \frac{0{,}241}{2} = 0{,}121 d^{-1}$$

Se aplica la corrección del valor de K para la temperatura del líquido, adoptando como valor para el coeficiente de temperatura (θ) 1,035;

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}121 * 1{,}035^{(24{,}5-20)} = 0{,}141 d^{-1}$$

El número de dispersión previamente calculado según las diferentes expresiones fue:

Polprasert y Batharai (1983): $d = 0{,}1419$

Agunwamba et al (1992): $d = 0{,}4684$

Yanez (1993): $d = 0{,}3116$

von Sperling (1999): $d = 0{,}3333$

Para efectos del análisis se utilizará el valor promedio: $d_{prom} = 0{,}314$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}141 * 5{,}0 * 0{,}314)} \rightarrow a = 1{,}373$$

Se estima la concentración de DBO_5 soluble efluente (S) bajo el régimen de flujo disperso:

$$S = S_0 * \frac{4{*}a{*}e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^{2}{*}e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^{2}{*}e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$S = 60 * \frac{4{*}1{,}373{*}e^{\frac{1}{2*0{,}314}}}{(1+1{,}373)^{2}{*}e^{\frac{1{,}373}{2*0{,}314}} - (1-1{,}373)^{2}{*}e^{\frac{-1{,}373}{2*0{,}314}}} \rightarrow S = 32{,}4\frac{mgDBO}{L}$$

Se estima la concentración de la DBO particulada efluente:

Con las mismas consideraciones mencionadas para la primera laguna de maduración, se admite una concentración de SS efluente del orden de los 60 mg/L. Considerando que cada 1 mgSS/L corresponde a una DBO_5 del orden de 0,35 mg/L, se tiene que:

$$S_{DBOPart.} = 0{,}35\frac{\text{mg}DBO_5}{mgSS} * 60\frac{mgSS}{L} \rightarrow S = 21\frac{mgDBO_5}{L}$$

Se determina el valor de la DBO total efluente de la segunda laguna de maduración

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada = 32,3 + 21 = 53 mg/L

Se calcula la eficiencia total del sistema de tratamiento conformado por lagunas anaerobias seguidas de lagunas facultativas y dos lagunas de maduración en la remoción de la DBO

$$E = \frac{(S_o - DBO_{\text{efl}})}{S_o} * 100 = \frac{325 - 53}{325} \text{x} 100 = 83{,}6\ \%$$

Se estima la remoción adicional de la DBO hasta la cuarta unidad en la serie de lagunas de maduración. A continuación, en la Tabla 5.13 se resumen los principales valores obtenidos en dichas estimaciones:

Tabla 5.13 Resumen de los cálculos para determinar la remoción de DBO en la serie de lagunas

Laguna de la serie	S_0 (mg/L)	L_S (kgDBO/ha*d)	K_{Tprom} (d^{-1})	d_{prom}	a	S (mg/L)	$SS_{efluente}$ (mg/L)	$S_{DBOpsrt}$ (mg/L)	$DBO_{totalEfl}$ (mg/L)	Efic.Acum. (%)
L. Aaner.	325	--	--	--	--	130	--	--	130	60,0
L. Facul.	130	312	0,197	0,295	1,67	39,0	80	28,0	67	79,4
LM1	67	119,4	0,146	0,314	1,38	35,4	70	24,5	60	81,5
LM2	60	106,9	0,141	0,314	1,37	32,4	60	21,0	53	83,6
LM3	53	94,4	0,134	0,314	1,36	29,3	50	17,5	47	85,6
LM4	47	83,8	0,130	0,314	1,35	26,5	40	14,0	41	87,4

Para todas las lagunas de maduración se tienen las siguientes características:
L : Largo (201 m);
B : Ancho (67 m);
A : Área superficial (13.467 m^2 = 1,347 ha);
H : Profundidad (0,90 m);
t : Tiempo de retención hidráulica (5,0 d);
v : Viscosidad cinemática del agua (0,007393 m^2/d)
Caudal afluente : 2.400 m^3/d;

5.5 REMOCIÓN DE NUTRIENTES

A continuación, se describirá algunos fundamentos para la estimación de la eficiencia en la remoción de los macronutrientes nitrógeno y fósforo en las lagunas de estabilización.

5.5.1 El nitrógeno en las aguas residuales

Según von Sperling y Chernicharo (2005), en las aguas residuales domésticas crudas, las formas predominantes del nitrógeno son el nitrógeno orgánico y el amoníaco. El nitrógeno orgánico corresponde al grupo amida. El amoníaco tiene su principal origen en la urea, que es rápidamente hidrolizada y raramente encontrada en el agua residual cruda. En efluentes tratados, el nitrógeno será encontrado en diferentes formas, dependiendo del tipo de tratamiento. En ambientes aerobios puede ocurrir la nitrificación u oxidación bioquímica (mineralización) de las formas de nitrógeno, de amoníaco a nitritos y nitratos; en ambientes anaerobios, la desnitrificación o reducción de las formas de nitrógeno, de nitratos a nitritos y, finalmente a nitrógeno elemental (N_2) y, aún, una intensa amonificación del nitrógeno orgánico (Rios, 2012).

5.5.2 Remoción de nitrógeno

De acuerdo con von Sperling (2021), los principales mecanismos de remoción de nitrógeno en lagunas de estabilización son:

- volatilización del amoníaco
- asimilación del amoníaco por las algas
- asimilación de los nitratos por las algas
- nitrificación – desnitrificación
- sedimentación del nitrógeno orgánico particulado.

De estos mecanismos, el más importante es el de la volatilización del amoníaco, o sea, desprendimiento (desorción) del amoníaco hacia la atmósfera. En el medio líquido, el amoníaco se presenta de acuerdo a la siguiente reacción de equilibrio:

$$NH_3 + H^+ \leftrightarrow NH_4^+ \quad [5.30]$$

Según von Sperling (2021), el amoníaco libre (NH_3) es susceptible de ser volatilizado, mientras que el ion amonio (fracción ionizada) no puede ser removido por volatilización. Con la elevación del pH, el equilibrio de la reacción se desplaza hacia la izquierda, favoreciendo la mayor presencia de NH_3. A 20° C, para pH en torno de la neutralidad, prácticamente todo el amoníaco se encuentra en la forma de NH_4^+. Para un pH cercano a 9,5, aproximadamente 50% del amoníaco está en la forma de NH_3 y 50% en la forma de NH_4^+. En pH superior a 11, prácticamente todo el amoníaco está en la forma de NH_3.

La fotosíntesis que ocurre en las lagunas facultativas y de maduración contribuye para la elevación del pH, por remover del medio líquido el CO_2, o sea, la acidez carbonácea. En condiciones de elevada actividad fotosintética, el pH puede elevarse hasta valores superiores a 9,0, proporcionando condiciones para la volatilización del NH_3. Además, en condiciones de alta tasa de fotosíntesis, la elevada producción algal contribuye con el consumo directo de NH_3 por parte de las algas.

De acuerdo con von Sperling (2021), el mecanismo de la volatilización tiende a ser más importante en lagunas de maduración, las cuales, en función de su reducida profundidad, y consecuente actividad fotosintética a lo largo de toda la columna de agua, usualmente alcanzan valores de pH bastante elevados. Adicionalmente, en las lagunas de maduración, el desprendimiento de burbujas de oxígeno de la fase líquida sobresaturada puede acelerar el desprendimiento de NH_3. En lagunas de maduración en serie, la eficiencia de remoción de amoníaco puede situarse entre 70 y 80%, y en lagunas de maduración especialmente poco profundas, puede ser superior a 90%. En lagunas facultativas y aireadas, la eficiencia de remoción de nitrógeno se encuentra entre 30 y 50%.

La pérdida de nitrógeno a través de su asimilación por las algas, y su consecuente salida por el efluente es de menor importancia, cuando se desee lograr elevados porcentajes de

remoción. El nitrógeno constituye del orden de 6 a 12%, en peso seco, del material celular de las algas. Asumiendo una concentración de 80 mg/L de algas en el efluente, la pérdida de nitrógeno será de 0,06 * 80 ≈ 5 mgN/L a 0,12 * 80 ≈ 10 mgN/L. Admitiendo una concentración de NTK (amoníaco + nitrógeno orgánico) en el agua residual afluente del orden de 50 mgN/L, el porcentaje de remoción a través de la pérdida con el efluente final se encuentra entre 10 y 20% (von Sperling, 2021).

Los demás mecanismos de remoción de nitrógeno actúan de manera simultánea, pero son considerados de menor importancia. La nitrificación es poco representativa en lagunas facultativas y lagunas aireadas. En las lagunas anaerobias, no hay, naturalmente, ninguna reacción de oxidación del amoníaco, debido a la ausencia de oxígeno.

La literatura presenta algunas ecuaciones, desarrolladas en Norte América, para estimar la concentración efluente de amoníaco y de nitrógeno.

Remoción de amoníaco (Pano y Middlebrooks, 1982):

- Para temperatura T < 20° C:

$$C_e = \frac{C_0}{1+[(A/Q) * (0{,}0038+0{,}000134*T) \,.\, e^{\,(1{,}041+0{,}044*T).(\,pH-6{,}6))}\,]} \qquad [5.31]$$

- Para temperatura T ≥ 20° C:

$$C_e = \frac{C_0}{1+[(A/Q) * (0{,}0038+0{,}000134*T) \,.\, e^{\,(1{,}041+0{,}044*T).(\,pH-6{,}6))}\,]} \qquad [5.32]$$

Remoción de nitrógeno (WPCF, 1990; Crites y Tchobanoglous, 2000):

- Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano al flujo en pistón:

$$C_e = C_0 * e^{\{-K*[t+60{,}6*(pH-6{,}6]\}} \qquad [5.33]$$

Donde:

$K = 0{,}0064*1{,}039^{(T-20)}$

- Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + t * (0{,}000576 * T - 0{,}00028) * e^{(1{,}08 - 0{,}042 * T) * (pH - 6{,}6))}} \quad [5.34]$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente (mg/L)
C_e : Concentración efluente (mg/L)
A : Área superficial de la laguna (m^2)
Q : Caudal afluente (m^3/d)
T : Temperatura del líquido (°C)
pH : pH en la laguna
t : Tiempo de retención hidráulica en la laguna (d)
K : Coeficiente de remoción (d^{-1})

La ecuación apropiada debe aplicarse secuencialmente en cada laguna de la serie, de tal forma que lleve al cálculo del valor de la concentración en el efluente final.

Las Ecuaciones 5.31 y 5.32 no conducen a una solución continua para temperaturas inferiores y superiores a 20° C. La utilización de la ecuación 5.30 para valores de T próximos a 20° C conduce a valores de la concentración efluente inferiores a los de la ecuación 5.32. Con relación a la Ecuación 5.34, se observa que la misma es poco sensible a variaciones en los valores de pH y T.

von Sperling (2021) manifiesta que la utilización de las anteriores ecuaciones presupone el conocimiento del valor de pH, variable que no es conocida, de antemano, en la fase de diseño. Así mismo, manifiesta que algunos autores presentan la siguiente ecuación, que puede ser utilizada para estimar el pH en la laguna, en función de la alcalinidad del agua residual afluente:

$$pH = 7{,}3 * e^{(0{,}0005 * alc)} \quad [5.35]$$

Donde:

alc : Alcalinidad en el agua residual afluente ($mgCaCO_3/L$)

Sin embargo, la ecuación 5.34 no tiene en cuenta la profundidad de la laguna. Se sabe (Cavalcanti et al, 2001) que, cuanto menor es la profundidad de la laguna, mayores serán la penetración de la energía luminosa a lo largo de la columna de agua, la actividad fotosintética, el consumo de la acidez carbonácea y la elevación en el pH. En lagunas de maduración, se podrá alcanzar valores de pH muy superiores a los previstos por la ecuación 5.35.

5.5.3 Remoción de fósforo

De acuerdo con von Sperling (2021), el fósforo presente en las aguas residuales está compuesto de fósforo orgánico y fosfatos, donde los últimos representan la mayor parte del nutriente. Los principales mecanismos de remoción de fósforo en lagunas de estabilización son:

- Remoción del *fósforo orgánico* contenido en las algas y bacterias a través de la salida con el efluente final
- precipitación de *fosfatos* en condiciones de elevado pH

El fósforo orgánico compone parte del material celular de las algas. En peso seco, el fósforo corresponde a valores del orden de 1,0 % de la masa de las algas (Arceivala, 1981). Por lo tanto, asumiendo una concentración de 80 mg/L de algas en el efluente, la pérdida de fósforo será en torno de $0{,}01 * 80 \approx 0{,}8$ mgP/L. Admitiendo una concentración de fósforo en el afluente cercana a 8 mgP/L, el porcentaje de remoción a través de la pérdida con el efluente final se encuentra solamente cercana al 10%.

Remociones de fósforo más significativas pueden ocurrir a través de la precipitación de los fosfatos en condiciones de pH elevado. El fosfato puede precipitarse en la forma de hidroxiapatita o estruvita. Caben aquí las mismas consideraciones realizadas en el Ítem

7.1, en que se resaltó la vinculación entre lagunas poco profundas y elevados valores de pH. En el caso de la remoción de fósforo, la dependencia de altos valores de pH es mayor que con el nitrógeno: el pH debe ser como mínimo de 9 para que haya una precipitación significativa de fósforo. En lagunas especialmente poco profundas y con bajas tasas de aplicación hidráulica, la eficiencia de remoción del fósforo se sitúa entre 60 y 80% (Cavalcanti et al, 2001), mientras que, en lagunas facultativas y aireadas, la eficiencia de remoción usualmente es inferior a 35%.

5.5.4 Ejemplo. Análisis de remoción de nutrientes en la serie de lagunas de estabilización

Analizar la remoción de nutrientes en la serie de lagunas de estabilización conformada por las dos lagunas anaerobias funcionando en paralelo, seguidas de las dos lagunas facultativas operadas en paralelo y las tres lagunas de maduración operadas en serie y que tratan las aguas residuales urbanas de una población con 15.000 habitantes, localizada en la zona nororiental del departamento de Nariño-Colombia, a una altitud de 628 m.s.n.m. donde la temperatura media del mes más frio es de 24,5°C. Se tienen los siguientes datos para el análisis:

Población : 15.000 habitantes
Caudal afluente : 2.400 m^3/d
Temperatura : T = 24,5°C (del aire)
DBO cruda afluente : 325 mg DBO/L
Coliformes fecales (termotolerantes) en el agua residual cruda afluente a la PTAR: N_0 = 6,8*10^7 CF/100 mL.
Nitrógeno total : 49 mg NT/L

Amoníaco (NH_3) : 21 mg NH_3/L
Fósforo total : 7 mg PT/L

Dimensiones lagunas anaerobias: B = 17 m; L = 34 m; H = 4,0 m

Volumen total : 4.588 m^3

Área superficial total : 1.156 m^2

Tiempo de retención hidráulica : 1,91 días

DBO efluente de las lagunas anaerobias : S = 130 mg/L

Dimensiones de las lagunas facultativas: B = 42 m; L = 126 m; H = 1,75 m

Área superficial total : 10.600 m^2

Tiempo de retención hidráulica : TRH = 7,72 días

DBO efluente de las lagunas facultativas : S = 67 mg/L

pH estimado : de manera conservadora se adopta un valor de 7,0

Dimensiones de cada laguna de maduración: B = 67 m; L = 201 m; H = 0,90 m

Área superficial total : 13.333 m^2

Tiempo de retención hidráulica : TRH = 5,0 días

DBO efluente de la primera, segunda y tercera lagunas de maduración: S_1 = 60 mg/L; S_1 = 53 mg/L; S_1 = 47 mg/L

- Consideraciones para las lagunas anaerobias

Durante la estabilización de la materia orgánica por la vía anaerobia se desarrollan procesos tales como la hidrólisis y la transformación del nitrógeno orgánico en formas amoniacales; por tal motivo, es común que el efluente de reactores anaerobios como las lagunas anaerobias o los reactores anaerobios de manto de lodo de flujo ascendente UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) presenten concentraciones de nitrógeno total y de amoníaco mayores a las de su afluente. Un ejemplo de ello es el estudio realizado por Dias et al. (2014), quienes durante 10 años monitorearon un sistema de tratamiento de efluentes domésticos compuesto por un reactor UASB seguido de tres lagunas de maduración y un filtro de material pétreo triturado para pulimento del efluente final; durante su investigación se registró en promedio una concentración afluente al reactor UASB de 33 mg/L de nitrógeno total y de 23 mg/L de NH_3, mientras

que en el efluente dichas concentraciones fueron de 38 mg NT/L y 29 mg NH_3/L, representando un aumento del 13 y del 20% respectivamente. Otro ejemplo de dicha situación fue reportado por Bastos et al. (2018), que evaluaron el desempeño de un reactor UASB seguido de cuatro lagunas de maduración para el tratamiento de efluentes domésticos; durante dicha investigación registraron en promedio una concentración afluente al reactor UASB de 49 mg/L de NT y de 20,9 mg/L de NH_3, mientras que en el efluente dichas concentraciones fueron de 49,7 mg NT/L y 36 mg NH_3/L, representando respectivamente un aumento aproximado del 2 y del 42%.

Con base en lo anterior, no se considerará la remoción de nitrógeno total, de nitrógeno amoniacal, ni de fósforo en la laguna anaerobia. Ya que el propósito final del tratamiento de los efluentes se concentrará en su reúso para piscicultura, y dos parámetros fundamentales para el dimensionamiento y operación de las unidades de cultivo son el nitrógeno total y el amoníaco, se recurrirá a un análisis conservador y se contemplará un ligero incremento en las concentraciones de nitrógeno, del 8% para nitrógeno total, y del 20% para NH_3 en el efluente de las unidades anaerobias. Con base en lo anterior, las concentraciones estimadas para dichas formas del nutriente en el efluente anaerobio son:

Nitrógeno total : 49 * 1,08 = 52,92 ≈ 53 mg NT/L

Amoníaco (NH_3) : 21 * 1,20 = 25,2 ≈ 25 mg NH_3/L

- Remoción de Nitrógeno en las lagunas facultativas

Para estimar la concentración efluente de amoníaco y de nitrógeno en lagunas facultativas y de maduración von Sperling (2021) recomienda las siguientes ecuaciones:

En el caso de la remoción de amoníaco se usará la expresión de Pano y Middlebrooks (1982), aplicable para temperaturas mayores a los 20° C:

$$C_e = \frac{C_0}{1 + [\,5{,}035{*}10^{-3} * (A/Q) * \, e^{\,(1{,}540\,*\,(pH-6{,}6))}\,]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente, para NH_3 (25 mg/L)

C_e : Concentración efluente (mg/L)

pH : pH en las lagunas facultativas, se adopta un valor conservativo de 7,0

A : Área superficial de las lagunas facultativas (10.600 m^2)

Q : Caudal afluente a las lagunas facultativas (2.400 m^3/d)

$$C_e = \frac{25}{1 + \left[5{,}035 * 10^{-3} * \left(\frac{10.600}{2\,400}\right) * e^{(1{,}540 * (7{,}0 - 6{,}6))}\right]} \rightarrow C_e = 24 \frac{mgNH_3}{L}$$

Se calcula la eficiencia de las lagunas facultativas en la remoción del NH_3

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{25 - 24}{25} \text{x} 100 = 4\,\%$$

Para la remoción de nitrógeno total la ecuación de WPCF (1990) y Crites y Tchobanoglous (2000), se asume que la condición más cercana al funcionamiento de las lagunas facultativas y de maduración es el del régimen hidráulico de mezcla completa; sin embargo, en aras de realizar un diseño conservador se calculan las concentraciones estimadas para ambos regímenes de flujo y se seleccionará aquella opción que reporte la menor eficiencia estimada.

Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano al flujo en pistón:

$$C_e = C_0 * e^{\{-K * [t + 60{,}6 * (pH - 6{,}6]\}}$$

Donde:

$$K = 0{,}0064 * 1{,}039^{(T-20)}$$

Lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + t * (0{,}000576 * T - 0{,}00028) * e^{(1{,}08 - 0{,}042 * T) * (pH - 6{,}6))}]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente, para Nitrógeno (53 mg/L)

C_e : Concentración efluente (mg/L)

T : Temperatura del líquido (24,5 °C)

pH : pH en las lagunas facultativas, se adopta un valor conservativo de 7,0

t : Tiempo de retención hidráulica en la laguna (7,72 d)

K : Coeficiente de remoción (d^{-1})

Para lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano al flujo en pistón, sustituyendo el valor de la temperatura media del líquido se tiene que:

$$K = 0{,}0064 * 1{,}039^{(24{,}5-20)} \rightarrow K = 0{,}0076$$

Con base en la información disponible, el valor la concentración efluente es:

$$C_e = 53 * e^{\{-0{,}0076*[7{,}72+60{,}6*(7{,}0-6{,}6]\}} \rightarrow C_e = 41{,}57 \frac{mgNT}{L}$$

Para lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa, con base en la información disponible, el valor la concentración efluente es:

$$C_e = \frac{53}{1 + 7{,}72 * (0{,}000576*24{,}5 - 0{,}00028) * e^{(1{,}08 - 0{,}042 * 24{,}5)*(7-6{,}6))}} \rightarrow C_e = 47{,}79 \frac{mgNT}{L}$$

Efectivamente, para la estimación de la remoción de nitrógeno en las lagunas se decide adoptar de manera conservadora el modelo hidráulico de mezcla completa

Se calcula la eficiencia de las lagunas facultativas en la remoción del nitrógeno total

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{53 - 47}{53} \text{x} 100 = 11{,}3\ \%$$

- Remoción de Nitrógeno en la primera laguna de maduración

Para la remoción de amoníaco se usará la expresión de Pano y Middlebrooks (1982):

$$C_e = \frac{C_0}{1 + [\ 5{,}035*10^{-3} * (A/Q) * e^{(1{,}540 * (pH-6{,}6))}\ ]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente a la primera laguna de maduración, para NH_3 (24 mg/L)

C_e : Concentración efluente (mg/L)

pH : Se adopta un valor conservativo de 7,5 para la primera laguna de maduración, de 8,0 para la segunda, de 8,5 para la tercera, y de 9,0 para la cuarta laguna de maduración

A : Área superficial de la laguna de maduración (13.467 m^2)

Q : Caudal afluente a la laguna de maduración (2.400 m^3/d)

$$C_e = \frac{24}{1 + \left[5{,}035 * 10^{-3} * \left(\frac{13.467}{2.400}\right) * e^{(1{,}540 * (7{,}5-6{,}6))}\right]} \rightarrow C_e = 21{,}56 \frac{mgNH_3}{L}$$

Se calcula la eficiencia de la primera laguna de maduración en la remoción del NH_3

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{24 - 21{,}56}{24} x100 = 10{,}17\%$$

Para la remoción de nitrógeno total adoptando para la laguna de maduración con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + t * (0{,}000576 * T - 0{,}00028) * e^{(1{,}08 - 0{,}042 * T) * (pH - 6{,}6))}}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente, para Nitrógeno (47,79 mg/L)

C_e : Concentración efluente (mg/L)

T : Temperatura del líquido (24,5 °C)

pH : Se adopta un valor conservativo de 7,5 para la primera laguna de maduración, de 8,0 para la segunda, de 8,5 para la tercera, y de 9,0 para la cuarta laguna de maduración

t : Tiempo de retención hidráulica en la laguna de maduración (5,0 d)

Con base en la información disponible, el valor la concentración efluente es:

$$C_e = \frac{47{,}79}{1 + 7{,}72 * (0{,}000576 * 24{,}5 - 0{,}00028) * e^{(1{,}08 - 0{,}042 * 24{,}5) * (7{,}5 - 6{,}6))}} \rightarrow C_e = 44{,}56 \frac{mgNT}{L}$$

Se calcula la eficiencia de la primera laguna de maduración en la remoción del nitrógeno total

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{47{,}79 - 44{,}56}{47{,}79} \text{x} 100 = 6{,}76\%$$

Remoción de Nitrógeno en la segunda laguna de maduración

Usando la expresión de Pano y Middlebrooks (1982):

$$C_e = \frac{C_0}{1 + [\, 5{,}035{*}10^{-3} * (\text{A/Q}) * \text{e}^{(1{,}540 * (\text{pH} - 6{,}6))}\,]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente a la segunda laguna de maduración, para NH_3 (21,56 mg/L)

pH = 8,0; A = 13.467 m^2; Q = 2.400 m^3/d. Sustituyendo valores se tiene que:

$$C_e = \frac{21{,}56}{1 + \left[5{,}035 * 10^{-3} * \left(\frac{13.467}{2.400}\right) * e^{(1{,}540 * (8{,}0 - 6{,}6))}\right]} \rightarrow C_e = 17{,}33 \frac{mgNH_3}{L}$$

Se calcula la eficiencia de la segunda laguna de maduración en la remoción del NH_3

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{21{,}56 - 17{,}33}{21{,}56} \text{x} 100 = 19{,}62\%$$

Para la remoción de nitrógeno total adoptando para régimen hidráulico de mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_o}{1 + t * (\, 0{,}000576 * T - 0{,}00028) * \text{e}^{(1{,}08 - 0{,}042 * \text{T}) * (\text{pH} - 6{,}6))}\,]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente, para Nitrógeno (44,56 mg/L)

T = 24,5 °C; pH = 8,0; t = 5,0 d)

Con base en la información disponible, el valor la concentración efluente es:

$$C_e = \frac{44{,}56}{1 + 7{,}72 * (\, 0{,}000576 * 24{,}5 - 0{,}00028) * \text{e}^{(1{,}08 - 0{,}042 * 24{,}5) * (8{,}0 - 6{,}6))}\,]} \rightarrow C_e = 41{,}48 \frac{mgNT}{L}$$

Se calcula la eficiencia de la segunda laguna de maduración en la remoción del nitrógeno total

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{44{,}56 - 41{,}48}{44{,}56} \text{x} 100 = 6{,}91\%$$

Se estima la remoción adicional de NT y NH_3 hasta la cuarta unidad en la serie de lagunas de maduración adoptando valores de pH de 8,5 para la tercera laguna, y de 9,0 para la cuarta laguna de maduración. A continuación, en la Tabla 5.14 se resumen los principales valores obtenidos en las estimaciones para toda la serie de lagunas:

Tabla 5.14 Resumen de los cálculos para determinar las remociones de NT y de NH_3 en la serie de lagunas de estabilización

Laguna de la serie	C_0 (mg NT/L)	C_e (mg NT/L)	Efic.Acum. (%)	C_0 (mg NH_3/L)	C_e (mg NH_3/L)	Efic.Acum. (%)
Anaer.	49,0	53,0	-8,16	21,0	25,0	-19,05
Facul.	53,0	47,79	2,47	25,0	24,01	-14,33
LM1	47,79	44,56	9,06	24,01	21,56	-2,66
LM2	44,56	41,48	15,34	21,56	17,33	17,47
LM3	41,48	38,54	21,35	17,33	11,35	45,95
LM4	38,54	35,75	27,04	11,35	5,31	74,71

Caudal afluente : 2.400 m^3/d
Dimensiones lagunas anaerobias: B = 17 m; L = 34 m; H = 4,0 m
Volumen total: 4.588 m^3; Área superficial total: 1.156 m^2; Tiempo de retención hidráulica: 1,91 días
Dimensiones de las lagunas facultativas: B = 42 m; L = 126 m; H = 1,75 m
Área superficial total: 10.600 m^2; Tiempo de retención hidráulica: TRH = 7,72 días; pH estimado: 7,0
Lagunas de maduración: L = 201 m; B = 67 m; H = 0,90 m;
Área superficial individual = 13.467 m^2; Tiempo de retención hidráulica: 5,0 d;
Viscosidad cinemática del agua = 0,007393 m^2/d

Para efectos de ilustrar el impacto de adoptar un valor de pH bajo en las lagunas de maduración (cercano a la neutralidad, con pH = 7,5) sobre la estimación de la eficiencia de remoción de NT y principalmente de NH_3 a continuación, la Tabla 5.15 presenta las concentraciones de nitrógeno total y de amoníaco en el efluente de la serie de lagunas de maduración adoptando para todas un valor de pH de 7,5 así como las concentraciones obtenidas al adoptar valores de pH de 7,5 para la primera laguna de maduración, de 8,0 para la segunda, de 8,5 para la tercera, y de 9,0 para la cuarta laguna de maduración

Tabla 5.15 Resumen de los valores estimados de concentraciones efluentes de NT y de NH_3 en la serie de lagunas de maduración para pH constante y para pH creciente

Laguna de la serie	pH = 7,5		pH creciente	
	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)
Laguna de Maduración 1	44,56	21,56	44,56	21,56
Laguna de Maduración 2	41,55	19,37	41,48	17,33
Laguna de Maduración 3	38,74	17,40	38,54	11,35
Laguna de Maduración 4	36,12	15,63	35,75	5,31

Es evidente que al considerar pH bajos en las lagunas de maduración se subestimaría la eficiencia en la remoción de NH_3; por ello es recomendable adoptar valores crecientes a medida que se avanza en la serie de lagunas pues según von Sperling (2021), en dicho tipo de unidades de tratamiento se registran valores inclusive superiores a 9,0.

5.6 LAGUNAS DE ALTA TASA

Cuando en la serie de lagunas de estabilización, en vez de utilizar una laguna facultativa se implanta una laguna de alta tasa (*high rate algal pond*), se logra un mejor desempeño del sistema de tratamiento. Pese a que la laguna de alta tasa sea menos profunda que la laguna facultativa secundaria, requiere de un TRH mucho menor y produce mucho más OD (GREEN et al., 1996). De acuerdo con Park, Craggs y Shilton (2011), las lagunas de alta tasa (LAT) poseen formato de *raceway* y presentan profundidades entre 0,2 y 1,0 m, donde la mezcla del líquido es producida por pedales giratorios para proporcionar una velocidad horizontal media de aproximadamente 0,15 a 0,3 m/s; la configuración de los *raceways* puede ser en la forma de una o varias pistas con recorrido oval alrededor de paredes divisorias centrales, y el fondo puede ser revestido o no dependiendo de las condiciones del suelo y de las reglamentaciones locales. A continuación, la Figura 5.28 presenta la fotografía de una laguna de alta tasa en escala piloto para el tratamiento de efluentes de tanques sépticos, utilizada en experimentos para aprovechamiento de su efluente en el cultivo de tilapia GIFT en la Universidade Federal de Viçosa, Brasil.

Figura 5.28 Laguna de alta tasa en escala piloto para tratamiento de efluentes de tanques sépticos en la Universidade Federal de Viçosa, en Viçosa, Minas Gerais-Brasil

Según Craggs et al. (2011), las LAT pueden ser usadas para remoción de la materia orgánica y de nutrientes en diversos tipos de aguas residuales, tales como efluentes de lagunas anaerobias, aguas residuales domésticas pre-tratadas a los niveles primario o secundario y efluentes de agricultura o, inclusive, para remoción de nutrientes en aguas grises con bajas concentraciones de materia orgánica en regiones áridas y semiáridas, como fue investigado por Maobe et al. (2014).

De acuerdo con Cerón-Hernández et al. (2015), las LAT son implementadas para tratar efluentes que ya pasaron por un tratamiento previo; dicha estrategia presenta como ventajas:

- Pueden asimilar cantidades significativas de nutrientes orgánicos e inorgánicos disueltos, por lo general con una preferencia por NH_4^+,
- Altas eficiencias en eliminación de contaminantes,
- Alta productividad de biomasa,
- Pueden ser utilizadas para tratar diferentes efluentes, ya sean de agua dulce o salada.

Según Park y Craggs (2011), las LAT realizan un efectivo tratamiento aerobio de los efluentes y remueven parte de los nutrientes por medio de la asimilación en la biomasa algal. Según Park, Craggs y Shilton (2011), la producción algal en las lagunas de alta tasa puede ser maximizada al aliviar las condiciones limitantes, al superar los parámetros inhibidores y al controlar los consumidores y predadores de las algas. Park y Craggs (2010) afirmaron que uno de los principales mecanismos para mejorar el desempeño de las LAT es la adición de CO_2 al líquido, pues permite aumentar la producción de algas y la recuperación de los nutrientes en la biomasa algal, así como controlar el pH para prevenir la inhibición del crecimiento de las algas debido al amoníaco.

5.6.1 Lagunas de alta tasa para tratamiento de sedimentadores primarios

Son múltiples las aplicaciones de las lagunas de alta tasa en el tratamiento de diversos tipos de efluentes y que se encuentran reportadas en la literatura. Dos aspectos muy interesantes de este tipo de tecnología es su capacidad de tratar efluentes primarios con alta eficiencia, sin demandar unidades de tratamiento costosas y/o robustas que las antecedan y la posibilidad de escalamiento de la tecnología para atender variados rangos de caudales. En ese sentido, Craggs et al. (2012) reportaron la construcción y evaluación durante 15 meses de una unidad experimental demostrativa de lagunas de alta tasa con dimensiones individuales de 1,25 hectáreas para el tratamiento de efluentes de sedimentadores primarios localizadas en la planta de tratamiento Christchurch en South Island, Nueva Zelandia (Figura 5.29); las eficiencias de las unidades para la remoción de contaminantes fueron del orden de 50% para DBO, 87% para DBO filtrada, 65% para nitrógeno amoniacal, 19% de fósforo disuelto y 2 unidades logarítmicas para *Escherichia coli*.

Estudios desarrollados por Fallowfield et al. (2016) en la planta de tratamiento de aguas residuales del suburbio de Werribee, localizado en Melbourne, Victoria-Australia durante un año evaluaron en lagunas de alta tasa el desempeño en el tratamiento de efluentes secundarios para tiempos de retención hidráulica de 2, 4 y 8 días y profundidades de

columna de agua de 0,3 y 0,4 metros. Los resultados obtenidos permitieron concluir a dichos investigadores que la operación de las lagunas para un TRH de 4 días y una profundidad de 0,3 m conduce a los mejores resultados indistintamente de la estación del año.

Figura 5.29 Laguna de alta tasa con área de 1,25 ha para tratamiento de efluentes de sedimentador primario en Christchurch, South Island-Nueva Zelandia (Fuente: Craggs et al., 2012, p. 332).

5.6.2 Lagunas de alta tasa en el postratamiento de reactores anaerobios

De acuerdo con von Sperling y Chernicharo (2005), los sistemas de tratamiento anaerobio han crecido en términos de popularidad y accesibilidad en muchos países de clima caliente. Los reactores anaerobios alcanzan buenos niveles de eficiencia en la remoción de la demanda bioquímica del oxígeno (DBO) (del orden de 60 a 80%), considerado los bajos TRH, la simplicidad del proceso y la no existencia de equipos, tales como los aireadores. Conforme lo reportado por Craggs et al. (2015), para países con las cuatro estaciones las lagunas de alta tasa deben diseñarse para recibir una carga orgánica que oscile entre los 100 y 150 kg de DBO/ha*d y operarse con una profundidad de columna de agua de 0,3 m con un tiempo de retención hidráulica que varíe entre los 4 días, durante el verano, y los 8 días en el invierno. Según Chernicharo et al. (2001), para el caso particular de Brasil, las diversas características favorables de los sistemas anaerobios, asociadas a las condiciones ambientales de dicho país, donde hay predominio de elevadas temperaturas, han contribuido

para el posicionamiento de los sistemas anaerobios de tratamiento de aguas residuales en una posición destacada.

De acuerdo con Mascarenhas et al. (2005), pese a que los reactores anaerobios, y particularmente los reactores UASB, sean muy adecuados para la remoción de la materia carbonácea de las aguas residuales, no son eficientes en la eliminación de patógenos, necesitando, por ello, de una etapa de postratamiento de sus efluentes. En el contexto brasileiro, debido a la gran relevancia de la alternativa del tratamiento de aguas residuales por medio de reactores anaerobios y su respectivo postratamiento, la FINEP (Financiadora de Estudos e Projetos), el CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) y la CEF (Caixa Econômica Federal) apoyaron el desarrollo del denominado Programa de Pesquisa em Saneamento Básico –PROSAB- para evaluar opciones de postratamiento de los efluentes de reactores anaerobios (Chernicharo et al., 2001).

En el marco de PROSAB se presentaron dos experiencias de la aplicación de las lagunas de alta tasa. La primera de ellas, reportada por Monteggia y Filho (2001), consistió en el pos-tratamiento de efluente de un reactor UASB en Porto Alegre, estado de Rio Grande do Sul, por medio de una laguna operada con TRH de 7,5 d y profundidad útil de 0,7 m, pero el énfasis fundamental de la investigación fue la posterior remoción de la biomasa algal por medio de tres filtros biológicos, con diferentes alturas, sometidos a igual carga orgánica superficial. La laguna, que demostró altas eficiencias de remoción de nitrógeno presentó concentraciones medias de clorofila *a* y de feofitina de 41,5 y 686,8 µg/L, respectivamente. La segunda experiencia, reportada por Monteggia y Tessele (2001), tuvo como objetivo el estudio de la remoción de algas de una LAT experimental por técnicas físico-químicas mediante uso de diversos coagulantes en ensayos de prueba de jarras, y la posterior remoción del material floculado por flotación por medio de aire disuelto, con miras al reaprovechamiento y/o compostaje, En el efluente de la laguna se calcularon concentraciones medias respectivas de clorofila *a* y de feofitina de 23,5 y 389,7 µg/L.

En un experimento desarrollado por Nascimento (2001) se evaluó durante seis meses el tratamiento del efluente de un reactor UASB por parte de tres LAT, con el fin de observar la influencia de las condiciones operacionales de 9, 6 y 3 días de TRH con profundidades útiles de 0,60, 0,45 y 0,30 m sobre los niveles de pH, alcalinidad y OD, remoción de la materia orgánica remanente, remoción de bacterias patógenas y nutrientes. En las lagunas se registraron concentraciones de clorofila *a* que superaron los 2200 µg/L para los menores TRH y para las mayores profundidades de columna de agua; igualmente, se verificaron remociones de la DQO de hasta 67%, entre 0,52 y 1,69 unidades logarítmicas de patógenos, y 39% del nitrógeno total.

En el municipio de Viçosa, Minas Gerais-Brasil, Santiago (2013) estudió el desempeño de una LAT en el postratamiento del efluente de un reactor UASB en términos de la remoción de materia orgánica, nutrientes y *Escherichia coli*, y evaluó comparativamente el desempeño de la laguna en relación a lagunas de pulimento y a sistemas de humedales construidos, que trataban el efluente del mismo reactor, en el mismo lugar. La LAT presentó remociones de materia orgánica, nitrógeno amoniacal y fósforo soluble en torno del 66, 71 y 14% respectivamente, y 2,10 unidades logarítmicas de *E. coli*. Frente a las lagunas de pulimento, la laguna de alta tasa presentó desempeño inferior para remoción de fósforo total, debido a los bajos valores de pH que limitaron la precipitación de los fosfatos, y de *E. coli*, como resultado del menor TRH y de la menor área de la LAT.

Couto et al. (2015) evaluaron el postratamiento del efluente del reactor UASB anteriormente comentado por medio de lagunas de alta tasa. Los autores estudiaron el efecto de diferentes intensidades de radiación solar (bloqueo de 9, 18, 30 y 60% de la radiación incidente en las condiciones típicas de clima tropical) en la asimilación del N y el crecimiento de la comunidad bacteriana y algal. En las LAT, cuyos efluentes presentaron productividad de clorofila *a* entre 74 y 138 mg/m^2.d y concentraciones medias de N-NH_4^+ que variaron entre 2,6 y 3,9 mg/L, fue la nitrificación el principal proceso de transformación/remoción del N, mientras que la volatilización reportó valores menores a los esperados debido a los bajos valores de pH medidos. La intensidad de la radiación

solar incidente no comprometió la asimilación del N, pues la biomasa bacteriana puede desarrollarse en condiciones no favorables para las microalgas.

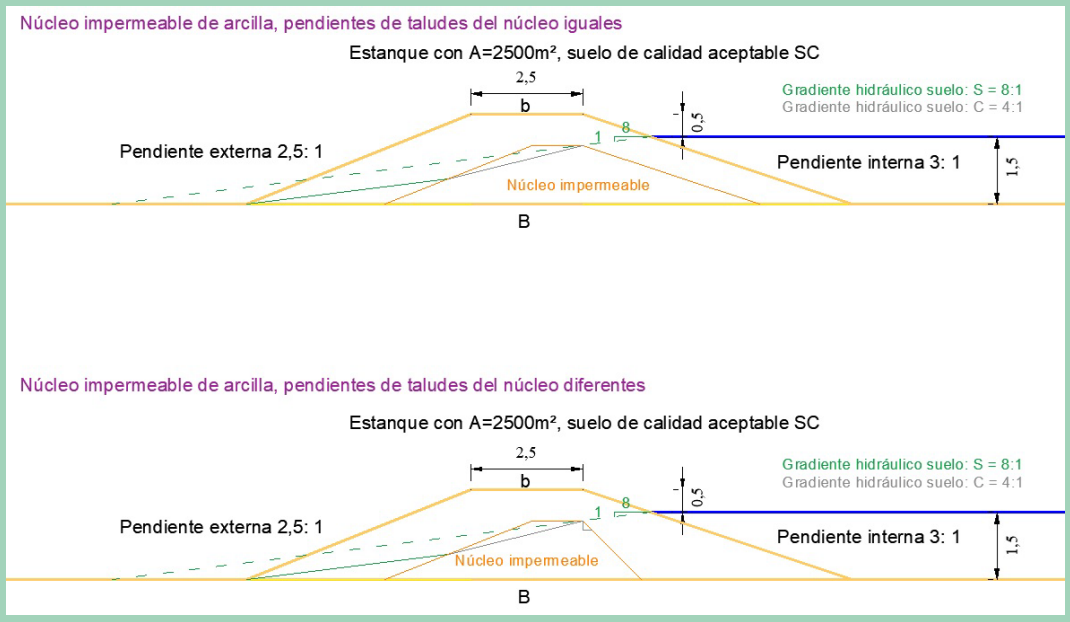
En la misma línea de experimentos, Assemany et al. (2015) reportaron 32 géneros de fitoplancton en las lagunas de alta tasa, con predominio de la clase de microalgas clorofíceas; adicionalmente comentaron que el bloqueo de 30% de la radiación solar produjo menor variabilidad de la comunidad fitoplanctónica con mayor densidad de individuos. En los efluentes de las lagunas sin interferencia y con bloqueo de 30% de la radiación solar se calcularon concentraciones medias de clorofila *a* de 1,54 y 1,59 mg/L respectivamente y correspondientes concentraciones medias de $N\text{-}NH_4^+$ de 12,43 y 16,35 mg/L.

5.7 CONSIDERACIONES ADICIONALES

Según Coleman et al. (1974), pese a que un sistema de tratamiento biológico avanzado o un sistema de tratamiento físico-químico avanzado producirán un efluente de alta calidad, el uso de lagunas de estabilización y la inclusión de peces en las unidades de tratamiento o en tanques con sus efluentes, propicia la eliminación de algas a través de la cadena alimentaria ecológica, generando un producto útil en forma de biomasa de peces en lugar de un producto fitoplanctónico que requiere eliminación posterior. Entre las alternativas para el uso del pescado se encuentra la alimentación animal, la venta de peces vivos como carnada para otras especies acuáticas, el repoblamiento o el forraje. Adicionalmente, a tales ventajas, Coleman et al. (1974) reportaron un progresivo mejoramiento en la calidad del efluente de las lagunas con presencia de peces con excelentes resultados en términos de la remoción de DBO, sólidos en suspensión, nitrógeno total, amoníaco, fósforo total, coliformes fecales y turbiedad con respectivos valores en el efluente final de 6 mgDBO/L, 12 mgSS/L, 2,74 mgN/L, 0,12 $mgNH_3$/L, 2,11 mgP/L, 20 CF/100mL y 9 UNT.

06

Dimensionamiento de estanques para la producción piscícola extensiva



Representación de cambio del gradiente hidráulico en un dique con contenido de arena y con núcleo de material impermeable

El capítulo presenta una revisión de las informaciones más relevantes asociadas al dimensionamiento de estanques para la producción piscícola y los criterios geométricos reportados en la literatura, con énfasis en el cultivo extensivo de peces. Se reportarán criterios de dimensionamiento y de geometría de los estanques recurriendo principalmente a informaciones recomendadas históricamente por la FAO y se ejemplifican las características geométricas a partir de informaciones típicas presentando esquemas que faciliten la comprensión de los conceptos y criterios abordados.

6.1 COMPONENTES BÁSICOS PARA ESTANQUES DE PISCICULTURA CON EFLUENTES TRATADOS

Las características principales que deben tener los estanques destinados a la piscicultura son:

- Las paredes del estanque o diques, cuya función es retener el agua;
- Tuberías o canales, que propician el ingreso y la salida del agua del estanque;
- Dispositivos de regulación del agua, que controlan el nivel o el caudal del agua o ambas cosas;
- Senderos y caminos en los muros del estanque, para facilitar el acceso al mismo;
- Instalaciones de cultivo y otros equipos necesarios para el manejo del agua y de los peces

6.1.1 Fuente de abastecimiento del agua

Ya que el presente texto tiene un énfasis especial en las unidades para cultivo extensivo de peces en efluentes tratados las fuentes del agua para la actividad productiva pueden ser:

- El efluente tratado, proveniente de una serie de lagunas de estabilización, o de lagunas de alta tasa que funcionen como unidades para postratamiento de efluentes de reactores anaerobios, o efluentes de sistemas de tratamiento de aguas residuales cuya opción de pulimento sean lagunas de maduración
- Agua de lluvia, pues las precipitaciones caerán sobre el espejo de agua de las unidades de cultivo
- Líquido proveniente de algún curso de agua superficial a partir del cual se realiza una derivación del flujo hacia las unidades de cultivo
- Agua subterránea, proveniente de pozos aledaños a las unidades de cultivo

No se contempla el ingreso de aguas subterráneas ya que el fondo y paredes de los estanques deberán ser impermeables para así evitar la contaminación de aguas subterráneas como resultado de la infiltración del agua residual tratada contenida en las unidades de cultivo.

La disposición de fuentes de agua fresca de origen superficial o subterráneo puede ser de utilidad para efectos de generar dilución de las aguas residuales tratadas, para el llenado parcial inicial de las unidades de cultivo en cada ciclo productivo, o para el llenado de unidades para limpieza de los organismos hidrobiológicos.

6.1.2 Características físicas de los estanques

De acuerdo con Edwards (1992), el tamaño de los estanques utilizados para el reúso de excretas varía de unos 400 m^2 para los estanques alimentados con el denominado *night-soil* en Java, hasta del orden de 10 ha para los estanques alimentados con aguas residuales de Múnich. Los estanques grandes son más baratos de construir que los pequeños en términos del costo de construcción por unidad de superficie de agua; adicionalmente, una mayor superficie de agua puede lograrse en una determinada cantidad de terreno mediante la construcción de estanques grandes en lugar de pequeños, ya que se requiere de menos material térreo para los diques. Sin embargo, los estanques muy grandes son difíciles de operar si los peces deben ser capturados con red (actividad que en algunos países de América Latina se denomina "chinchorreo") y se necesita un tiempo considerable para su drenado y para volverlo a llenar. Las experiencias en China reportaron que el tamaño deseable para un estanque abastecido con aguas residuales era de 3,3 a 6,7 ha; se argumentaba que la fertilidad era desigual y que la captura de los peces era difícil en estanques más grandes, y que los estanques más pequeños eran sensibles a la sobrecarga, lo que a menudo provocaba la muerte de peces. Para las zonas de los trópicos se suelen recomendar estanques más pequeños con áreas entre 0,2 y 0,5 ha.

Los estanques deben ser lo suficientemente profundos para evitar el crecimiento de macrófitas acuáticas sumergidas, pero también lo suficientemente superficiales como para mantener el crecimiento de algas y el oxígeno disuelto en todas las profundidades. En la experiencia China Zhou (1986) recomendó estanques profundos, con 2 a 3 m de profundidad, porque dichos estanques tienen una alta capacidad de retención de agua y por tanto también de peces. Sin embargo, en otro estudio chino sobre estanques

alimentados con aguas residuales se recomendó una profundidad media de 1 a 1,5 m porque las profundidades del agua superiores a 2 m provocan el desarrollo de zonas anaerobias (Fish Culture Research Institute, 1979). En las zonas correspondientes a los trópicos los estanques suelen ser poco profundos, de 1 a 1,5 m de profundidad.

Según Edwards (1992), las entradas y salidas de los estanques alimentados con aguas residuales deben construirse en lados opuestos de la unidad de cultivo, y en los extremos más distantes, para evitar cortocircuitos. El diseño del estanque debe garantizar que toda el área esté completamente utilizada y que en ninguna parte haya sobrecarga. Las entradas y salidas también deben estar equipadas con pantallas para evitar la pérdida de peces y se recomienda el uso de compuertas para controlar el nivel del agua. Las unidades de cultivo deben tener los dispositivos necesarios para detener el flujo de aguas residuales hacia el estanque al recolectar peces o al secar y desinfectar el mismo. Se debe instalar canales de desvío de las aguas residuales para prevenir la sobrecarga de materia orgánica.

Se requiere de un programa periódico de drenaje y secado para realizar la cosecha total de los estanques y para controlar los parásitos y las enfermedades de los peces mediante el uso de cal viva, para dar tiempo a la rutina de mantenimiento de los estanques, para oxidar sedimentos orgánicos por exposición al aire y controlar la densidad de peces almacenados (Liebmann 1960, Hickling 1971, Donaszy 1974).

6.1.3 Profundidad del estanque y del dique

Para determinar la altura que se debe dar al dique que confinará el agua de los estanques la FAO (2003) recomienda tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La profundidad que debe tener el agua del estanque;
- El borde libre del estanque, que es la parte del dique que sobresaldrá de la superficie del agua. Su valor oscila entre los 0,25 m para estanques pequeños, con áreas del orden de 200 m^2 y 0,50 m para estanques con áreas que superan los 2000 m^2;

- La altura del dique que se perderá como consecuencia del asentamiento, teniendo en cuenta la compactación del subsuelo por el peso del dique y el asentamiento del material térreo utilizado en la construcción del dique. Dicho asentamiento previsto oscila normalmente entre el 5 y el 20 por ciento de la altura de construcción del dique.

De acuerdo con FAO (2003) los porcentajes de asentamiento que se puede esperar para diferentes tipos de condiciones de compactación se presentan en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1 Asentamiento de los suelos de los estanques

Compactación	Asentamiento posterior previsto (% del volumen de construcción)
Buena: suelo estratificado, apisonado/regado	1-5
Normal: suelo apisonado/regado	5-10
Mala: suelo apisonado/no regado	10-15

Fuente: FAO (2003)

Los datos de la Tabla 6.1 sugieren que, para procesos constructivos adecuados, con diques conformados por medio de capas compactadas con la humedad óptima, fruto de estudios de las propiedades físico mecánicas del tipo de suelo a utilizar se puede esperar mayor estabilidad volumétrica y menores valores de asentamiento.

6.1.4 Dimensiones típicas para estanques en tierra

A continuación, en la Tabla 6.2 se presentan valores recomendados por la FAO (2003) para tres tamaños típicos de estanques considerando dos tipos de suelo que los conforman: 1- Suelos de calidad buena, tales como: arcillas, arcillas limosas, arcillas limosas con bajo porcentaje de arenas; 2- Suelos de calidad aceptable como los limos y limos arenosos

Tabla 6.2 Ejemplos de dimensiones de diques para estanques en tierra

Tamaños de los estanques (m^2)	**200**		**400 - 600**		**1000 - 2500**	
Calidad del suelo	Buena	Aceptable	Buena	Aceptable	Buena	Aceptable
Profundidad máxima del agua (m)	0,80		1,00		1,30	
Sobreelevación, o borde libre (m)	0,25		0,30		0,50	
Altura del dique (m)	1,05		1,30		1,80	
Ancho de corona del dique (m)	0,60	0,80	1,00	1,30	1,50	2,00
Pendiente del talud seco	1,5:1	2:1	1,5:1	2:1	1,5:1	2,5:1
Pendiente del talud húmedo	1,5:1	2:1	2:1	2,5:1	2:1	3:1
Asentamiento previsto (%)	20	20	15	15	15	15

Fuente: FAO (2003)

La pendiente del talud húmedo suele ser menos fuerte que la del lado seco por la necesidad de garantizar mayor estabilidad de su superficie ante los efectos del oleaje, las perforaciones que ciertas especies de peces practican en las paredes de los estanques para adecuar sus nidos e inclusive para evitar daños que se podrían presentar en el talud como fruto de la circulación de personal que realiza labores de alimentación, monitoreo, cosecha o muestreo mediante chinchorreo, entre otras.

En particular, para el diseño de estanques destinados a la producción de carpa en efluentes tratados, Ghosh et al. (1985) recomiendan que los estanques posean un área que oscile entre 0,3 y 1 hectáreas, que los taludes posean una pendiente de 3: 1 y que la máxima profundidad de la columna de agua sea de 1,5 m.

A continuación, y para efectos de representar de manera más evidente la geometría de las unidades de cultivo, se presentan las dimensiones que corresponderían a estanques con espejo de agua de 250 m^2 y en los que se adoptan algunas de las dimensiones anteriormente recomendadas; sin embargo, cabe mencionar que los estanques normalmente utilizados para cultivo extensivo de peces en efluentes tratados deberán tener dimensiones mayores, del orden de 0,5 a 1 hectárea.

6.1.5 Ejemplo, dimensionamiento estanque totalmente excavado en terreno plano y suelo arcilloso con área de 250 m² de espejo de agua

- Se adoptó un ancho del espejo de agua (B) de 10 metros
- Se adoptó una relación: largo/ancho (L/B) para el espejo de agua de 2,5:1
- Con base en la relación L/B el largo del espejo de agua es de 25 metros
- El espejo de agua previsto para el estanque es de L*B = 10 m * 25 m = 250 m^2
- El material del suelo de excavación es arcilloso, por ello la pendiente de los taludes es de 45°
- La profundidad mínima adoptada para la columna de agua fue de 1,0 metros
- La pendiente longitudinal en el fondo del estanque fue del 2%
- La profundidad máxima de la columna de agua, debido a la pendiente del 2% en el fondo fue de 1,45 metros
- El valor del borde libre adoptado fue de 0,50 metros; sin embargo, para efectos de reducir los volúmenes de excavación se puede recurrir a bordes libres menores, del orden de los 0,25 m, similares a los recomendados para estanques conformados plenamente por diques perimetrales construidos con material térreo o estanques mixtos, con excavación y relleno mediante diques

La Figura 6.1 presenta la vista en planta correspondiente al estanque totalmente excavado en terreno plano y suelo arcilloso con un área de espejo de agua de 250 m^2.

La Figura 6.2 presenta el perfil longitudinal del estanque totalmente excavado en terreno plano con sus dimensiones principales

La Figura 6.3 presenta una vista de perfil longitudinal detallando el área de excavación para un estanque totalmente excavado en terreno plano indicando sus dimensiones principales

La Figura 6.4 presenta una sección transversal detallando las dimensiones principales para un estanque totalmente excavado en terreno plano con espejo de agua de 250 m^2.

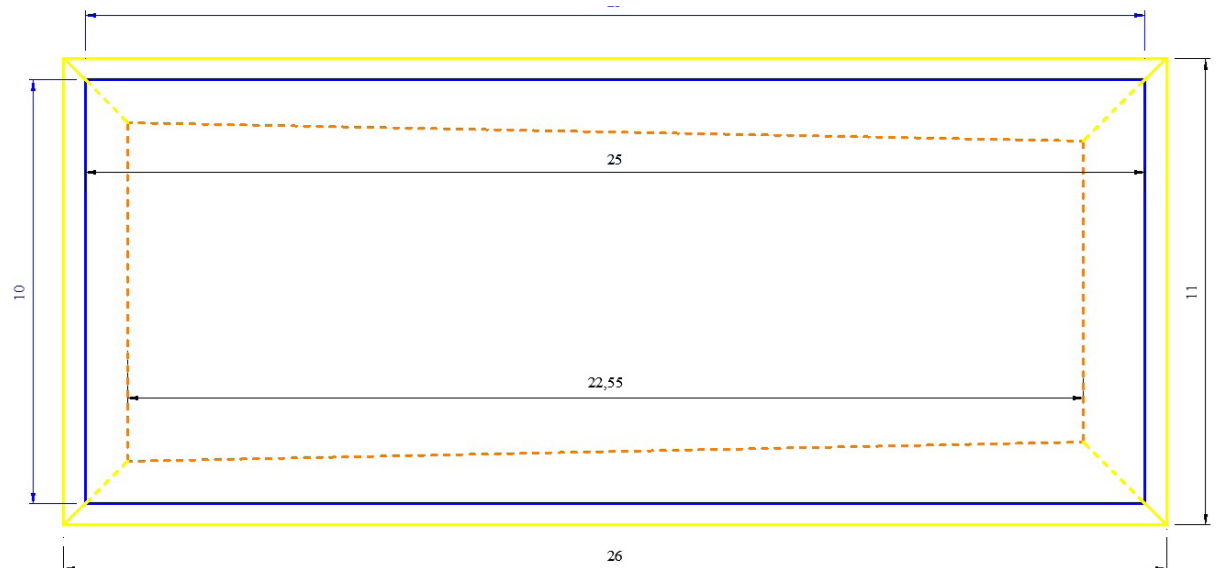


Figura 6.1 Vista en planta para estanque totalmente excavado en terreno plano y espejo de agua de 250 m^2

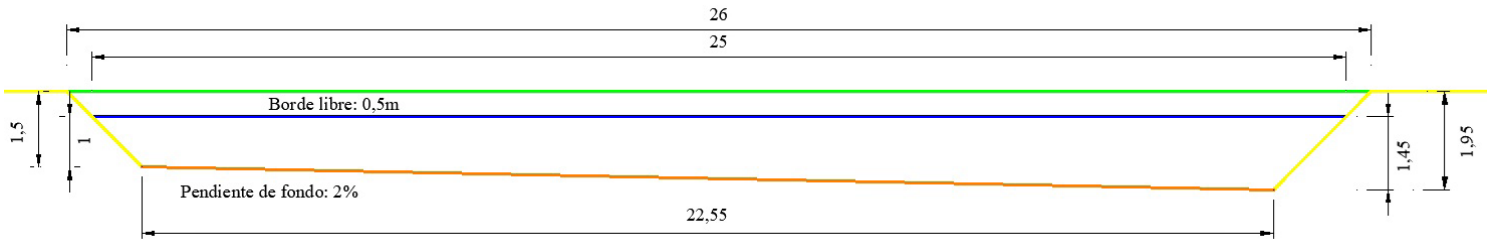


Figura 6.2 Vista del perfil longitudinal para estanque totalmente excavado en terreno plano y espejo de agua de 250 m^2.

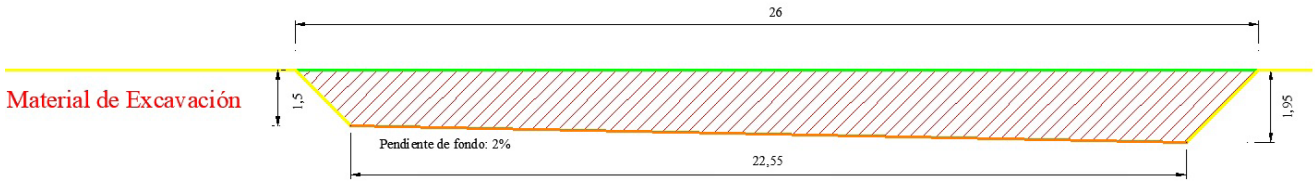


Figura 6.3 Perfil longitudinal detallando el área de excavación para estanque totalmente excavado en terreno plano con espejo de agua de 250 m^2

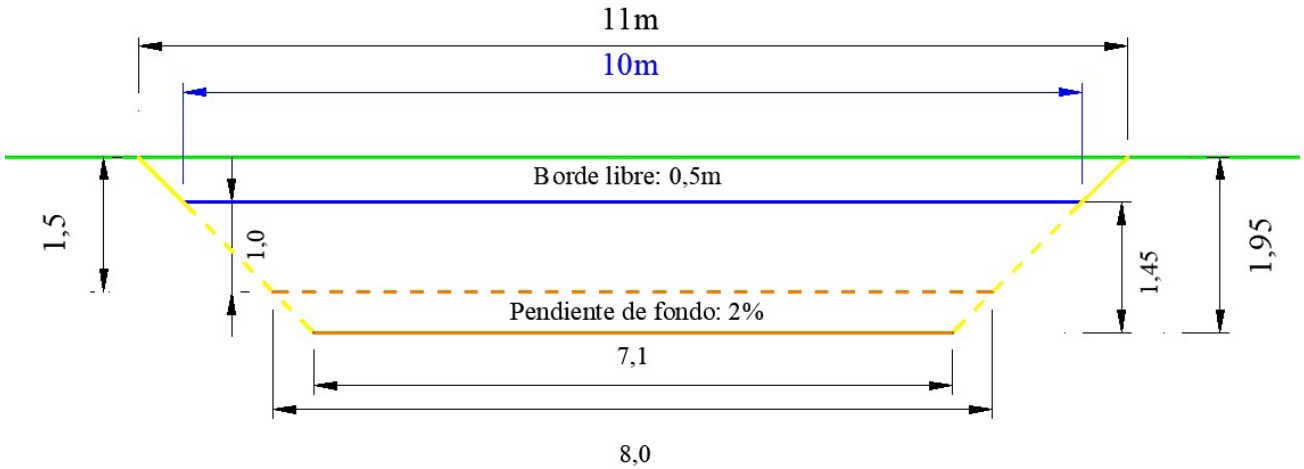


Figura 6.4 Sección transversal para estanque totalmente excavado en terreno plano y espejo de agua de 250 m^2

6.1.6 Ejemplo, dimensionamiento estanque construido parcial o totalmente con diques perimetrales sobre terreno plano, con suelo arcilloso y espejo de agua de 250 m².

- Se adoptó un ancho del espejo de agua (B) de 10 metros
- Se adoptó una relación: largo/ancho (L/B) para el espejo de agua de 2,5:1; con base en ello, el largo del espejo de agua es de 25 metros
- El espejo de agua previsto para el estanque es de L*B = 10 m * 25 m = 250 m^2
- El material del suelo de construcción es exclusivamente arcilloso, y su proceso de construcción se realizará por capas sucesivas sometidas a proceso de compactación; por ello la pendiente adoptada para los taludes es de 45°
- Se proporcionará un ancho de corona de 2 m para garantizar buena robustez a los diques
- La profundidad mínima adoptada para la columna de agua fue de 1,0 metros
- La pendiente longitudinal en el fondo del estanque fue del 2%
- La profundidad máxima de la columna de agua, debido a la pendiente del 2% en el fondo fue de 1,45 metros
- El borde libre adoptado para el estanque de acuerdo a sus dimensiones es de 0,25 m; por ello, la altura máxima de diseño que se espera tener para el dique corresponde a la profundidad máxima de la columna de agua más el borde libre: 1,45 m + 0,25 m = 1,70 m
- Como fue anteriormente comentado, para prever los efectos del asentamiento de los diques a lo largo del tiempo constructivamente se debe garantizar una altura adicional a los diques expresada en términos de un porcentaje adicional de la altura de diseño. Ya que se garantizará un proceso constructivo adecuado, por capas debidamente compactadas, y ya que el material de los diques será arcilla se adopta una altura adicional del 15% de la altura de diseño; por lo tanto, la altura construcción de los diques será: 1,70 m * 1,15

= 1,95 m. Como la profundidad máxima del agua será de 1,45 m se tiene que el borde libre adoptado para el proceso constructivo es de 0,50 metros.

La Figura 6.5 presenta la vista en planta correspondiente a un estanque totalmente construido a partir de movimiento de tierras en términos de relleno; es decir, mediante construcción de diques excavados en terreno plano y suelo arcilloso con un área de espejo de agua de 250 m^2.

La Figura 6.6 presenta el perfil longitudinal del estanque totalmente construido con material de relleno, en terreno plano con sus dimensiones principales

La Figura 6.7 presenta el perfil longitudinal del estanque parcialmente construido con material de relleno y con excavación desde el fondo del estanque en la zona de menor profundidad de la columna de agua, en terreno plano con sus dimensiones principales

La Figura 6.8 presenta el perfil longitudinal del estanque parcialmente construido con material de relleno, y con excavación desde una cota correspondiente al 40% de la columna de agua medida desde la superficie del líquido en la zona de menor profundidad, en terreno plano con sus dimensiones principales

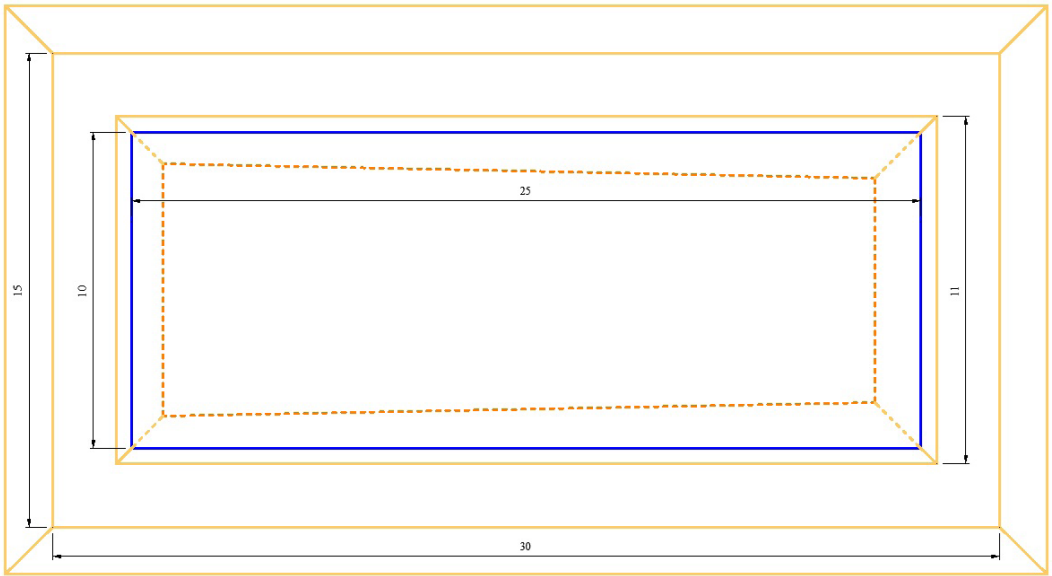


Figura 6.5 Vista en planta para estanque totalmente construido con diques, en terreno plano y espejo de agua de 250 m^2

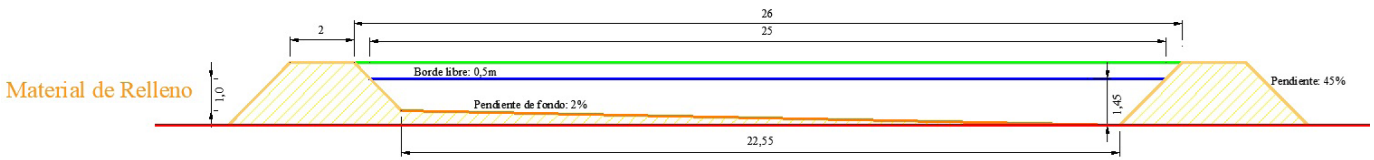


Figura 6.6 Perfil longitudinal para estanque totalmente construido con material de relleno, sobre terreno plano y con espejo de agua de 250 m^2

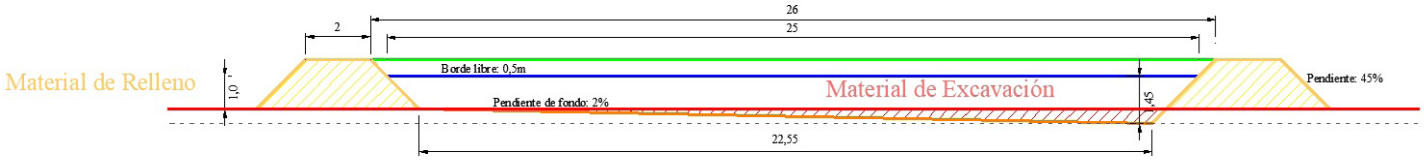


Figura 6.7 Perfil longitudinal para estanque parcialmente construido con material de relleno, sobre terreno plano y con espejo de agua de 250 m^2

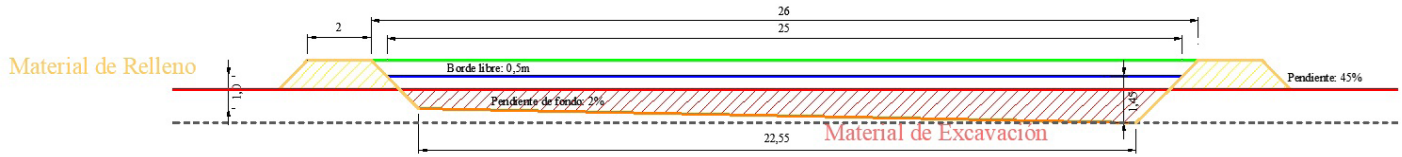


Figura 6.8 Perfil longitudinal para estanque construido con material de relleno y mediante excavación, sobre terreno plano y con espejo de agua de 250 m^2

A continuación, la Figura 6.9 ilustra detalles relativos a la geometría del dique para estanques con un área de espejo de agua de 2500 m^2 y a partir del uso de diferentes materiales para la conformación del dique, manteniendo la misma geometría del ancho de corona.

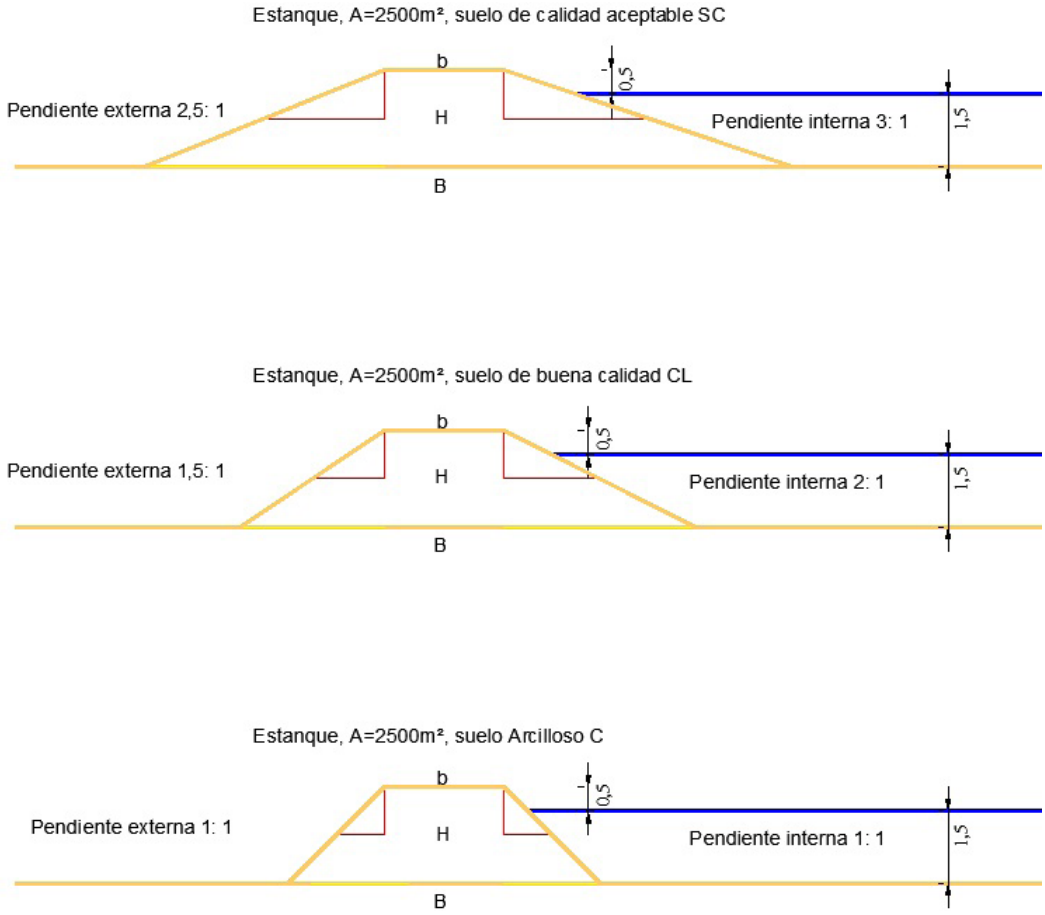


Figura 6.9 Geometrías del dique perimetral para estanques con espejo de agua de 2500 m^2 y diferentes tipos de suelo

En la parte superior de la Figura 6.9 se representa un dique conformado por un suelo de características aceptables: SC; es decir una arena arcillosa, que por su menor estabilidad y alta permeabilidad amerita la construcción del talud interno con una pendiente de 3:1 y el talud externo con una pendiente ligeramente más pronunciada de 2,5:1. En la parte media de la figura se representa un dique conformado por un suelo de buena calidad:

CL; es decir una arcilla limosa, que por su mayor estabilidad y menor permeabilidad justifica la construcción del talud interno con una pendiente de 2:1 y el talud externo con una más pronunciada de 1,5:1. Finalmente, en la parte inferior se representa un dique conformado por un suelo de muy buena calidad: C; es decir estrictamente arcilloso, que por su alta estabilidad y muy baja permeabilidad justificaría la construcción tanto del talud interno como del externo con una pendiente de 1:1.

Si el espejo de agua correspondiese a ¼ de hectárea; es decir, 2500 m^2 y si se pretendiera proporcionarle al estanque una relación largo:ancho de 3:1 se tiene que las dimensiones del espejo de agua serán:

$$Área = L * B$$

Ya que para la geometría adoptada L = 3*B, sustituyendo en la ecuación anterior se tiene que:

$$Área = 3B * B \quad \rightarrow \quad Área = 3 * B^2$$

Como el área que se pretende proporcionar al espejo de agua es de 2500 m^2 se tiene que el valor del ancho del espejo de agua es:

$$2500m^2 = 3 * B^2 \quad \rightarrow \quad B^2 = \frac{2500m^2}{3} \quad \rightarrow \quad B = \sqrt{833{,}33m^2} \quad \rightarrow \quad B = 28{,}86m$$

Se decide aproximar el valor de B a 29 metros, de tal manera que al momento de realizar muestreo o cosecha por chinchorreo se utilice un chinchorro de 30 m de longitud. Ya que L = 3*B se tiene que la longitud del espejo de agua será: L = 29 m*3 = 87 metros.

Utilizando las dimensiones anteriormente comentadas, el área del espejo de agua será: A = L*B, entonces A = 87 m * 29 m = 2523 m^2.

La Figura 6.10 presenta la vista en planta correspondiente a un estanque totalmente construido a partir de relleno en material térreo; es decir, mediante construcción de diques excavados en terreno plano y suelo arcilloso con un área de espejo de agua de 2500 m^2.

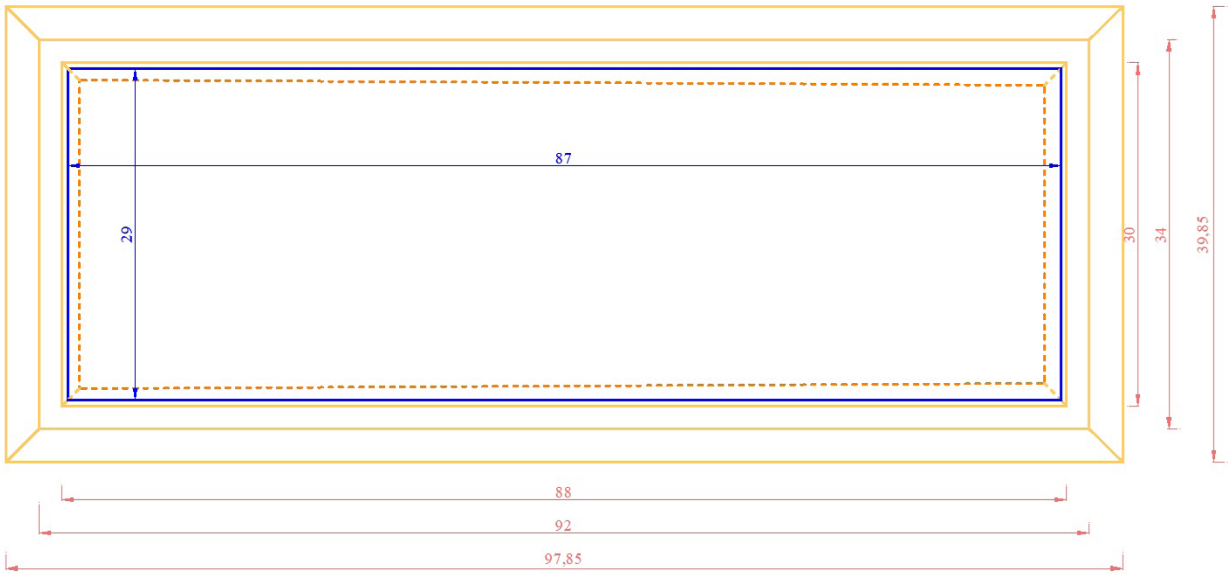


Figura 6.10 Vista en planta para estanque totalmente construido con diques, en terreno plano y espejo de agua de 2500 m^2

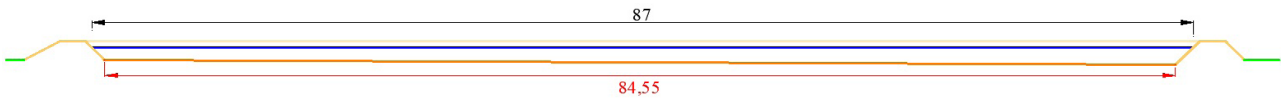


Figura 6.11 Perfil longitudinal para estanque totalmente construido con material de relleno, sobre terreno plano y con espejo de agua de 2500 m^2

La Figura 6.11 presenta el perfil longitudinal del estanque totalmente construido con material de relleno, área del espejo de agua de 2500 m^2, dispuesto sobre un terreno plano, con sus dimensiones principales.

6.1.6 Gradiente hidráulico

Un dique construido en su totalidad en material térreo de buena calidad se considera impermeable cuando el límite superior de su zona mojada, la denominada "línea de saturación", penetra en el dique, pero sin aflorar al exterior. Cuanto mejor sea el suelo utilizado para la construcción del dique, mayor será la desviación hacia debajo de la línea de saturación y menos robusto deberá ser el dique. La pendiente de dicha línea de saturación, el gradiente hidráulico, varía normalmente entre 4:1 (para suelo arcilloso) y 8:1 (para suelo arenoso).

A continuación, la Figura 6.12 esquematiza la representación del gradiente hidráulico para tres tipos de suelo, con sus respectivas pendientes de taludes, que conforman un dique con ancho de corona de 2,5 m, altura total de 2,0 y columna de agua de 1,5 m de profundidad, para un estanque con área de espejo de agua de 2500 m^2. Para efectos de ilustrar el comportamiento hipotético del gradiente hidráulico en los tres diques se han representado las pendientes que tendría la línea de saturación en el cuerpo de la estructura de contención para la geometría de cada uno de los tres diques.

En las tres imágenes de la Figura 6.12 se aprecia el perfil supuesto para el gradiente hidráulico con el que atravesaría el cuerpo del dique, con igual geometría del ancho de corona de 2,5 m, con base en tres tipos de suelos y con las pendientes de los taludes según el correspondiente tipo de suelo. A partir de la superficie libre del agua, ubicada a la derecha del dique, se graficó el comportamiento que tendría el gradiente hidráulico como resultado de la permeabilidad de cada tipo de suelo según lo recomendado por la FAO (2003); en color verde se ilustró el comportamiento esperado para un suelo arcilloso, con una pendiente muy leve de 8:1; en color morado se representó el comportamiento

esperado para un suelo mixto, con arcilla y arena, con una pendiente moderada de 6:1; en color gris se ilustró el comportamiento esperado para un suelo arenoso, con una pendiente muy pronunciada de 4:1.

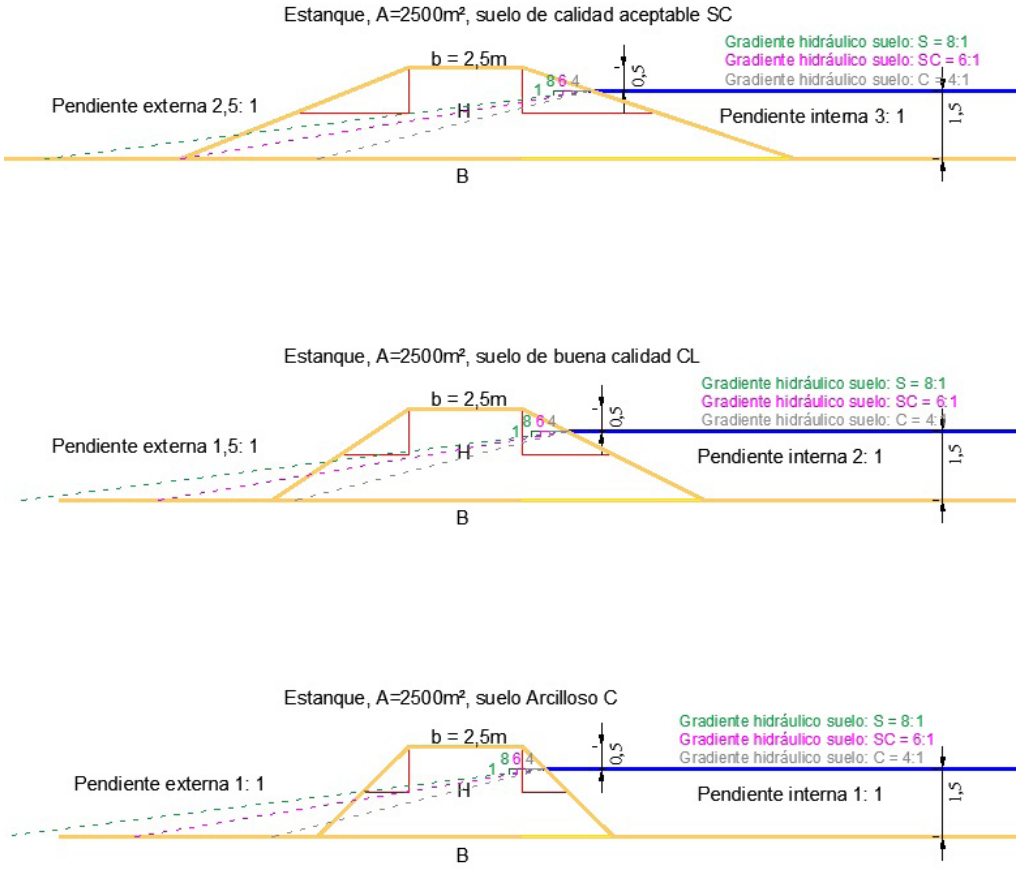


Figura 6.12 Representación de gradientes hidráulicos en diques conformados por diferentes tipos de suelos para un estanque con espejo de agua de 2500 m^2

En la imagen superior de la Figura 6.12 se aprecia que la línea de saturación queda dentro del dique para los suelos arcilloso y mixto; sin embargo, para el suelo arenoso lograría superar el ancho de la base y se esperaría tener eventuales filtraciones. En la imagen del medio se observa que la línea de saturación únicamente permanece dentro del cuerpo del dique para el suelo arcilloso y se esperarían filtraciones de líquido a través del suelo para los otros dos tipos de suelo. Para la imagen inferior, dadas las

mayores pendientes de los taludes interno y externo, pues los suelos arcillosos poseen mayor estabilidad requiriendo por ello menores volúmenes para la conformación del dique, y asumiendo que, si se tuviese la posibilidad de conformar un dique con dicha geometría en un suelo arenoso, se esperaría que en los tres casos la línea de saturación atraviese el suelo de la estructura de contención y aflore en el extremo exterior.

En todos los casos es totalmente inaceptable que el agua contenida en los estanques tenga un afloramiento al exterior ya que al estar confinando efluentes sanitarios, y pese a encontrarse debidamente tratados hasta un cierto nivel de depuración, el líquido representa un riesgo desde el punto de vista microbiológico para los humanos por la presencia de patógenos, principalmente virus y bacterias ya que los quistes de protozoarios y huevos de helmintos debieron ser oportunamente removidos en las unidades de tratamiento primario y secundario. Sumado a ello se encuentra la eventual posibilidad de que se genere la pérdida de material de suelo como resultado del arrastre de suelo con el flujo de agua que atraviese el dique, lo que conllevaría a una progresiva pérdida de capacidad de soporte y al eventual colapso de la estructura de contención; en especial el fenómeno cobra mayor relevancia para suelos granulares o mixtos pues se puede presentar el fenómeno de la tubificación que efectivamente en el evento extremo suscitaría la falla del dique con el grave riesgo de inundar zonas aledañas con el efluente tratado y con la pérdida de los organismos hidrobiológicos cultivados.

Para evitar desde el momento del diseño la pérdida de agua en diques con material arenoso, manteniendo las dimensiones de la corona del dique (2,5 m) y la pendiente del talud interno (3:1) manteniendo la estructura del dique únicamente conformada por el material granular sería necesario recurrir a un mayor robustecimiento de la estructura modificando la pendiente del talud externo, como se indica en la Figura 6.13.

Al comparar la imagen de la parte superior de la Figura 6.12 con la de la Figura 6.13 se observa que en esta nueva imagen se modificó la pendiente del talud externo, pasando de 2,5:1 a 3,1, haciendo de esa manera que se robustezca la estructura de soporte; sin

embargo, se esperaría que la línea de saturación logre atravesar el dique induciendo así a la eventual pérdida de líquido y asociada a ella los riesgos inaceptables comentados en los párrafos anteriores. Ya en la imagen inferior de la Figura 6.13 se observa que el robustecimiento aún mayor del cuerpo del dique garantizaría que se impide el flujo de los efluentes tratados a través del cuerpo del dique, convirtiéndose de esa manera en la geometría más adecuada para dicha estructura de confinamiento del líquido, conformada única y exclusivamente por material térreo.

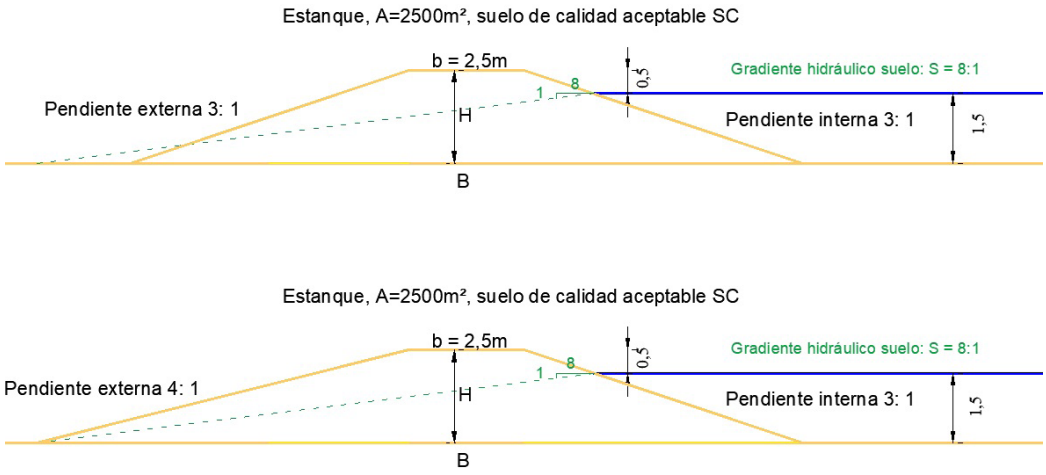


Figura 6.13 Representación de gradientes hidráulicos en diques conformados en suelo arenoso para un estanque con espejo de agua de 2500 m^2

Para efectos de evitar el incremento demasiado drástico en el movimiento de tierras en la conformación de los diques perimetrales para material mixto con contenido de arenas se puede recurrir a la incorporación de un núcleo impermeable, a ser localizado en la parte central o "corazón" del dique, conformado por material arcilloso de mucho menor permeabilidad que el suelo arenoso. Dicha alternativa modificará la pendiente del gradiente hidráulico que atraviesa el dique y de esa manera se lograría evitar el afloramiento de efluentes tratados a través de la pared externa del dique. A continuación, la Figura 6.14 ilustra dicha alternativa de control.

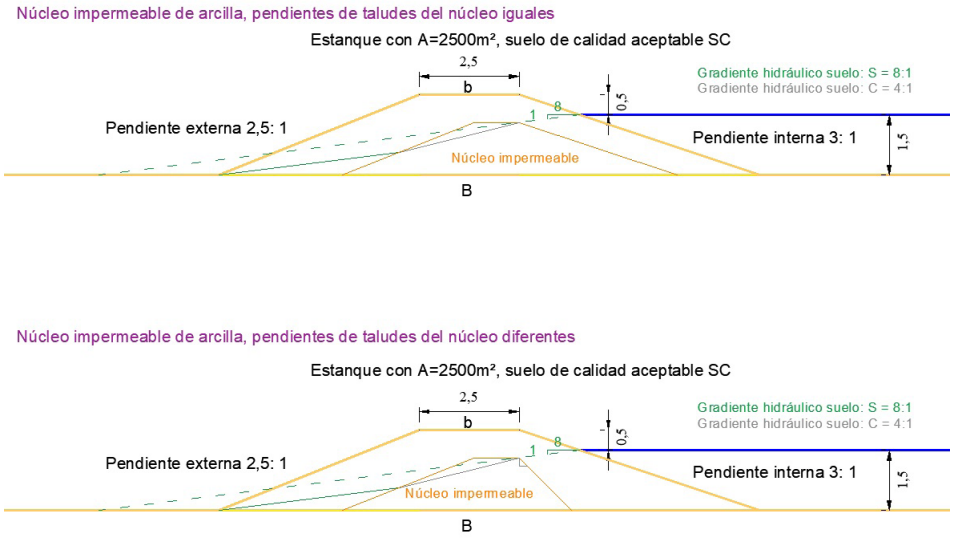


Figura 6.14 Representación de modificación del gradiente hidráulico en un dique con contenido de arena y con núcleo de material impermeable

Como puede observarse en la imagen superior de la Figura 6.14, la incorporación del núcleo de material "impermeable", manteniendo la geometría de taludes recomendada para el suelo en cuestión, modifica favorablemente la pendiente de la línea de saturación hasta el punto de impedir la salida del efluente tratado a través de la pared el talud externo evitando así los eventuales riesgos sanitarios para los humanos por contacto con el agua y los problemas de estabilidad para la estructura en material térreo. Ya que la inclusión de material cohesivo en la conformación del núcleo impermeable supone el eventual transporte e "importación", desde zonas aledañas, de un suelo que eventualmente no se encuentre disponible dentro de la estación piscícola, es esperable un incremento en los costos de construcción, por ello lo más recomendable sería reducir la cantidad de suelo cohesivo modificando la pendiente de su talud más cercano a la cara interna del dique tal como se ilustró en la imagen inferior de la Figura 6.14.

Otra alternativa para evitar pérdida del líquido confinado en el estanque como resultado del flujo a través de medio poroso, sin la inclusión de un núcleo impermeable y sin la modificación de las pendientes recomendadas para los taludes de suelos con contenido

de arena, consiste en el robustecimiento del dique a través del aumento en el ancho de corona, como se ilustrará a continuación, en la Figura 6.15.

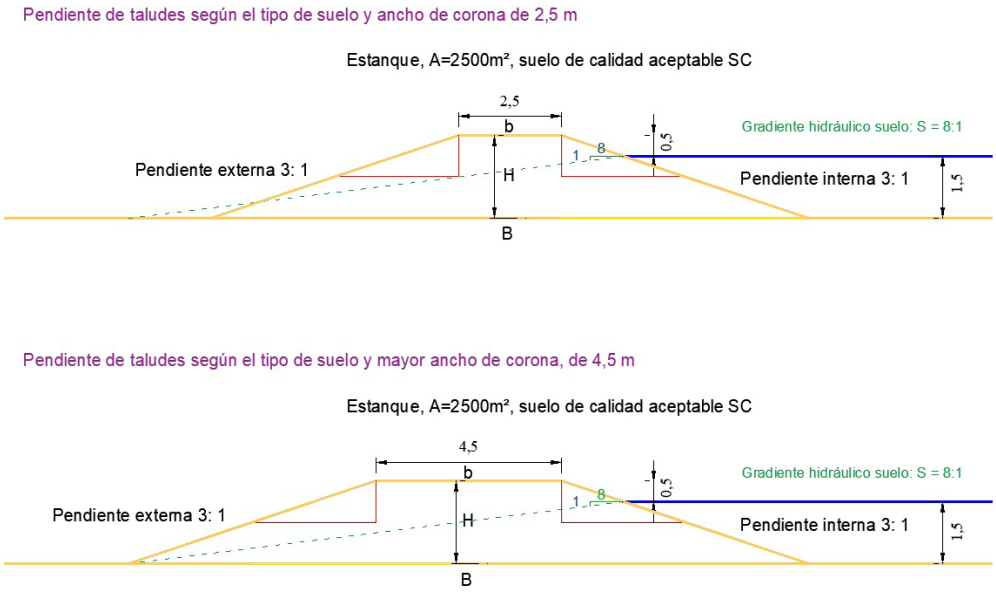


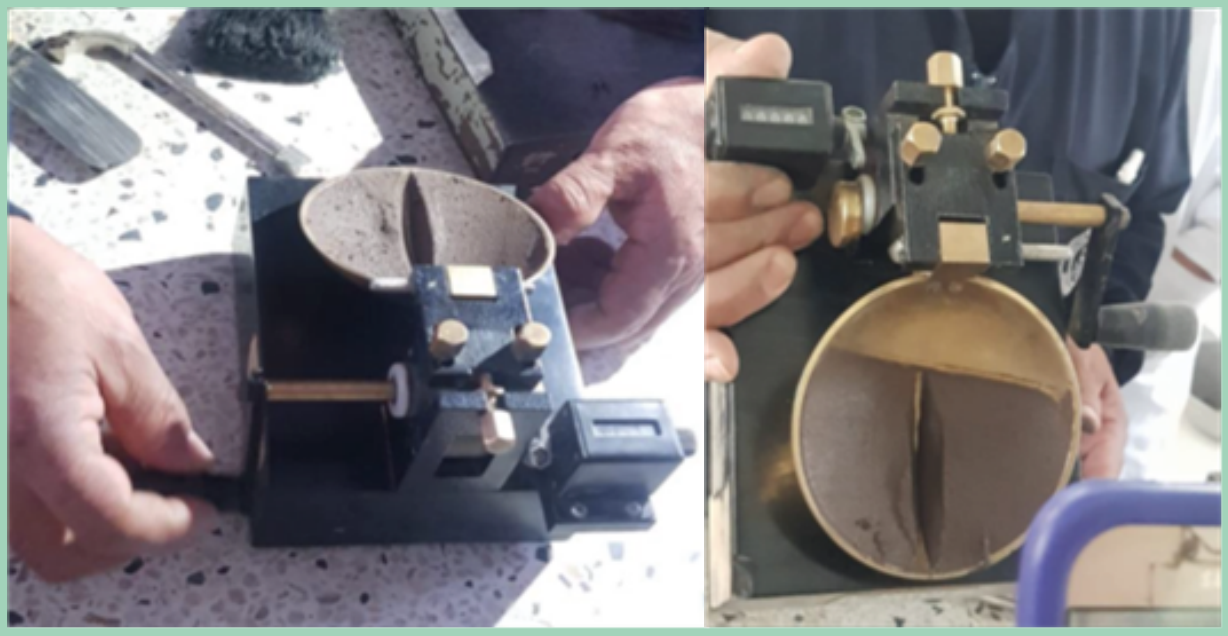
Figura 6.15 Representación de robustecimiento de un dique con contenido de arena para evitar migración del agua

En la parte superior de la Figura 6.15 se aprecia que pese a adoptar las características geométricas, en términos de pendiente de taludes, recomendadas para diques conformados por material con contenido de arenas y un ancho de corona de 2,5 metros no impediría el flujo de líquido a través del cuerpo del dique, lo que evidencia un riesgo. En la parte inferior de la figura se observa que el incremento del ancho de la corona del dique hasta una dimensión de 4,5 m impediría el problema antes mencionado; sin embargo, ello implica un aumento sustancial en la cantidad de material térreo requerida, haciendo de esa una alternativa poco recomendable desde el punto de vista económico.

Es fundamental que el ingeniero diseñador de la estación piscícola conjugue los diferentes criterios en la creación múltiples alternativas para que finalmente pueda seleccionar aquella que sea óptima desde el punto de vista de la seguridad, la funcionalidad y al menor costo posible.

07

Consideraciones geotécnicas para el diseño de estanques para piscicultura en material térreo



Imágenes ensayo límite líquido en cazuela de Casagrande

Como complemento a los criterios relativos al tipo de suelo para el dimensionamiento de estanques en material térreo se presenta en este capítulo un resumen de las principales características geotécnicas de utilidad en la piscicultura para la toma de decisiones en el diseño de las unidades de cultivo y las estructuras asociadas a su implementación y operación. Para tal fin se abordan temas como la caracterización granulométrica de los suelos, la determinación de los Límites de Atterberg, la clasificación unificada de los suelos, las características del flujo de agua en el medio poroso, así como las propiedades de densidad y de resistencia del suelo. Dichos temas se refieren a los principales aspectos geotécnicos a considerar desde el punto de vista ingenieril para trascender el énfasis tradicionalmente empírico otorgado por las instituciones que fomentan el desarrollo rural.

7.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-MECÁNICAS DE SUELOS

Según la FAO (2005) y la Water Research Commission (2010), para la selección del lugar en el que se pretende diseñar e implementar adecuadamente una estación piscícola se deben considerar los siguientes factores: El tipo de suelo; la calidad y cantidad de agua disponible (preferiblemente abastecida por gravedad); los requisitos para llenado y vaciado de los estanques; el tamaño, tipo y número de estanques; las especies a cultivar y las fases de su desarrollo.

De acuerdo con la FAO (2005), para determinar la competencia de un suelo las dos más importantes características a examinar son la textura del suelo (composición del tamaño de las partículas) y la porosidad o permeabilidad (habilidad para permitir el paso del agua). Para efectos de diagnosticar tales características, dicha organización recomienda metodologías de campo sencillas, como la manipulación de muestras de suelo parcialmente humedecidas para reconocer su capacidad de mantener la forma otorgada por la mano al apretarlas; adicionalmente recomienda practicar perforaciones a las cuales se les evalúa la capacidad de ingreso de agua del suelo perimetral, así como el llenado con agua y las eventuales pérdidas por infiltración a través del fondo.

Para efectos de abordar la temática desde una óptica ingenieril que trascienda los énfasis empíricos, la ingeniería geotécnica ofrece una serie de ensayos de laboratorio y/o de campo que permiten clasificar de manera precisa los suelos y determinar sus características físico mecánicas asociadas a la permeabilidad, estabilidad y aptitud como material para construcción de estanques o como medio de soporte de las estructuras hidráulicas. En las siguientes páginas se presentan breves descripciones de ensayos estandarizados para ejecutar a nivel de laboratorio o a nivel de campo, así como algunas fotografías que ilustran parte de los procedimientos utilizados para caracterizar el suelo y evaluar las características fisicomecánicas del material térreo.

Los fundamentos teóricos y conceptuales, así como las descripciones por extenso de dichos ensayos pueden encontrarse en diversas referencias bibliográficas sobre mecánica de suelos, algunas de ellas de gran difusión en el contexto de los países latinoamericanos tales como: el manual de ensayos de laboratorios de suelos de Bowles (1981); la serie de libros de los ingenieros Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez (1990 a, b y 2000) y textos como los de Das (2014), Lambe y Whitman (1987) y Peck et al. (2000) presentan fundamentos sobre la importancia de parámetros asociados a la caracterización y las propiedades físicomecánicas de los suelos para sus aplicaciones en ingeniería.

7.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS POR SU TAMAÑO DE PARTÍCULAS

Según Verruijt (2006), los suelos usualmente son clasificados en varios tipos. En muchos casos dichos tipos también poseen diferentes propiedades mecánicas. Una simple subdivisión de los suelos se basa en el tamaño de las partículas que constituyen al material.

7.2.1 Principales tipos de suelos

De acuerdo con Peck et al. (2000), los principales términos usados en ingeniería civil para describir los suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayoría de los suelos naturales son una mezcla de dos o más de dichos constituyentes y muchos contienen adicionalmente una fracción de material orgánico parcial o totalmente descompuesto. A la mezcla se le otorga el nombre del constituyente que ejercerá mayor influencia en su comportamiento y los otros constituyentes son indicados por adjetivos. Por ello, una arcilla limosa tiene predominantemente las propiedades de una arcilla, pero contiene una significativa cantidad de limo. Es importante tener en cuenta que, un limo orgánico estará compuesto principalmente por material mineral con una cantidad significativa de material orgánico.

Las gravas y arenas se conocen como “suelos de grano grueso” y a los limos y arcillas se los conoce como “suelos de grano fino”. La distinción se basa en la posibilidad de

diferenciar las partículas individuales a ojo desnudo. Los métodos para describir los suelos de grano grueso son diferentes a aquellos para describir a los de grano fino.

A continuación, en la Tabla 7.1 se presentan algunos de los criterios que permiten clasificar los suelos según el tamaño de sus partículas.

Tabla 7.1 Clasificaciones de suelos según el tamaño de sus partículas

Agencia	Clasificación	Límites del tamaño (mm)
U.S. Department of Agriculture (USDA)	Grava	> 2
	Arena muy gruesa	2 – 1
	Arena gruesa	1 – 0,5
	Arena media	0,5 – 0,25
	Arena fina	0,25 – 0,1
	Arena muy fina	0,1 – 0,05
	Limo	0,05 – 0,002
	Arcilla	< 0,002
International Society of Soil Mechanics (ISSS)	Grava	> 2
	Arena gruesa	2 – 0,2
	Arena fina	0,2 – 0,02
	Limo	0,02 – 0,002
	Arcilla	< 0,002
Federal Aviation Agency (FAA)	Grava	> 2
	Arena	2 – 0,075
	Limo	0,075 – 0,005
	Arcilla	< 0,005
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	Grava	> 2
	Arena gruesa	2 – 0,6
	Arena media	0,6 – 0,2
	Arena fina	0,2 – 0,06
	Limo grueso	0,06 – 0,02
	Limo medio	0,02 – 0,006
	Limo fino	0,006 – 0,002
	Arcilla gruesa	0,002 – 0,0006
	Arcilla media	0,0006 – 0,0002
	Arcilla fina (coloides)	< 0,0002

American Association of state Highway and Transportation Officials (AASHTO)	Grava	76,2 – 2
	Arena gruesa	2 – 0,425
	Arena fina	0,425 – 0,075
	Limo	0,075 – 0,002
	Arcilla	< 0,002
Unified (U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation, and American Society for Testing and Materials)	Grava	76,2 – 4,75
	Arena gruesa	4,75 – 2
	Arena media	2 – 0,425
	Arena fina	0,425 – 0,075
	Limo y Arcilla (finos)	< 0,075

Fuente: Adaptado de Das (2008) y Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez (2000)

Según Crespo-Villalaz (1998), el conocimiento de la composición granulométrica de un suelo sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para determinar la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más expedito es el del tamizado; sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo, como se verá posteriormente.

7.2.2 Clasificación de suelos gruesos - Granulometría por tamizado

Cuando se va a realizar el tamizado de un suelo grueso que también contiene una cierta fracción de material fino se puede pesar la masa total de la muestra y posteriormente realizar su lavado verificando que no se pierda material realizando el lavado sobre el tamiz que se decida utilizar para separar la fracción fina de la gruesa (Figura 7.1). Posteriormente se seca el suelo húmedo en horno a una temperatura cercana a los 100°C y se vuelve a pesar, de tal manera que por diferencia de masas se determine la cantidad

de material que pasó por el tamiz que separa las fracciones fina y gruesa; el diámetro de abertura dependerá de los criterios de la agencia a adoptar (Tabla 7.1).

Figura 7.1 Lavado de suelo que contiene finos para determinar la cantidad que pasa por el tamiz N.º 200

El ensayo de granulometría por tamizado se realiza al permitir el paso de la muestra de suelo a través de una serie de tamices con aberturas estandarizadas de diámetros decrecientes de arriba hacia abajo (Figura 7.2) a través de las cuales se retendrá progresivamente cierta fracción de suelo.

Figura 7.2 Serie de tamices estandarizados utilizados en un ensayo de granulometría para clasificación de un suelo grueso

La denominación de los tamices obedece básicamente a dos criterios: El primero de ellos hace referencia a la abertura entre las mallas que conforman cada tamiz, y que puede reportarse en pulgadas (por ejemplo 4", 2 ½", 1", ½", ¼"), en milímetros o también en micrómetros (por ejemplo 90 mm, 50 mm, 37,5 mm, 4,75 mm, 1 mm, 425 µm, 150 µm, 75 µm….). El segundo criterio aplica para los tamices con aberturas menores o iguales a 5,6 mm, en ese caso se le atribuye un número al tamiz y corresponde a la cantidad de orificios que caben en una pulgada lineal (por ejemplo en el tamiz No. 4, cuya abertura es de 4,75 mm, caben exactamente 4 orificios, lo cual quiere decir que en una pulgada cuadrada caben 16 orificios).

A continuación, la Figura 7.3 ilustra la serie de tamices utilizados en un ensayo de granulometría y en recipientes metálicos el material retenido por cada tamiz.

Figura 7.3 Material retenido en una serie de tamices utilizados en un ensayo de granulometría para clasificación de un suelo grueso

7.2.3 Granulometría por hidrómetro

Para determinar el tamaño de las partículas finas se recurre al ensayo de granulometría por medio del hidrómetro, cuya imagen se presenta a continuación en la Figura 7.4.

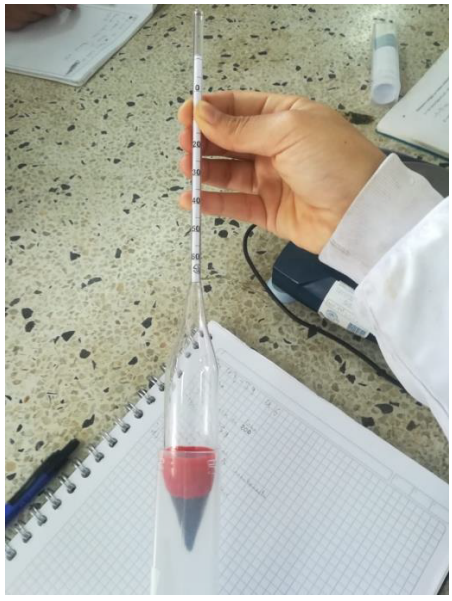


Figura 7.4 Fotografía de un hidrómetro utilizado en el ensayo para clasificación granulométrica de suelos finos

El método se basa en la preparación de una suspensión del suelo fino en agua, preferiblemente desionizada, con la adición de un agente defloculante, usualmente se recurre al hexametafosfato de sodio, para evitar la aglomeración de partículas. En una probeta transparente se dispone la suspensión de suelo fino, agua y defloculante y en ella se inserta el hidrómetro para realizar las lecturas correspondientes a lo largo del tiempo; en otra probeta semejante se coloca el mismo volumen de solución, pero solamente con agua y defloculante y en ella se inserta un termómetro de mercurio para realizar las lecturas de la temperatura del líquido simultáneamente con la lectura sobre el hidrómetro. Una imagen de dichos procedimientos de ilustra en la Figura 7.5.

Figura 7.5 Fotografía de un hidrómetro insertado en la solución de agua, suelo y defloculante y de termómetro insertado en solución de agua y defloculante

Con las informaciones obtenidas a partir de los ensayos de granulometría por tamizado (para suelos estrictamente gruesos, o con fracciones gruesas) y/o por hidrómetro (para suelos estrictamente finos, o mixtos, con fracciones finas) se procede a la representación gráfica de la distribución de tamaños de las partículas del suelo. Dicha representación se realiza al graficar en el eje de las abscisas, sobre una escala semilogarítmica, la

abertura de los tamices, que a su vez representa el tamaño de las partículas, y en el eje de las ordenadas el porcentaje del material que pasa a través de cada tamiz utilizado en el ensayo. Dicho gráfico se denomina “curva granulométrica”, la cual se registra en un formato como el que se ilustra a continuación en la Figura 7.6.

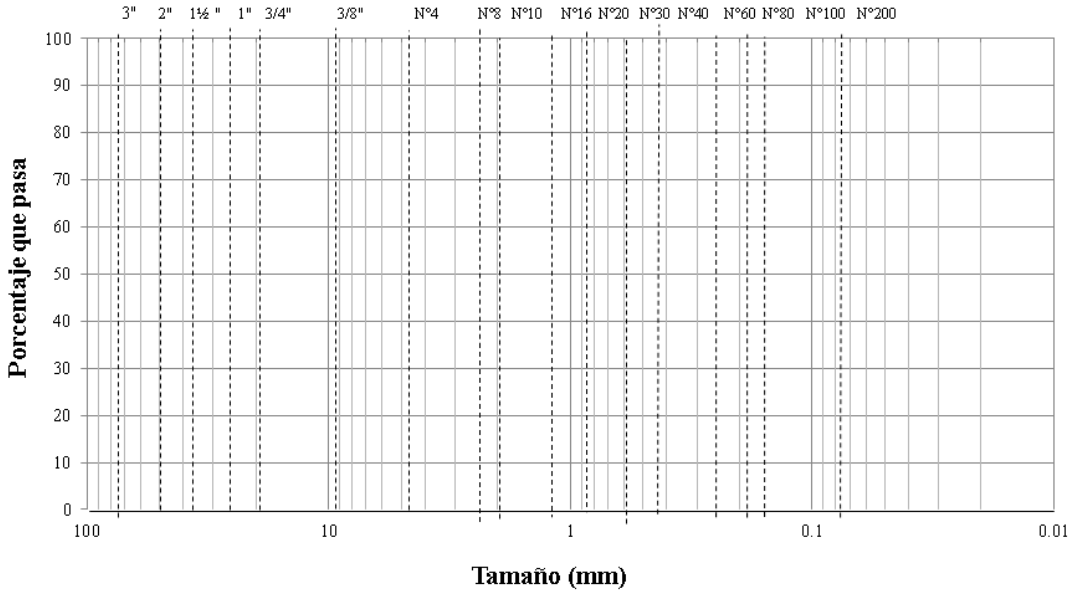


Figura 7.6 Formato para la representación de curvas granulométricas para suelos

7.2.4 Clasificación de suelos finos – Límites de Atterberg

Para una precisa clasificación de suelos finos se recurre a la determinación de los límites de Atterberg, también conocidos como Límites de Consistencia. Los ensayos del límite líquido y del límite plástico se aplican a suelos limosos (pasantes del tamiz No. 40) o suelos arcillosos (pasantes del tamiz No. 200, con abertura de 0,075 mm).

Para determinar el límite líquido se utiliza del orden de 100 gramos de suelo pasante del tamiz No. 40 y se lo humedece de manera progresiva, como se ilustra en la Figura 7.7, hasta formar una masa de humedad uniforme.

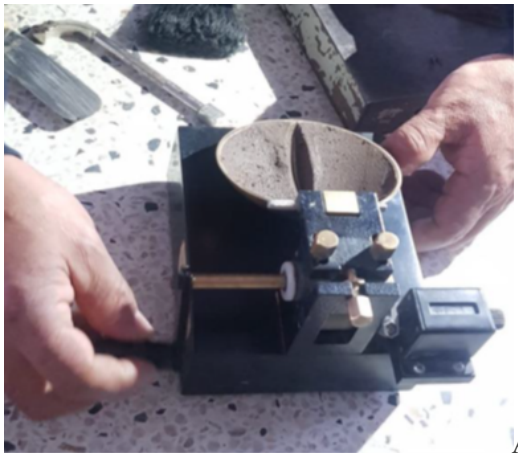
Figura 7.7 Preparación de muestra de suelo para determinación del límite líquido

Una vez homogenizada la muestra se suelo se recurre al aparato de dimensiones y características estandarizadas denominado cazuela, copa o cuchara de Casagrande, sobre el cual se distribuye de manera homogénea una pequeña muestra de suelo a la que se le practica una ranura de dimensiones estandarizadas con un dispositivo destinado para tal fin, como se ilustra en la Figura 7.8.

Figura 7.8 Disposición de la muestra de suelo en la cazuela de Casagrande

La cazuela con la muestra ranurada se somete a caída libre desde una altura estandarizada, lo que se logra por medio del accionamiento de la palanca que se presenta en la parte inferior izquierda de la Figura 7.9 A. A medida que se realiza dicho procedimiento se contabiliza el número de golpes necesarios mediante el contador localizado en la parte inferior derecha de la Figura 7.9 B. El conteo del número de golpes se ejecuta hasta que los dos lados de la ranura se vuelvan a juntar en una distancia del orden de 13 mm, como se puede apreciar en la Figura 7.9 B.

Cuando el suelo se encuentra muy seco se requiere de un número de golpes muy elevado, en dicho caso se le deberá agregar progresivamente humedad a la muestra hasta que el número de golpes disminuya, aproximándose a 25 golpes por exceso. Sobre la misma muestra de suelo se debe continuar agregando humedad para que el número de golpes necesario para juntar los lados de suelo en la cazuela sea menor a 25, se recomienda tomar informaciones de dos ensayos con número de golpes superior a 25 y dos más con número de golpes inferior a 25.



A

B

Figura 7.9 A) Muestra de suelo sometida a caída libre en la cazuela de Casagrande. B) Muestra de suelo cuyos lados se juntaron 13 mm después de la aplicación de un cierto número de golpes

A cada ensayo se le debe tomar una muestra del suelo para determinar por secado el contenido de humedad en porcentaje calculando su diferencia de masa en estado

húmedo y seco. Para determinar el límite líquido del suelo se grafican los resultados del número de golpes, sobre las abscisas en una escala logarítmica, versus su humedad correspondiente en las ordenadas en escala normal sobre un par de ejes como los que se indican a continuación en la Figura 7.10.

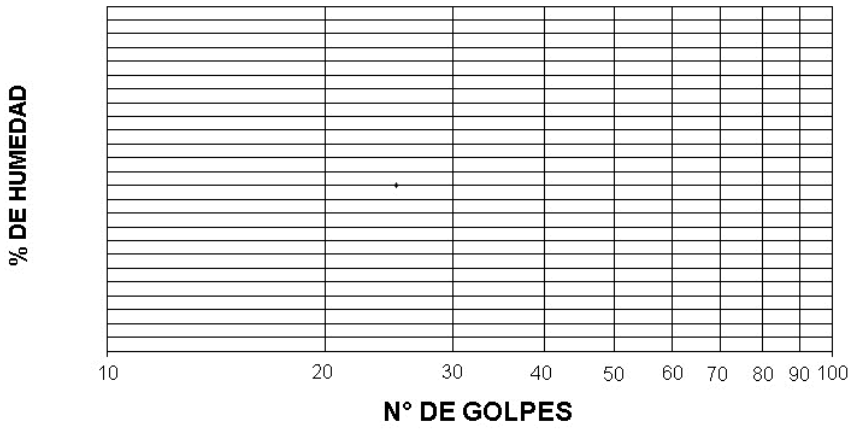


Figura 7.10 Ejes para graficar los valores de número de golpes y humedad en la determinación del límite líquido de un suelo

Después de representar los puntos correspondientes a número de golpes y sus respectivas humedades se traza una línea recta que se aproxime al comportamiento de los diversos puntos, y sobre dicha línea se asciende verticalmente desde el eje de las abscisas con el valor correspondiente a 25 golpes hasta interceptar a la recta, desde cuyo punto se traza una línea horizontal que permitirá obtener el valor de la humedad correspondiente a los 25 golpes, que representará al Límite Líquido, en la Figura 7.11 se ilustra el procedimiento, en dicho caso se obtiene un límite líquido del 43,9% de humedad.

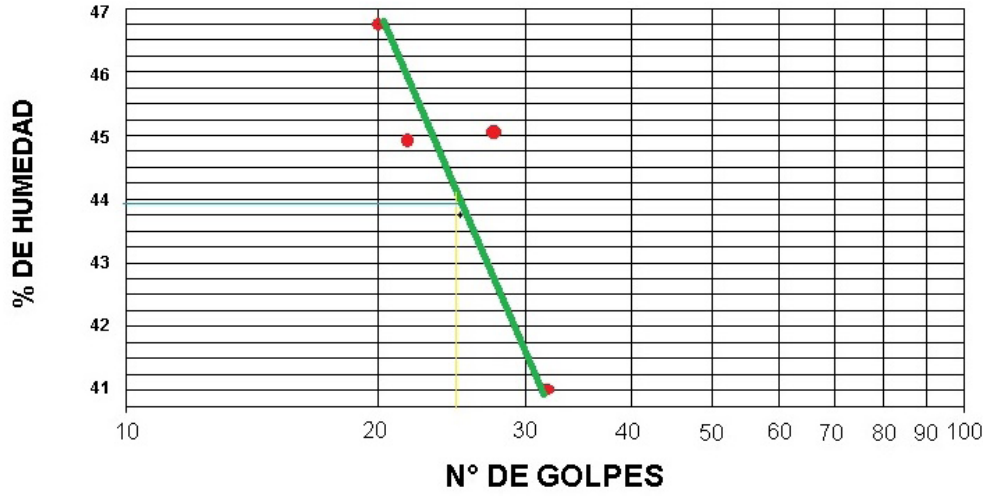


Figura 7.11 Ejemplo de determinación del límite líquido de un suelo

Para determinar el límite plástico se utilizan fracciones del suelo previamente usado en el ensayo de límite líquido, se moldean manualmente cilindros de 3 mm de diámetro, como se ilustra en la Figura 7.12, y se determina la humedad a partir de la cual se empieza a evidenciar el desmoronamiento de los cilindros.

Con los valores de las humedades obtenidas para el límite líquido y el límite plástico se calcula su diferencia y dicho valor representa el índice de plasticidad. En la Gráfica de plasticidad del *United States Soil Conservation Service* –USCS- que se ilustra en la Figura 7.13 se ubica el valor del índice de plasticidad en el eje de las ordenadas y el valor del límite líquido se localiza en el eje de las abscisas, fruto de la intersección de ambos valores se obtiene la clasificación del suelo fino.

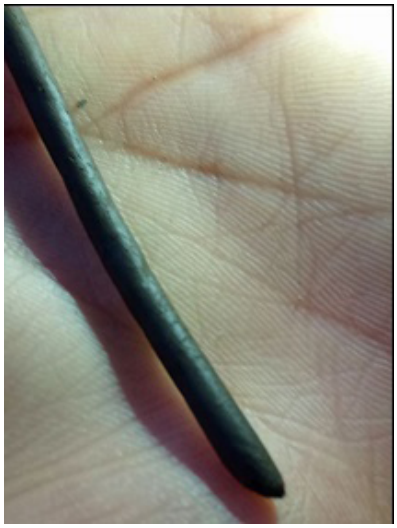


Figura 7.12 Cilindros de suelo utilizados para la determinación del límite plástico

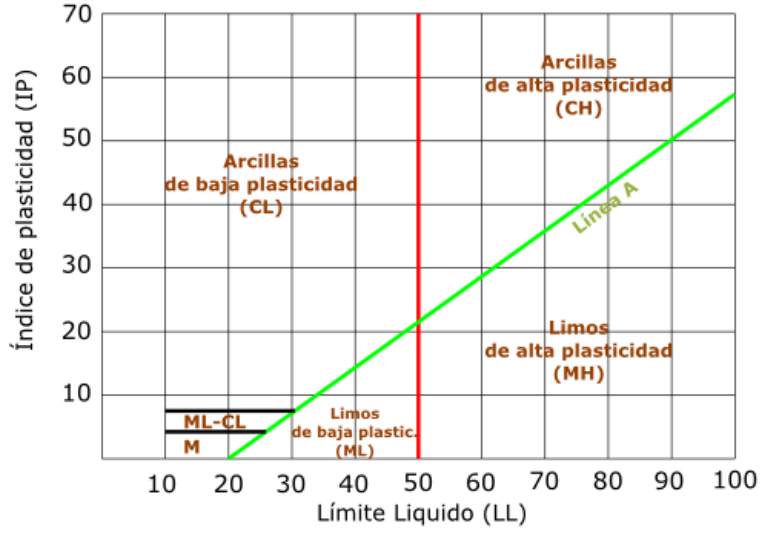


Figura 7.13 Carta de plasticidad del USCS para la clasificación de suelos finos

7.3 PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

Para cuantificar la permeabilidad de un suelo se puede recurrir a ensayos de campo como la medición de la permeabilidad “in situ”. Para ejecutar el ensayo se practican

perforaciones sobre el suelo que posean geometría conocida, como la forma circular (Figura 7.14), o la de sección rectangular; dichas perforaciones se ejecutan hasta la profundidad correspondiente al estrato a evaluar.

Figura 7.14 Inicio de una perforación de sección circular para determinar la permeabilidad del suelo *in situ*

Una vez realizada la excavación hasta la profundidad requerida se llena el orificio con agua hasta la parte superior del estrato estudiado. A menos que el estrato de suelo se encuentre previamente saturado habrá una disminución del nivel del agua como resultado del humedecimiento de las partículas de suelo aledañas al orificio, por tal motivo, se hace necesaria la reposición del líquido completando nuevamente la cantidad de agua hasta el nivel de referencia para la realización del ensayo como se ilustra en la Figura 7.15 A. Posterior a la saturación del suelo se comienza a registrar la disminución del nivel del líquido, como se presenta en la Figura 7.15 B, cada cierto periodo de

tiempo, se inicia registrando intervalos de pocos minutos y para suelos poco permeables las lecturas de disminución del nivel del agua pueden extenderse por varias horas, hasta superar un día de ensayo.

A

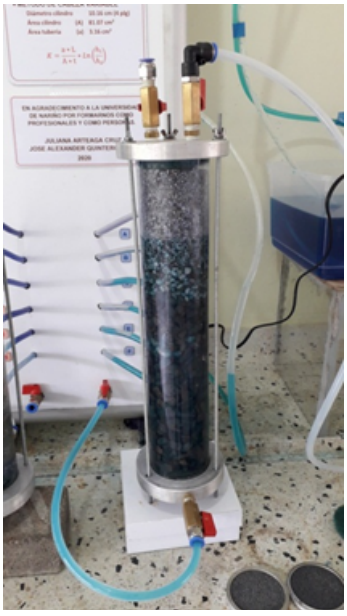
B

Figura 7.15 A) Reposición del agua para el ensayo *in situ* hasta la marca de referencia. B) Medición del descenso del nivel del agua a partir de la marca de referencia

A nivel de laboratorio también se pueden determinar las características de permeabilidad de los suelos mediante ensayos estandarizados en condiciones de carga hidráulica constante o variable. El dispositivo utilizado para tal fin se denomina permeámetro (Figura 7.16), y se encuentra constituido por la(s) probeta(s) con el suelo a evaluar, una serie de piezómetros dispuestos a diversas alturas de la muestra de suelo, escalas verticales para medir las diferencias de nivel a medida que pasa el agua a través de la muestra de suelo, una serie de mangueras y válvulas para operar hidráulicamente el sistema, y un reservorio de agua que garantiza el nivel constante o la carga hidráulica decreciente.

Para realizar el ensayo se preparan especímenes mediante muestras de suelo alteradas y se insertan en un dispositivo de forma cilíndrica, preferiblemente transparente como se ilustra en las Figuras 7.17 A y 7.17 B, elaboradas respectivamente para la evaluación de la permeabilidad de suelos granulares y suelos finos.

Figura 7.16 Permeámetro para ensayar muestras de suelo a nivel de laboratorio


A

B

Figura 7.17 A) Muestra de suelo granular para ensayo de permeabilidad en laboratorio. B) Muestra de suelo cohesivo para ensayo de permeabilidad en laboratorio

Sobre la muestra de suelo se permite el paso del agua en flujo ascendente. La velocidad del flujo dependerá de las características granulométricas del suelo, de tal manera que cuando más grueso sea el suelo mayor será el flujo por unidad de tiempo y, en consecuencia, mayor será la velocidad de flujo; cuanto más pequeño sea el tamaño de las partículas que conforman al suelo, más lento será el flujo y por ello, menor será la velocidad de paso del líquido.

Los ensayos de permeabilidad permiten conocer la velocidad de flujo del agua a través del medio poroso, la cual generalmente se expresa en términos de m/día, cm/hora o mm/hora. Su valor es fundamental para tomar decisiones respecto a la aptitud del suelo para mantener almacenados los efluentes tratados, bien sea en unidades de tratamiento como las lagunas de estabilización o en los estanques para piscicultura utilizando efluentes tratados; así mismo, es necesario contemplar la eventual migración vertical del líquido, que en primera instancia alteraría el volumen de agua almacenada, pero sobre todo, podría establecer el riesgo de una eventual contaminación de aguas subterráneas.

El énfasis fundamental de los análisis de suelos en la implementación de estanques para producción piscícola en efluentes tratados se refiere a la precisa determinación del tipo de suelo y sus características de permeabilidad; sin embargo, hay también una serie de características de importancia desde el punto de vista de la piscicultura como el pH, la dureza, la alcalinidad y la eventual presencia de sustancias tóxicas en el suelo. Desde la óptica ingenieril es importante también conocer el potencial para compactar el suelo, de tal manera que se logre obtener una alta densidad, brindarle alta estabilidad a los diques y la más baja permeabilidad posible, por ello a continuación se describirán brevemente dos ensayos de gran importancia asociados a la compactación del suelo a ser usado en las instalaciones piscícolas mediante el uso de efluentes tratados.

7.4 DENSIDAD DEL SUELO - ENSAYO NORMAL DE COMPACTACIÓN DE SUELOS

Para cuantificar el mayor nivel de densidad que se podrá lograr otorgarle a un suelo, como resultado de la transmisión de energía a la masa de material térreo y asociada a una cantidad de humedad óptima, se aplica el ensayo de laboratorio denominado "Relaciones de Humedad – Masa Unitaria Seca en los Suelos", también conocido como Ensayo Normal de Compactación o Ensayo Proctor. El procedimiento a seguir se basa en la progresiva adición controlada de agua a un suelo, como se ilustra en la Figura 7.18, la cual se debe homogenizar hasta obtener humedad uniforme.

Figura 7.18 Adición de agua a la muestra de suelo para ejecución del ensayo Proctor

Una vez homogenizada la humedad del suelo se realiza su compactación progresiva mediante la disposición de capas de espesores iguales en moldes metálicos cilíndricos de dimensiones estandarizadas. A cada capa se le aplica un cierto número de golpes homogéneamente distribuidos utilizando un martillo con tamaño, masa y altura de caída específicas (Figura 7.19 A) definidas por las normas de ensayo respectivas. El cilindro dispone de un anillo en su parte superior, que permite la compactación adecuada de

la última capa de suelo sin restricciones de su espesor. Al culminar la aplicación de los golpes respectivos se remueve el anillo extensor y se remueve el suelo sobrante para realizar el enrasamiento de la parte superior (Figura 7.19 B), de tal manera que el espécimen de material compactado tenga las dimensiones del molde.

A

B

Figura 7.19 A) Aplicación de carga de compactación a la muestra de suelo durante el ensayo Proctor. B) Enrasado de la muestra de suelo para el ensayo Proctor

Al disponer el volumen del molde y la masa del suelo compactado (resultado de pesarla junto al molde y su base, y restarle la masa de estos dos últimos componentes), en él contenido, se determina la densidad del material ensayado como se ilustra en la Figura 7.20.

Se debe realizar varios ensayos sobre el mismo tipo de suelo, en ellos se incrementa progresivamente la cantidad de humedad con el fin de proporcionar la densificación cada vez mayor del suelo hasta un punto en el cual en virtud de la excesiva cantidad de humedad no es posible lograr mayores densidades y se inicia el registro de masas menores usando un mismo molde. Para cada ensayo realizado se toman muestras del suelo que conforma el cilindro para la determinación precisa de la humedad proporcionada al material térreo.

Figura 7.20 Determinación de la muestra de suelo junto al molde y su base durante el ensayo Proctor

Una vez colectados los resultados de densidad y humedad de al menos tres ensayos en los que se aprecie cambios en la masa de suelo obtenida en los ensayos, expresados en el aumento y disminución progresiva de dicha masa fruto del incremento gradual de la cantidad de agua agregada, se pretende determinar el valor de la humedad óptima para que con ella se logre reproducir tales condiciones en el lugar de la construcción.

7.5 CONTROL DE LA DENSIDAD DE UN SUELO EN CAMPO

Después de determinar la humedad óptima que garantiza la mayor densidad que se puede proporcionar al suelo sobre el terreno es de gran importancia verificar in situ las condiciones de compactación obtenidas, para ello se recurre al ensayo “Densidad o Masa Unitaria del Suelo en el Terreno, Método del Cono de Arena”. Para la ejecución del ensayo se recurre al uso de un cono, un molde cilíndrico y una base de dimensiones estandarizadas; antes de la ejecución de la prueba en campo, a nivel de laboratorio se deberá determinar la densidad de la arena y la cantidad de arena necesaria para llenar el cono y la base (Figura 7.21), ya que en el ensayo sobre el terreno se deberá restar dicha cantidad a la masa total que se usará en la prueba.

Figura 7.21 Determinación de la cantidad de arena necesaria para llenado del cono y la base

El ensayo se realiza sobre una capa de material previamente compactado bajo condiciones de humedad controlada, pretendiendo obtener *in situ* la mayor densidad reportada por el ensayo Proctor. En la superficie de material compactado se practica una perforación de dimensiones determinadas por la base metálica con perforación circular que soporta al cono (Figura 7.22 A).

Una vez extraído el material del orificio se pesa y se envía una muestra a laboratorio para determinar la humedad del suelo. Sobre el orificio de la placa metálica se instala verticalmente el embudo que sirve de base para el recipiente que contiene la arena de densidad conocida, se abre la válvula para el paso de la arena y se permite que caiga hasta pare de fluir el medio granular, indicando que se ha llenado la perforación en el terreno, la base y el cono, como se indica en la Figura 7.22 B.

Después de que se ha llenado la perforación se cierra la válvula que permite el descenso de la arena a través del embudo y se retira el montaje (Figura 7.23) para pesarlo nuevamente.

A

B

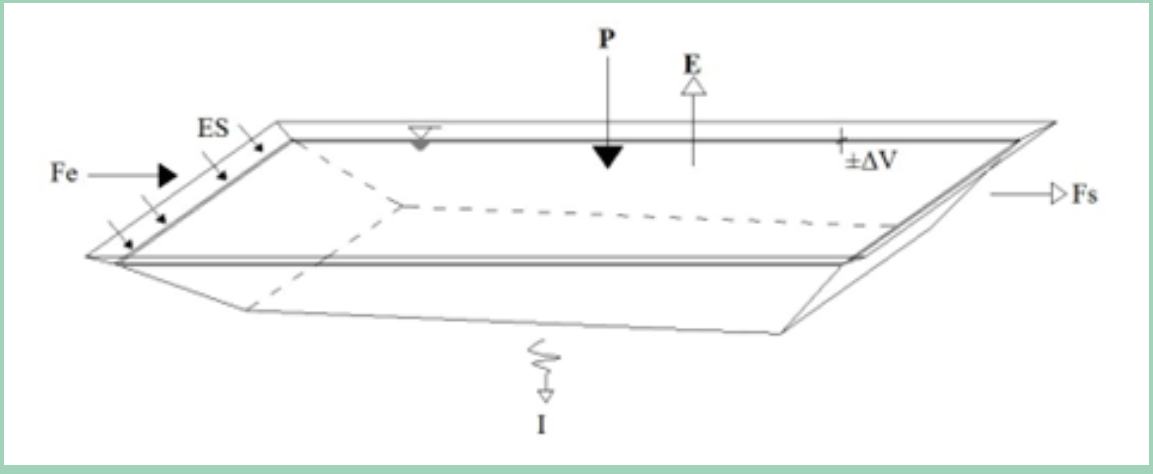
Figura 7.22 A) Perforación sobre el suelo compactado para análisis de su densidad *in situ* mediante el ensayo del cono de arena. B) Montaje del equipo en un ensayo en campo

Figura 7.23 Fotografía de la base del cono con la arena utilizada en el ensayo una vez retirado el montaje

Al valor total de la arena utilizada para llenar el montaje antes mencionado se le debe restar la cantidad requerida para el llenado del cono y la base, previamente determinados en laboratorio. La diferencia de tales valores permitirá determinar el volumen exclusivamente ocupado por la arena en la perforación; de esa manera, con los datos del volumen ocupado y la masa del material extraído se calcula la densidad del suelo en el terreno y se compara con la densidad diagnosticada a partir de la humedad óptima para verificar si se ha logrado o no la densidad óptima determinada a través del ensayo Proctor.

08

Balance hídrico para estanques de piscicultura



Balance hídrico para un estanque en tierra

En este capítulo se presentan los fundamentos teóricos más relevantes para la realización de un balance hídrico para estanques en material térreo y lagunas de estabilización, además, se ejemplifica de manera numérica una propuesta metodológica para tal fin. A partir de una revisión de la literatura se proponen metodologías para la estimación de las pérdidas de agua por evaporación, las pérdidas de agua por infiltración, los recambios de agua recomendados para especies piscícolas y la determinación del caudal de diseño de unidades de cultivo. Es importante mencionar que cada procedimiento se encuentra ejemplificado de manera numérica para facilitar su entendimiento.

8.1 BALANCE HÍDRICO

En las unidades de cultivo para piscicultura es de fundamental importancia conocer la dinámica del comportamiento del volumen de agua dispuesto para el mantenimiento de los organismos hidrobiológicos, para ello se recurre al concepto del balance hídrico sin importar en qué material se han conformado dichas unidades de cultivo. En el caso particular de los estanques construidos en material térreo, que son los más comúnmente utilizados para producción piscícola utilizando efluentes tratados, el balance hídrico establece que las entradas son iguales a las salidas más o menos un cambio en el almacenamiento del agua. De acuerdo con Lawson (1995) y con Yoo & Boyd (1994), el balance debe incluir los términos correspondientes a las entradas de agua (flujo afluente, precipitación, escorrentía) y las salidas del líquido (flujo efluente regulado –drenaje- y/o de rebose, evaporación, infiltración). A continuación, la Figura 8.1 ilustra de manera esquemática el balance hídrico para un estanque en tierra.

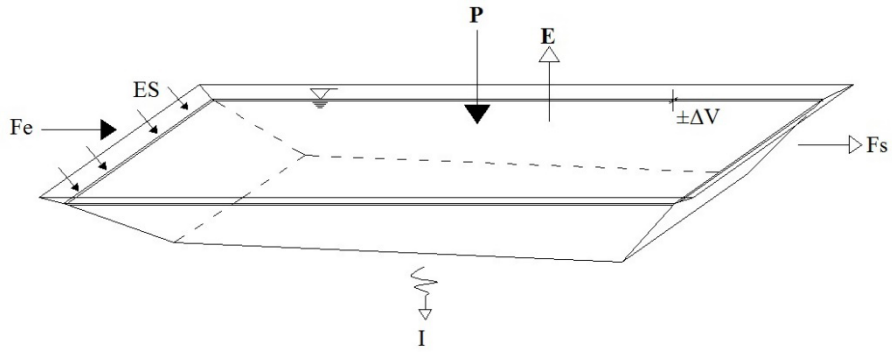


Figura 8.1 Balance hídrico para un estanque en tierra

Con base en las anteriores consideraciones, un típico balance hídrico para un estanque construido en material térreo para el cultivo de peces en efluentes tratados puede ser expresado de la siguiente manera:

$$P + Fe + ES = (I + E) + Fs \pm \Delta V \qquad [8.1]$$

Donde:

P : Precipitación

Fe : Flujo de entrada, correspondiente al efluente tratado

ES : Escorrentía superficial

I : Infiltración, según las características del suelo de fondo del estanque

E : Evaporación

Fs : Flujo de salida, regulado

ΔV : Cambio en el volumen almacenado

El almacenamiento del agua o volumen almacenado, se refiere a la cantidad del líquido contenido en el estanque en el momento del análisis y que usualmente es regulado mediante dispositivos de control de nivel o de caudal tales como válvulas, vertederos y codos abatibles (Sánchez-Ortiz, 2015).

En la expresión del balance hídrico, las variables involucradas se expresan en términos de volumen, aunque un modo más adecuado y frecuentemente utilizado se refiere a expresarlas en términos de altura de columna de líquido.

8.2 CRITERIOS PARA DEFINICIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO DE UNA ESTACIÓN PISCÍCOLA

Para la definición del balance hídrico de las unidades de cultivo las variables hidrológicas y climatológicas ejercen un rol muy importante. Adicionalmente a dichas variables existen criterios en función de las características del cultivo y de la especie a producir (criterios biológicos y productivos) y a los parámetros de calidad del líquido afluente, los cuales se reflejan en el recambio de agua requerido; un criterio adicional, de tipo operacional, se encuentra asociado al tiempo de llenado de los estanques. La Figura 8.2 esquematiza los diferentes elementos de juicio para definir el caudal de diseño de una estación para la producción de peces utilizando efluentes tratados.

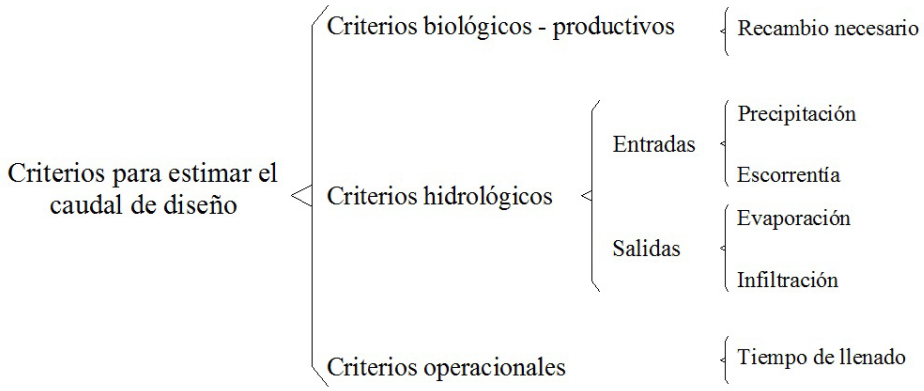


Figura 8.2 Criterios para estimación del caudal de diseño de una estación piscícola. Fuente: (Sánchez-Ortiz, 2015, p. 5)

En los siguientes sub-ítems se presentan algunos elementos de juicio y bases teóricas conceptuales específicas para determinar los componentes del balance hídrico a ser aplicado a los estanques para producción de especies piscícolas en efluentes tratados.

8.3 ENTRADAS DE AGUA POR PRECIPITACIÓN

Según el régimen de lluvias de la zona en la que se implementará el proyecto de piscicultura extensiva a partir del uso de efluentes tratados se puede estimar la cantidad de líquido que podrán recibir las unidades de cultivo en su espejo de agua a partir de las informaciones asociadas a las precipitaciones que históricamente se han presentado en el sector.

De acuerdo con Sánchez-Ortiz y Gómez Zambrano (2023), la precipitación es la cantidad de agua meteórica total, líquida o sólida, que cae sobre una superficie determinada, llamada sección pluviométrica. Se denomina altura de precipitación a la altura de la capa o lámina de agua que se acumularía sobre una superficie horizontal si todas las precipitaciones quedasen inmovilizadas sobre ella. Se asimila al volumen de agua caída, expresado en metros cúbicos, dividido por la sección pluviométrica evaluada en metros cuadrados; tiene las dimensiones de una longitud y se expresa comúnmente

en milímetros. La altura de precipitación puede estar referida a diversos intervalos de tiempo como día, mes o año.

Según Davie (2008), la precipitación es la liberación de agua de la atmósfera para llegar hasta la superficie de la tierra. El término "precipitación" abarca todas las formas de agua liberadas por la atmósfera, incluyendo nieve, granizo y lluvia de agua líquida. De acuerdo con Vinatea-Arana (2004), cada día, únicamente el 0,005% de toda el agua que existe en el planeta se mueve por medio del ciclo hidrológico; una gota de agua permanece cerca de nueve días en el aire (como vapor), para después precipitarse cobre la tierra; si dicha gota cae en un glaciar, puede permanecer en ese lugar por cerca de cuarenta años, en un lago por cerca de cien años y en el subsuelo entre doscientos y diez mil años; una molécula de agua puede permanecer en el océano cerca de cuarenta mil años antes de entrar nuevamente en el ciclo hidrológico.

La cantidad total de precipitación que llega al suelo durante un determinado periodo de tiempo es expresada como la profundidad de líquido con la cual ésta podría cubrir una proyección horizontal de la superficie de tierra analizada (WMO, 2008), los dispositivos más comúnmente utilizados para su medición son los pluviómetros y los pluviógrafos.

8.3.1 Medición de la precipitación

De acuerdo con Cahuana-Andia y Yugar-Morales (2009), los Instrumentos de medición de precipitación se basan en la exposición de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior y de lados verticales, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia, registrando su altura.

8.3.1.1 Pluviómetros.

Consisten en un recipiente cilíndrico de lámina, de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, se acostumbra colocar en el embudo un par de mallas para evitar la entrada de basura u otros objetos. El embudo

se comunica con una probeta graduada de sección circular del orden de 10 veces menor que el de la tapa, lo que permite medir la altura de agua en la probeta (hp), con una aproximación hasta décimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia. Los registros pluviométricos se toman, por lo general, cada 24 horas en zonas de fácil acceso o cada mes en áreas alejadas de viviendas; en este último caso los aparatos se llaman "pluviómetros totalizadores" (Sánchez-Ortiz y Gómez Zambrano, 2023).

En la Figura 8.3 se presenta mediante fotografías imágenes de un pluviómetro localizado en la Estación Meteorológica de Agrosavia en Obonuco, municipio de Pasto.

Figura 8.3 Imágenes de un pluviómetro (Fuente: Sánchez-Ortiz y Gómez Zambrano, 2023)

Para efecto de registrar el comportamiento de las lluvias en periodos de tiempo cortos las informaciones obtenidas a través de los registros pluviométricos son insuficientes, por ello se recurre al registro gráfico continuo a lo largo del tiempo que se realiza mediante los pluviógrafos, los cuales se explicarán brevemente a continuación.

8.3.1.2 Pluviógrafos.

De acuerdo con Sánchez-Ortiz y Gómez Zambrano (2023), los pluviógrafos son aparatos que registran la precipitación automáticamente y de forma continua, en intervalos de tiempo pequeños. Su mecanismo está compuesto por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel. El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y, al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón.

En la Figura 8.4 se presenta mediante fotografías imágenes de un pluviógrafo localizado en la Estación Meteorológica de Agrosavia en Obonuco, municipio de Pasto.

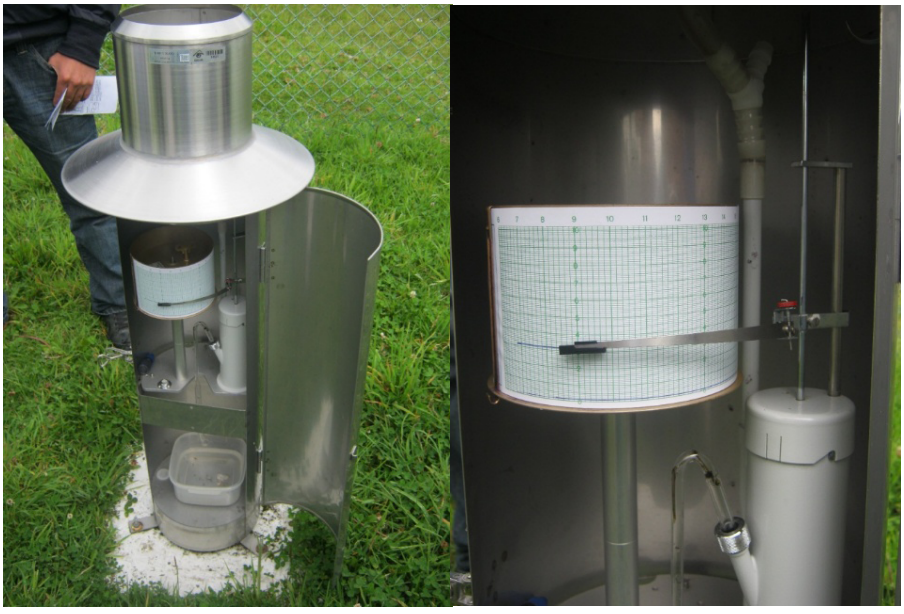


Figura 8.4 Imágenes de un pluviógrafo (Fuente: Sánchez-Ortiz y Gómez Zambrano, 2023).

La fotografía de la derecha en la Figura 8.4 muestra en detalle el tambor giratorio con el papel graduado sobre el que la plumilla ha registrado una marca constante debido a la ausencia de lluvia; en la parte inferior derecha de dicha foto se observa el sifón que

realiza el vaciado automático. Mediante los registros pluviográficos es factible conocer la duración de las precipitaciones en forma de lluvia, así como su intensidad.

La entrada de agua de lluvia a los estanques sobre su espejo de agua ejerce un efecto de dilución de los contaminantes presentes en los efluentes tratados y contribuye a aumentar las concentraciones de oxígeno disuelto en la superficie del agua. Los altos valores de intensidad de precipitación deben considerarse principalmente en el dimensionamiento del sistema de drenaje y control de nivel en los estanques, para ello es importante tener en cuenta el concepto del caudal pico que se podría obtener a través de estimaciones como las que ofrece el método Racional, el cual se comentará en próximos párrafos del presente capítulo.

Para estimar la cantidad de lluvia que podría recibirse en un cierto periodo de tiempo en una estación piscícola se hace necesario determinar la precipitación media de la cuenca. De acuerdo con Pinto et al (2008), los métodos más comúnmente utilizados para tal fin son:

- El cálculo de la media aritmética, que consiste en sumar las precipitaciones observadas en un cierto periodo de tiempo, simultáneamente en las estaciones pluviométricas más cercanas al área en estudio, y dividir el resultado por el número de estaciones;

- El método de los polígonos de Thiessen, que consiste en unir en un plano a escala, por medio de líneas rectas las estaciones pluviométricas adyacentes formando triángulos, trazar mediatrices a dichas líneas y proyectarlas hasta los límites de la microcuenca analizada formando polígonos con una cierta área asociada a cada estación, calcular el área ponderada para cada pluviómetro (en términos decimales), para que al sumar los productos de la precipitación de cada pluviómetro por su respectivo ponderador de área se obtenga la precipitación media ponderada;

- El método de las Isoyetas, en el que se asume que la precipitación varia de forma lineal entre una y otra estación pluviométrica, de tal manera que es factible

determinar la posición de las isoyetas (líneas que unen puntos de igual intensidad de lluvia) y trazarlas sobre el plano, para posteriormente calcular el área entre dos isoyetas consecutivas con su respectivo ponderado respecto al área total; finalmente al sumar los productos de la isoyeta promedio por su respectivo ponderador de área se obtendrá el valor de la precipitación media ponderada.

Para estimar las lluvias extremas y tomar las decisiones de diseño pertinentes, se puede recurrir a métodos para cálculo de precipitaciones máximas en un área determinada como el de las curvas intensidad – duración – frecuencia o través del cálculo de la precipitación máxima probable (Bertoni y Tucci 1993).

8.4 ENTRADAS DE AGUA POR ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

La escorrentía total corresponde al agua proveniente de la precipitación, que circula sobre o bajo la superficie del suelo y que llega a una corriente para finalmente ser drenada de un área de interés. A la escorrentía total (ET) la componen la escorrentía superficial directa (ESD) y el flujo subsuperficial (FSS), matemáticamente se expresa como: ET = ESD + FSS (Silva, 1998).

La escorrentía superficial directa también se conoce como flujo superficial directo, se produce después de la ocurrencia de una precipitación, restándole el agua de los procesos de intercepción, retención superficial e infiltración. A la ESD también se la conoce como precipitación neta o precipitación de exceso.

Es pertinente mencionar para estanques conformados parcial o totalmente por diques perimetrales que, la fracción del líquido proveniente de escorrentía superficial de los taludes usualmente es considerada como despreciable pues sus áreas son muy pequeñas en comparación al área del espejo de agua, de tal forma que el factor ES se asumiría como cero.

En zonas de alta precipitación cuando el estanque en análisis tenga un área de contribución considerable, y cuando se desee evitar el ingreso de la ES al estanque, puede

ser necesario estimar el caudal a evacuar por medio de una canaleta de interceptación de la escorrentía superficial. Para ello se debe calcular el caudal fruto del escurrimiento estimando la fracción de la lluvia que se transforma en escorrentía superficial por medio de ecuaciones de infiltración o por índices y relaciones funcionales entre precipitación total y precipitación efectiva, para tal fin se pueden aplicar métodos empíricos que permiten predecir la escorrentía a partir de datos de precipitación, los más comúnmente utilizados son: el método Racional y el del número de la curva del SCS - USDA (Pruski et al 2003, Tucci 1993).

8.4.1 El Método Racional

La fórmula del método Racional para estimar el caudal máximo previsto por concepto de escorrentía superficial, resultado de una precipitación que actúa en un área con características de uso de suelo específicas, para áreas entre 50 y 500 hectáreas es, según Matos et al (2012), la siguiente:

$$Q_{máx} = \frac{C^{*}I_{m}{}^{*}A}{360} \qquad [8.2]$$

Donde:

$Q_{máx}$: Caudal máximo esperable (m^3/s)

C : Coeficiente de escorrentía superficial predominante, adimensional

I_m : Intensidad media de máximas precipitaciones para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h)

A : Área de la cuenca de drenaje (ha)

8.4.1.1 Coeficiente de escorrentía. De acuerdo con Monsalve (2004), el coeficiente de escorrentía para un área en particular podría definirse como:

$$C = \frac{\text{Volumen de escorrentía superficial total}}{\text{Volumen precipitado total}} = \frac{V_E}{V_p} = \frac{\frac{V_E}{t}}{\frac{V_p}{t}} \qquad [8.3]$$

En la literatura se encuentran diversos valores para los coeficientes de escorrentía, entre los más utilizados a nivel mundial se encuentran los reportados por Chow et al., (1988)

para la ciudad de Austin (Texas). Algunos de los valores típicamente utilizados para áreas urbanas se presentan a continuación en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Valores del coeficiente de escorrentía en áreas urbanas

Tipo de área de drenaje	Coeficiente de escorrentía C
Prados	
Suelos arenosos, planos, 2%	0,05 - 0,10
Suelos arenosos, promedio, 2 -7 %	0,15 - 0,20
Suelos pesados (arcillosos), planos, 2%	0,13 - 0,17
Suelos pesados (arcillosos), promedio, 2 -7 %	0,18 - 0,22
Suelos pesados (arcillosos), pendientes, 7%	0,25 - 0,35
Distritos comerciales	
Áreas de centro de ciudad	0,70 - 0,95
Áreas vecinas	0,50 - 0,70
Residencial	
Casas individuales separadas	0,30 - 0,50
Casas multifamiliares separadas	0,40 - 0,60
Casas multifamiliares unidas	0,60 - 0,75
Suburbana	0,25 - 0,40
Áreas de apartamentos de vivienda	0,50 - 0,70
Industrial	
Áreas livianas	0,50 - 0,80
Áreas pesadas	0,60 - 0,90
Parques cementerios	0,10 - 0,25
Campos de juegos	0,20 - 0,35
Áreas de patios de ferrocarriles	0,20 - 0,40
Áreas no desarrolladas	0,10 - 0,30
Calles	
Asfaltadas	0,70 - 0,95
Concreto	0,80 - 0,95
Ladrillo	0,70 - 0,85
Calzadas y alamedas	0,75 - 0,85
Techos	0,75 - 0,95

Fuente: Adaptado de (República de Colombia-INVIAS, 2009, p. 2-39)

Por su parte, la Tabla 8.2 presenta valores del coeficiente de escorrentía comúnmente utilizados para áreas rurales.

Tabla 8.2. Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales

Vegetación y Topografía	Textura del suelo		
	Franco arenoso	Franco limo arcilloso	Arcilloso
Bosques			
Plano	0,10	0,30	0,40
Ondulado	0,25	0,35	0,50
Montañoso	0,30	0,50	0,60
Pastos			
Plano	0,10	0,30	0,40
Ondulado	0,16	0,36	0,55
Montañoso	0,22	0,42	0,60
Tierras cultivadas			
Plano	0,30	0,50	0,60
Ondulado	0,40	0,60	0,70
Montañoso	0,52	0,72	0,82

Nota: Terreno Plano (pendiente 0-5%);
Terreno Ondulado (pendiente 5-10%);
Terreno Montañoso (pendiente 10-30%).
Para valores > 30%, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30%.

Fuente: Adaptado de (República de Colombia-INVIAS, 2009, p. 2-40)

8.4.1.2 Intensidad de precipitación.

El modelamiento de la escorrentía superficial debe realizarse a partir de las curvas Intensidad, Duración, Periodo de Retorno provenientes de una estación climatológica lo más cercana posible a la zona de estudio. Cabe mencionar que el período de retorno de un evento de cierta magnitud se define como el tiempo promedio que transcurre entre la ocurrencia del evento y la próxima ocurrencia de un evento con la misma magnitud; otra definición común es que corresponde al tiempo que transcurre para que un evento sea excedido o igualado, al menos una vez en promedio.

En el territorio colombiano, las estaciones climatológicas poseen un código específico; por ejemplo, para el caso de la estación de Obonuco, en el municipio de Pasto el Código correspondiente es: 5204501; dicho código es asignado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). En particular, para la estación antes mencionada se disponen de datos actualizados por el Grupo de Investigación en Ingeniería de los Recursos Hídricos (GIREH), de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, los cuales se encuentran disponibles en: http://www.ideam.gov.co/curvas-idf/-/document_library_display.

Los valores de la intensidad de precipitación para la estación Obonuco se pueden obtener a partir de la ecuación genérica:

$$I_m = \frac{C1}{(D+X0)^{C2}} \qquad [8.4]$$

Donde:

I_m : Intensidad de la precipitación (mm/h), para una duración dada

D : Duración de la precipitación sobre el lugar de estudio (min)

C1, X0 y C2 : Valores generados por el IDEAM, para ser reemplazados en la fórmula, en función del periodo de retorno, en años, para el fenómeno analizado (disponible en: disponible en: http://www.ideam.gov.co/curvas-idf/-/document_library_display), los cuales se presentan a continuación en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3 Parámetros para uso en la fórmula para estimación de intensidad de lluvia para la estación Obonuco (municipio de Pasto)

Periodo de retorno (años)	C1	X0	C2
2	324,55	9,852	0,755
3	420,001	9,048	0,784
5	541,556	8,702	0,812
10	712,396	8,593	0,841
25	951,158	8,649	0,87
50	1141,572	8,741	0,888
100	1339,746	8,845	0,903

A continuación, en la Figura 8.5 se presenta la familia de curvas generadas para periodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

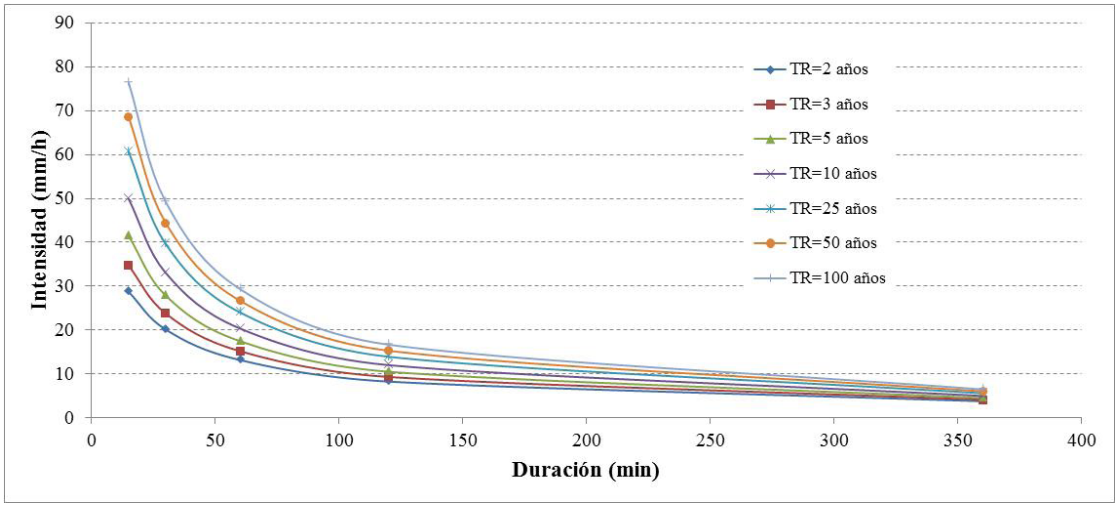


Figura 8.5 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de Retorno para la estación Obonuco

Otra forma de presentación de la intensidad se refiera a aquella en la cual se involucra explícitamente en la ecuación el periodo de retorno, tal como se presenta a continuación en la expresión sugerida por Matos et al (2012:

$$i_m = \frac{K * T^a}{(t+b)^c} \qquad [8.5]$$

Donde

T : Periodo de retorno (años).

t : Duración de la precipitación (min)

K,a,b,c: Parámetros de ajuste relativos a la estación pluviométrica estudiada; por ejemplo, para la ciudad de Viçosa, en el estado de Minas Gerais -Brasil-, dichos valores son respectivamente 1082.798, 0.265, 23.781, y 0.775 (Matos et al., 2012).

8.4.1.3 Tiempo de concentración.

La duración de la precipitación se encuentra directamente asociada al denominado "tiempo de concentración" del área en estudio. Según Monsalve (2004), el tiempo de concentración (tc) se puede definir como el tiempo que gasta una gota de lluvia para moverse desde la parte más lejana de la cuenca o del área considerada para el drenaje hasta el desagüe, ocurriendo en este momento la mayor concentración de agua en el cauce, puesto que están llegando gotas de lluvia de todos los puntos de la cuenca o sector en consideración.

El tiempo de concentración se puede determinar con base en las características de la cuenca hidrográfica o la zona de estudio y utilizar tales características en diferentes ecuaciones, entre las cuales se encuentran:

Ecuación de Kirpich. De acuerdo con Salimi et al. (2017), la fórmula fue desarrollada para pequeñas cuencas de drenaje en Tennessee y Pennsylvania, con áreas de 0,40 a 45,3 ha, el valor de tc se calcula con la siguiente expresión:

$$tc = 0{,}0078 * \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0{,}77} \qquad [8.6]$$

Donde

tc : Tiempo de concentración (minutos)

L : Longitud del cauce (pies)

S_0 : Pendiente del cauce (m/m)

Ecuación de Bransby-William. El valor de tc, según Almeida et al. (2014), se calcula con la expresión:

$$tc = 0{,}605 \frac{L}{(100S)^{0{,}2} A^{0{,}1}} \qquad [8.7]$$

Donde

tc : Tiempo de concentración (h)

L : Longitud del cauce (km)

S_0 : Pendiente del cauce (m/m)

A : Área de la cuenca (km^2)

Ecuación de Hathaway. En esta expresión, cuyo uso de acuerdo con Salimi et al. (2017) se recomienda para áreas menores o iguales a 4,05 ha, el valor de tc se calcula con la ecuación:

$$tc = 36{,}36\frac{(Ln)^{0{,}467}}{S_0^{0{,}234}} \qquad [8.8]$$

Donde

tc : Tiempo de concentración (min)

L : Longitud del cauce principal (km)

S_0 : Pendiente del cauce (m/m)

n : Factor de rugosidad.

- El valor de n varía según la cobertura, así:
- Superficie uniforme con suelo impermeable (n = 0,02),
- Superficie uniforme con suelo desnudo suelto (n = 0,10),
- Superficie con suelo pobre con hierba, con cosechas en hileras o moderadamente rugoso o desnudo (n = 0,2),
- Superficie con pastos (n = 0,4),
- Superficie con bosques maderables desarrollados (n = 0,6),
- Superficie con bosques maderables de coníferas o bosques maderables desarrollados con una capa profunda de humus vegetal o pastos (n = 0,8).

Ecuación de SCS – Ranser. Según República de Colombia-INVIAS (2009), la expresión para determinar el tiempo de concentración es:

$$Tc = 0{,}947 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \qquad [8.9]$$

Donde

Tc : Tiempo de concentración (h)

L : Longitud de la cuenca (km)

H : Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente principal (m)

Ecuación de California Highways and Public Works. La ecuación respectiva, según Grimaldi et al. (2012) es:

$$Tc = 60 * \left(\frac{11{,}9 * L^3}{H} \right)^{0.385} \quad [8.10]$$

Donde

Tc : Tiempo de concentración (min)

L : Máxima distancia entre la divisoria de la cuenca y su salida (millas)

H : Máxima diferencia de nivel entre la divisoria y el punto de descarga de la cuenca (pies).

Ecuación de Témez. La expresión correspondiente, según República de Colombia-INVIAS (2009) es:

$$Tc = 0{,}30 * \left(\frac{L}{S^{0{,}25}} \right)^{0.76} \quad [8.11]$$

Donde

Tc : Tiempo de concentración (h)

L : Longitud del cauce principal (km)

S : Pendiente total del cauce principal (%)

Ecuación de Giandiotti. La ecuación de Giandiotti, que de acuerdo con Salimi et al. (2017) es aplicable para pequeñas cuencas agrícolas es, según República de Colombia-INVIAS (2009):

$$Tc = \frac{4 * A^{0{,}5} + 1{,}50 * L}{25{,}3 * (L * S)^{0{,}5}} \quad [8.12]$$

Donde

Tc : Tiempo de concentración (h)

A : Área de la cuenca (km^2)

L : Longitud del cauce principal (km)

S : Pendiente del cauce principal (m/m)

Ecuación de Chow. Según Brasil-DNIT (2015), la ecuación de Ven Te Chow es:

$$Tc = 25{,}2 * \left(\frac{L}{S^{0{,}5}} \right)^{0{,}64} \quad [8.13]$$

Donde

Tc : Tiempo de concentración (min)

L : Longitud del cauce principal (km)

S : Pendiente total del cauce principal (%)

8.4 PÉRDIDAS DE AGUA POR EVAPORACIÓN

De acuerdo con Shuttleworth (1993), la evaporación ocurre cuando el agua se convierte en vapor. La tasa de evaporación es controlada por la disponibilidad de energía en la superficie evaporante y por la facilidad con la que el vapor de agua pueda ser difundido hacia la atmósfera.

Según Shaw (1994), Los principales factores físicos que intervienen en el proceso de la evaporación son:

- El calor latente que se requiere para cambiar un líquido a su forma gaseosa, y en la naturaleza dicho calor es proporcionado por energía proveniente del sol.
- La temperatura, tanto del aire como de la superficie evaporante, es importante y depende de la mayor fuente de energía natural, el sol.
- Directamente relacionada con la temperatura es la capacidad de vapor de agua del aire. Una medida de la cantidad de vapor de agua en el aire está dada por la

presión de vapor, y existe una única relación entre la presión de vapor saturada y la temperatura del aire.

- A medida que el agua se evapora, el aire que se encuentra sobre la superficie evaporante se vuelve gradualmente más húmedo hasta que finalmente se encuentre saturado y no pueda contener más vapor. Sin embargo, si la masa de aire se mueve, la cantidad de evaporación se puede incrementar en la medida en que el aire seco reemplace al aire húmedo. Por lo tanto, la velocidad del viento a nivel de la superficie del agua es un factor importante.
- El patrón de tiempo predominante indicado por la presión atmosférica afecta la evaporación
- La naturaleza de la superficie evaporante afecta la evaporación al modificar los patrones de los vientos. Sobre una superficie rugosa e irregular, la fricción reduce la velocidad del viento, pero tiene una tendencia a causar turbulencia, de tal manera que, con una componente vertical inducida en el viento, la evaporación se ve incrementada. Sobre una superficie de agua abierta, los vientos fuertes pueden causar olas que proporcionan una superficie aumentada para la evaporación, así como causar turbulencia.

Las pérdidas de agua por concepto de evaporación -así como las provenientes de infiltración- deben ser oportunamente repuestas en las unidades de cultivo, de ahí la importancia de su adecuada estimación, pues el proyecto hidráulico para abastecimiento del agua para la producción piscícola deberá también contemplar este componente en el caudal de diseño.

8.4.1 Medición de la evaporación mediante tanques evaporímetros

Una de las maneras para estimar la evaporación que se espera registrar en una estación piscícola consiste en utilizar los datos provenientes de dispositivos para la medición

directa de dicho fenómeno; un caso en particular es el tanque evaporímetro Clase A como el que se indica en la Figura 8.6 y cuyas fotografías se registraron en la estación agro climatológica de Agrosavia en el municipio de Pasto-Nariño.

Figura 8.6 Tanque evaporímetro Clase A (izquierda) y detalle del micrómetro para medición exacta de la columna de líquido evaporada (derecha)

El tanque superficial Clase A del Weather Bureau de los Estados Unidos es el tanque de evaporación más ampliamente usado en el contexto mundial. El tanque posee un diámetro de 120,7 cm (4 pies) y una profundidad de 25,5 cm (10 pulgadas) al que se le pinta el fondo de color negro y sus paredes de color blanco. Usualmente se instala el tanque sobre una armadura de madera, de manera que su fondo permanezca a unos 15 cm por encima del nivel del suelo con el objeto de que el aire pueda circular libremente por debajo del tanque.

Para estimar las pérdidas por evaporación que se espera registrar en la estación piscícola se debe multiplicar el área total del espejo de agua de los estanques por el valor histórico representativo de la evaporación diaria registrada en tanque evaporímetro Clase A. Ya que la evaporación varía según la estación del año, para efectos de realizar un diseño hidráulico conservativo se recomienda utilizar los valores del caudal correspondiente a la reposición de las mayores pérdidas de agua por evaporación.

Según Coche y Van der Wal (1981), el agua se evapora más rápidamente en los tanques Clase A que en superficies de mayor tamaño; por ello, para estimar la evaporación en estanques o reservorios se debe multiplicar el valor registrado en el tanque por un coeficiente de corrección; Coche y Van der Wal (1981) recomiendan un valor genérico de 0,75 para estanques en tierra mientras que Sharma et al. (2013) determinaron valores del orden de 0,68 para tanques en concreto.

Para complementar los criterios antes mencionados, y con el ánimo de esbozar otras opciones más precisas para el uso de los valores de Ka en el caso de estanques de gran tamaño o de reservorios con altas profundidades, a continuación, se presentan algunas informaciones adicionales

8.4.1.1 Variación de Ka con la superficie de una represa o reservorio.

Para el caso de superficies y volúmenes de agua considerables, Molle (1989) realizó estudios en diversos reservorios brasileiros que contaban con tanques evaporímetros clase A para determinar relaciones entre los valores de Ka y la profundidad o el área del cuerpo de agua. Ejemplo de los valores que obtuvo dicho investigador son las Figuras 8.7 y 8.8, relativas a los reservorios Moquem y Uruçu.

Dichas figuras destacan una clara correlación, con un aumento del coeficiente cuando se reduce el nivel del reservorio, con valores del orden de 1,1 para profundidades cercanas a los 4 metros de columna de agua.

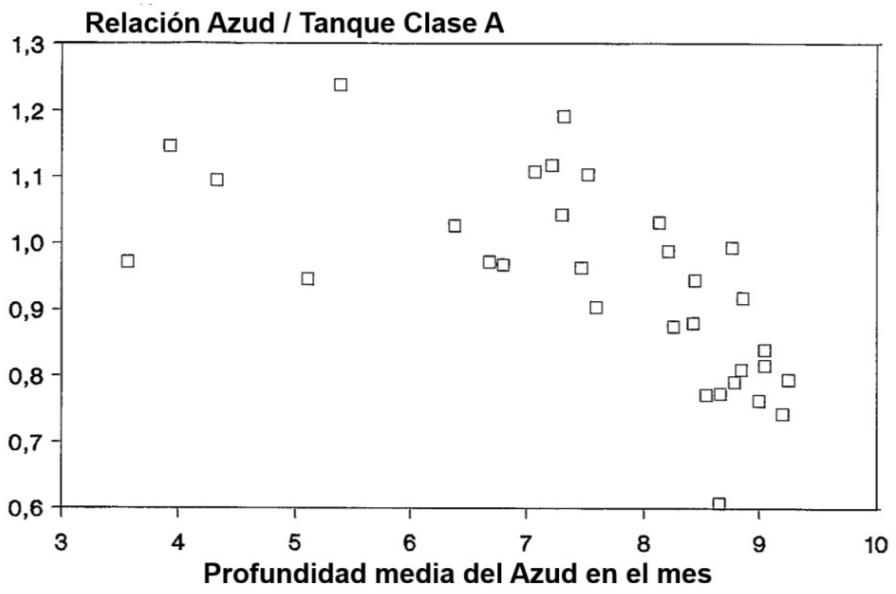


Figura 8.7 Relación entre Ka y la profundidad del reservorio Uruçú. Fuente: Adaptado de Molle (1989, pp. 62)

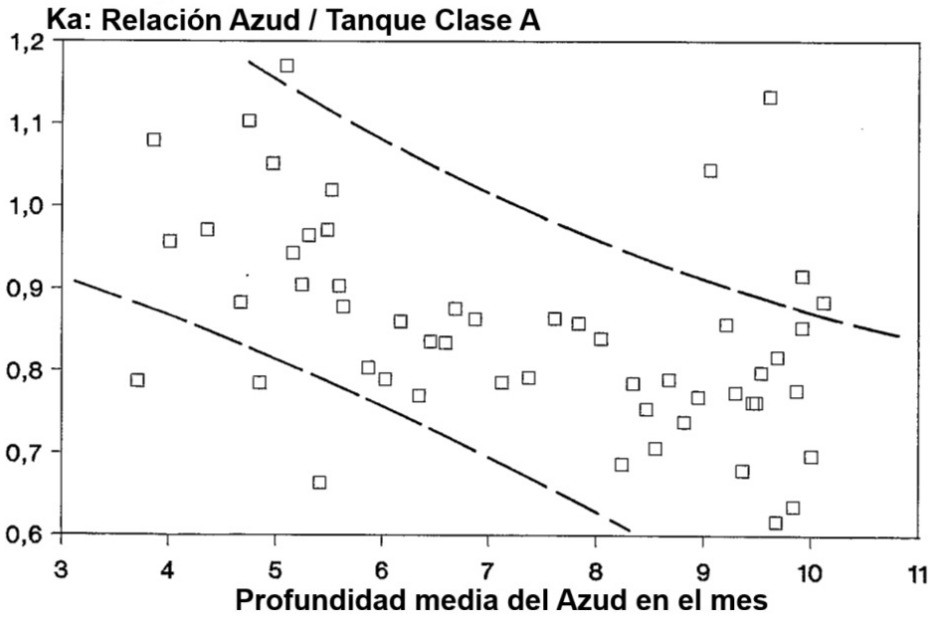


Figura 8.8 Relación entre Ka y la profundidad del reservorio Moquem. Fuente: Adaptado de Molle (1989, pp. 62)

Para el caso particular de la relación entre Ka y el área del espejo de agua Molle (1989) registró los siguientes valores promedio por rangos de superficie (Tabla 8.4):

Tabla 8.4 Variación de Ka con la superficie del reservorio

Superficie (ha)	0/5	5/10	10/20	20/30	Promedio general
Promedio	0,98	0,87	0,82	0,75	0,85
Número de valores	9	9	9	19	46

Fuente: Adaptado de Molle (1989, pp. 61)

La imagen que recopila la representación gráfica correspondiente a la totalidad de los datos obtenidos por Molle se presenta a continuación en la Figura 8.9.

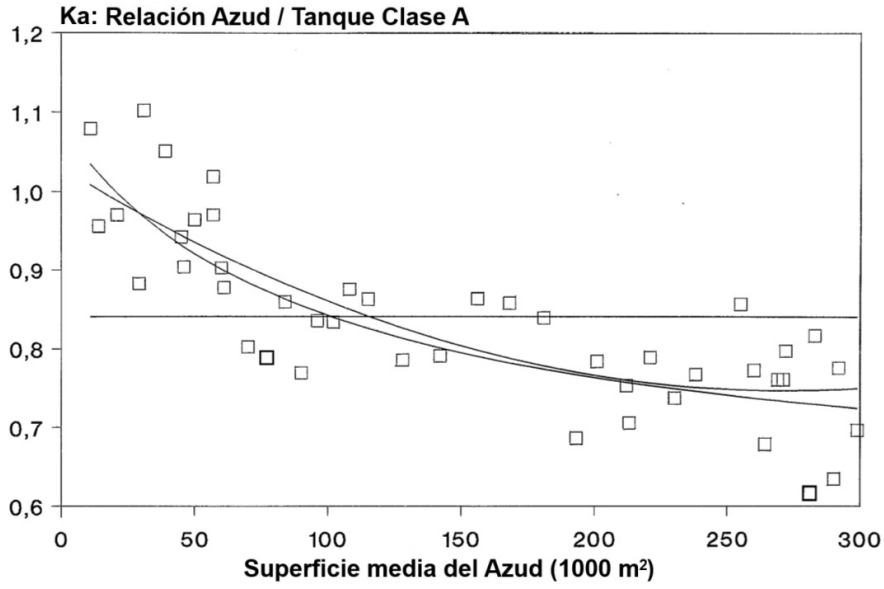


Figura 8.9 Relación entre Ka y la superficie del reservorio Moquem. Fuente: Adaptado de Molle (1989, pp.63)

En el procesamiento de las informaciones numéricas el autor descartó 8 puntos que se encontraron por fuera de la nube central. A partir de los ajustes estadísticos Molle seleccionó tres tipos de curvas: hiperbólica, exponencial y parabólica; de las cuales, después de su ajuste obtuvo las siguientes ecuaciones:

1) $y = 0{,}61 + \frac{45{,}4}{(x+96)}$

2) $y = 3{,}88 * 10^{-6}x^2 - 2{,}1 * 10^{-3}x + 1{,}031$

3) $y = 0{,}72 + 0{,}35e^{-0{,}01x}$

A continuación, en la Tabla 8.5 se presentan los valores calculados para dichas fórmulas con diferentes áreas de espejo de agua:

Tabla 8.5 Valores calculados de Ka para diferentes áreas de superficie de reservorio

Superficie (1000m²)	10	50	100	150	200	250	300	400	500
Curva 1	1,038	0,921	0,842	0,795	0,763	0,741	0,725	0,702	0,686
Curva 2	1,010	0,936	0,860	0,803	0,766	0,749	0,750	0,812	0,951
Curva 3	1,037	0,932	0,849	0,798	0,767	0,749	0,737	0,726	0,722

Fuente: Calculados con base en Molle (1989, pp. 61)

8.4.2 Estimación de la evaporación con base en variables climatológicas

En ausencia de datos específicos de evaporación medidos para el lugar en estudio se puede determinar la cantidad de agua que se perdería en la estación piscícola por medio de la estimación de la lámina (o columna) de agua que se evaporaría por día, ello se logra a partir de algunas variables climatológicas.

Según Monsalve (2004), existen diversos abordajes que sentaron las bases para el desarrollo de diversas ecuaciones empíricas y semiempíricas que permiten estimar los procesos de evaporación en cuerpos de agua y de evapotranspiración en cultivos, entre ellos destaca el método aerodinámico y el método del balance de energía, los cuales serán muy brevemente mencionados a continuación.

8.4.2.1 Método aerodinámico.

Se basa en el proceso de difusión de vapor, su ecuación general presenta dificultades ya que posee soluciones simples únicamente para condiciones muy particulares. Utilizando condiciones de contorno adecuadas su ecuación general es:

$$E_0 = (a + b\bar{u})(e_1 - e_2) \quad [8.14]$$

Donde:

E_0 : Evaporación por unidad de área

$\bar{u}$: Velocidad media del viento

e_1 y e_2 : Presiones de vapor de agua en los niveles z_1 y z_2

a y b : Coeficientes

Si e1 es la presión de vapor a la temperatura de la superficie, esta se iguala a la presión de saturación de vapor e'_s a la temperatura t'_s de la capa limitante entre el agua y el aire, y e_2 es la presión de vapor de aire e_a a la temperatura del aire, entonces la ecuación se reescribiría de la siguiente manera:

$$E_0 = (a + b\bar{u})(e'_s - e_a) \quad [8.15]$$

En donde la tasa de evaporación por unidad de área y tiempo puede estimarse a través de medidas del viento en un nivel, y de la diferencia entre la presión de vapor de agua en la capa limitante entre el aire y el agua, y la presión en el aire. Las constantes a y b debe determinarse para cada localidad.

8.4.2.2 Método del balance energético.

Se basa en el principio de conservación de la energía. El balance de energía entre la superficie en estudio y el aire vecino se puede expresar como:

$$R_I = F_c + Q_s + L * E_0 \quad [8.16]$$

Donde:

R_I : Flujo de radiación líquida por unidad de área y tiempo (cal/cm^{2}d)

F_c : Flujo de calor en el interior del suelo, por unidad de área y tiempo (cal/cm^{2}d)

Q_s : Flujo de calor sensible hacia la atmósfera, por unidad de área y tiempo (cal/cm^{2}d)

$L*E_0$: Flujo de calor latente o cantidad de energía gastada en la evaporación (cal/cm^{2}d). Es igual a la evaporación E_0 (g/cm^{2}d) multiplicada por el calor latente de evaporación L (cal/g).

8.4.2.3 Fórmula de Dalton.

Existen diversas ecuaciones empíricas o semiempíricas para estimar la evaporación potencial desde superficies de agua, entre las que se encuentra la fórmula de Dalton, que según Silva (1998), es la base de muchas de las fórmulas experimentales que se han desarrollado para el cálculo de la evaporación potencial; de acuerdo con dicho autor la fórmula de Dalton es:

$$E_0 = f(V) * (e_s - e_d) \qquad [8.17]$$

Donde:

E_0 : Evaporación potencial (mm/d)

f(V) : Función de la velocidad del aire que circula sobre la superficie evaporante.

e_s : Presión de vapor para atmósfera saturada a la temperatura de la superficie evaporante

e_d : Presión de vapor de punto de rocío a la temperatura del aire

8.4.2.4 Método de Penman.

Entre las numerosas fórmulas para estimar la evaporación que utilizan la ecuación de Dalton, se destaca la fórmula de Penman, que fue deducida en 1956 a partir de experiencias realizadas en el lago Hefner, Oklahoma. Según Monsalve (2004), Penman propuso combinar los métodos de balance de energía y el aerodinámico; adicionalmente planteó que el flujo de calor en el suelo puede ser despreciado en relación con los demás términos cuando son aplicados para periodos de un día o más, dicha consideración aplica para los análisis que se realizan al calcular la evaporación en estaciones piscícolas ya que los cálculos se realizan para periodos de al menos un día.

La estimación indirecta de la evaporación potencial en el espejo de agua también puede realizarse con base en algunas variables climatológicas, cuya inclusión en el análisis se realiza mediante la aplicación de una serie de fórmulas que se han basado principalmente

en el método de Howard Penman.

De acuerdo con Penman (1948) existen tres tipos de superficie que son importantes en el retorno de la lluvia hacia la atmósfera; para áreas extensas de tierra, dichos tipos son, en orden de importancia: 1- vegetación, sobre la cual las hojas de las plantas actúan como superficies transpirantes; 2- suelo desnudo o en barbecho, del cual se evapora el agua en la interfaz suelo-aire o justo debajo de ella; 3- aguas abiertas, de las cuales la evaporación se lleva a cabo directamente. En sus estudios determinó ecuaciones que permiten calcular de manera precisa la evaporación de superficies de agua libres y la evapotranspiración en suelos y cultivos, buscando una relación absoluta entre elementos meteorológicos y la evaporación del agua en superficies abiertas.

Ya que los estudios de Penman no únicamente se limitaron a la estimación de la evaporación en superficies de agua sino también de la evapotranspiración en cultivos la FAO publicó un texto denominado "Evapotranspiración del cultivo. Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos" (FAO, 2006) en el que ha descrito algunos aspectos metodológicos de forma bastante clara; por ello, parte de la descripción de las ecuaciones para calcular la evaporación en un espejo de agua por el método de Penman que se presentan a continuación se basan en dicho documento. Por ello al inicio de la descripción se hará referencia al término evapotranspiración; sin embargo, en el desarrollo de la metodología de cálculo se enfatizará en lo pertinente para el cálculo de la evaporación en superficies de agua.

8.4.3 Evapotranspiración de referencia (E_o)

La evapotranspiración de referencia para una superficie de agua puede determinarse a partir del denominado método FAO Penman-Monteith (FAO, 2006) a partir de la siguiente expresión:

$$E_0 = \frac{0{,}408 * \Delta * (R_n - G) + \gamma * \frac{900}{T+273} * u_2 * (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0{,}34 * u_2)} \qquad [8.18]$$

Donde:

E_0 : Evapotranspiración de referencia (mm/d),

Δ : pendiente de la curva de presión de vapor de agua (kPa/°C),

R_n : radiación neta en la superficie evaporante (MJ/m^2*d),

G : flujo del calor del suelo (MJ/m^2*d),

γ : constante psicrométrica (kPa/°C)

T : temperatura media del aire a 2 m de altura (°C)

u_2 : velocidad del viento a 2 m de altura (m/s)

e_s : presión de vapor de saturación (kPa)

e_a : presión real de vapor (kPa)

Para el cálculo de la evaporación los valores de radiación se presentan en MJ/m^2*d; sin embargo, varias referencias bibliográficas presentan los componentes de radiación en las ecuaciones, y particularmente el calor disponible para evaporación, en términos de calorías/cm^2*d, de tal manera que, dicho valor se divida entre la cantidad de energía necesaria para evaporar el agua a la temperatura del aire, que es del orden de 59 calorías por cada 1/10 g de agua (Penman, 1948), 580 calorías por cada cm^3 (Potts, 1988), o 58,5 cal/cm^2*día para evaporar 1 mm de lámina (Guevara 2006).

Ya que el énfasis de esta parte del capítulo se referirá al cálculo de la evaporación cabe mencionar que, para estimar los valores diarios, semanales, o mensuales de la evaporación de referencia por medio de la ecuación FAO Penman-Monteith, se requiere, además de la localización del sitio, los datos correspondientes a la temperatura del aire, la humedad atmosférica, la radiación solar y la velocidad del viento. Algunos comentarios al respecto disponibles en FAO (2006) son:

8.4.3.1 Localización. Se deben especificar tanto la altitud, en metros sobre el nivel del mar de la zona para la que se determina la evaporación como su latitud, en grados respecto al hemisferio norte o sur. Tales datos son necesarios para ajustar algunos parámetros climáticos al valor medio local de la presión atmosférica, la cual es una función de la

elevación del sitio sobre nivel del mar, y para calcular la radiación extraterrestre (Ra) y, en algunos casos, la duración máxima de la insolación (N). En los procedimientos del cálculo para Ra y N, la latitud se expresa en radianes (grados decimales*π/180). Para el hemisferio norte se utilizan valores positivos y para el hemisferio sur valores negativos.

8.4.3.2 Temperatura.

Para la aplicación de la fórmula FAO Penman-Monteith, se requiere información de temperatura diaria (promedio), temperatura máxima y temperatura mínima en grados centígrados (°C). En los casos en que solamente se tenga disponibilidad de temperaturas medias diarias, el cálculo de la evaporación todavía es válido, pero se podría esperar una cierta subestimación de su valor debido a la relación no-linear de la presión de vapor de saturación en relación con la temperatura. El uso de la temperatura media del aire en lugar de la temperatura máxima y mínima tiene como resultado una presión de saturación más baja (e_s), y por lo tanto un déficit de presión de vapor también más bajo (e_s - e_a), resultante en una estimación más baja de la evapotranspiración de referencia.

8.4.3.3 Humedad.

El valor de la presión real (promedio) diaria de vapor, (e_a), en kilopascales (kPa) se requiere como dato de entrada para la aplicación de la ecuación FAO Penman-Monteith. En caso de que los valores de presión real de vapor no estén disponibles, estos pueden ser derivados de la humedad relativa máxima y mínima (%), de los datos psicrométricos (temperaturas de bulbo seco y mojado en °C) o de la temperatura del punto de rocío (°C).

El psicrómetro consiste en un conjunto de dos termómetros denominados “de bulbo seco” y “de bulbo húmedo”, utilizados para medir la temperatura del aire y con ella calcular la humedad relativa, la tensión de vapor y el punto de rocío; usualmente se adicionan al equipo dos termómetros de extremas para medir temperaturas máximas y mínimas diarias.

El termómetro seco es un termómetro sensible de mercurio que indica la temperatura real del aire en el momento de la observación; por su parte, el termómetro húmedo es un similar al termómetro seco pero su depósito de mercurio se envuelve en una muselina que se mantiene permanentemente humedecida ya que su extremidad está sumergida en un recipiente con agua pura.

A continuación, en la Figura 8.10 se presentan imágenes de una caseta psicrométrica, donde la foto superior izquierda ilustra los termómetros de bulbo seco y húmedo, y la foto superior derecha muestra los termómetros de temperaturas máximas y mínimas. En la parte inferior se ilustra la imagen completa del psicrómetro, así como la de un higrógrafo, cuya función es medir directamente la humedad relativa.

Figura 8.10 Fotografías de una caseta psicrométrica y sus elementos constitutivos

8.4.3.4 Radiación.

La radiación neta diaria (promedio) está expresada en MegaJoules por metro cuadrado por día (MJ/m^2*día). Estos datos no están disponibles comúnmente en forma directa, pero pueden derivarse de la radiación de onda corta (promedio) medida con un piranómetro o de la duración real diaria (promedio) del sol brillante (horas por día) medida por medio del heliógrafo.

A continuación, en la Figura 8.11 se presenta en el lado izquierdo la fotografía de un heliógrafo y en el lado derecho una fotografía de la escala sobre la cual se registra el número de horas de sol franco por día.

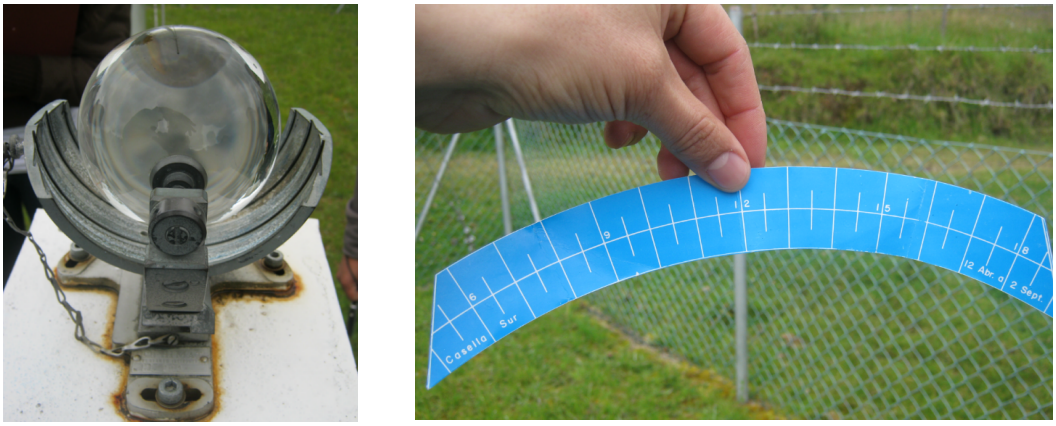


Figura 8.11 Fotografías de un heliógrafo y su escala registradora

8.4.3.5 Viento.

Para la aplicación de la ecuación FAO Penman-Monteith se requiere contar con la velocidad del viento (promedio) diaria en metros por segundo (m/s) medida a 2 m de altura sobre el nivel del suelo. Es importante verificar la altura a la cual se mide la velocidad del viento, pues velocidades del viento medidas a diversas alturas sobre la superficie del suelo presentan con seguridad valores diferentes. En caso de no contar con datos de velocidad de viento a 2 m de altura se deberá ajustar la velocidad a la altura estándar de 2 m tal como se comentará posteriormente.

La velocidad del viento se mide por medio de anemómetros o anemógrafos como los que se ilustran a continuación en la Figura 8.12. Los anemómetros usados comúnmente en las estaciones meteorológicas se componen de cazoletas o propulsores que giran sobre un eje gracias a la fuerza del viento. El conteo del número de revoluciones en un periodo dado, permite determinar la velocidad promedio del viento en dicho período.

Figura 8.12 Fotografías de anemómetro y un anemógrafo

8.5 CÁLCULO DE LA EVAPORACIÓN

Al determinar la máxima evaporación que se espera registrar en una estación piscícola es factible determinar el caudal que se requerirá en la circunstancia más crítica por ese concepto para realizar la reposición de la pérdida de columna del líquido en todas las unidades de cultivo. Tal valor será de fundamental importancia para ser considerado en el dimensionamiento hidráulico del sistema de distribución de flujo hacia los tanques de cultivo.

8.5.1 Radiación neta sobre la superficie evaporante (R_n)

Para determinar el valor de la evaporación en una superficie de agua es necesario calcular la Radiación neta que incide sobre la superficie evaporante (R_n). La radiación neta es la diferencia entre la radiación entrante y saliente de longitudes de onda cortas y largas. Es el equilibrio entre la energía absorbida, reflejada y emitida por la superficie terrestre o la diferencia de la radiación de onda corta entrante neta y la radiación de onda larga saliente neta para el día en estudio tal como se indica en la Ecuación 8.19.

$$R_n = R_{ns} - R_{nl} \qquad [8.19]$$

Donde:

R_n : Radiación neta sobre la superficie evaporante (MJ/m^2*día)

R_{ns} : Radiación de onda corta entrante neta (MJ/m^2*día)

R_{nl} : Radiación de onda larga saliente neta (MJ/m^2*día)

La R_n es normalmente positiva durante el día y negativa durante la noche. Usualmente se calculan los valores para los doce meses del año, y en particular para cada uno de ellos se selecciona un día representativo, que puede ser el día 15.

8.5.2 Radiación de onda corta entrante neta (R_{ns})

Una cantidad considerable de la radiación solar que llega a la superficie terrestre se refleja en ella. La fracción de la radiación solar que es reflejada por la superficie se conoce como albedo (α). El albedo es muy variable de acuerdo al tipo de superficie y el ángulo de incidencia o la pendiente de la superficie terrestre.

La radiación neta solar, R_{ns}, es la fracción de la radiación solar (R_s) que no se refleja en la superficie. Su valor se lo calcula por medio de la Ecuación 8.20.

$$R_{ns} = (1-\alpha) * R_s \qquad [8.20]$$

Donde:

R_{ns} : Radiación de onda corta entrante neta (MJ/m²*día)

α : Albedo de la superficie evaporante

R_s : Radiación solar o de onda corta (MJ/m²*día)

Ya que el albedo es la proporción de energía que refleja una superficie, su valor varía entre 0 y 1, el límite inferior corresponde a un "cuerpo negro" o no reflejante, y el superior a una superficie blanca con reflexión total. Los valores del albedo útiles en hidrología se presentan en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6 Valores de albedo de algunas superficies comunes

Superficie	Albedo (r)
Nieve fresca, recién caída	0,75 - 0,95
Nieve vieja, limpia	0,40 – 0,65
Nieve sucia	0,10
Suelos arenosos (secos)	0,15 - 0,45
Arcilla seca	0,20 – 0,35
Pasto	0,10 - 0,33
Bosque oscuro	0,05
Bosques de coníferas	0,10 – 0,15
Suelo seco	0,15 - 0,25
Suelos oscuros	0,05 – 0,20
Roca	0,12 – 0,15
Superficie de agua – latitudes bajas	0,03 - 0,10
Agua (alta elevación solar)	0,03 - 0,06
Agua (baja elevación solar) – latitudes altas	0,10 – 1,00
Mar	0,03 – 0,10
Vegetación verde (promedio para selvas y pastos)	0,12 - 0,20
Áreas urbanas densamente pobladas	0,15 – 0,25
Pastos y cultivos	0,25
Suelo sin vegetación	0,1 - 0,2

Fuente: Adaptado de (Silva, 1998, p. 31; Monsalve, 2004, p. 156; Tucci, 1993, p. 277; Ponce et al., 1997, p. 198)

Para cuerpos de agua profundos, Chow et al. (1998) recomiendan utilizar un valor de albedo de 0,06 pues absorbe la mayor cantidad de la energía que recibe; para superficies de agua en general Pokorný y Kvĕt (2004) recomiendan adoptar valores entre 0,04 y 0,10; en términos generales, para cuerpos de agua los valores recomendados por Ferreira (2006) oscilan entre 0,06 y 0,10. Por su parte, Boyd (2015) manifestó que, en términos de cálculos anuales, los valores de albedo para superficies de agua abiertas en el ecuador varían entre 4,8 a 6,5% y entre 11,5 a 12% a 60° de latitud.

8.5.3 Radiación solar o de onda corta (R_s)

Cuando la radiación atraviesa la atmósfera para llegar a la superficie terrestre, parte de ella se dispersa, refleja o absorbe por los gases, las nubes y el polvo atmosféricos. La cantidad de radiación que llega a un plano horizontal en la superficie terrestre se conoce como radiación solar, R_s. Como el sol emite energía por medio de ondas electromagnéticas caracterizadas por longitudes de onda cortas, la radiación solar también se conoce como radiación de onda corta. En un día despejado, R_s constituye aproximadamente el 75% de la radiación extraterrestre (R_a).

En un día nublado el valor de la radiación solar o de onda corta R_s disminuye debido a que la radiación se dispersa en la atmósfera. Sin embargo, incluso con una nubosidad muy densa, cerca del 25% de la radiación extraterrestre puede todavía llegar a la superficie terrestre principalmente como radiación difusa de la atmósfera.

La radiación solar puede ser calculada a través de la aplicación de la fórmula de Angstrom que relaciona la radiación solar con la radiación extraterrestre y la duración relativa de la insolación:

$$R_s = \left(a_s + b_s \frac{n}{N}\right) * R_a \qquad [8.21]$$

Donde:

R_s : Radiación solar o de onda corta (MJ/m^2*día)

a_s : Constante de regresión, que expresa la fracción radiación extraterrestre que llega a la tierra en días muy nublados (n = 0),

$a_s + b_s$: Fracción de la radiación extraterrestre que llega a la tierra en días despejados (n = N).

n : Duración real de la insolación (horas)

N : Duración máxima posible de la insolación (horas),

n/N : Duración relativa de la insolación,

R_a : Radiación extraterrestre (MJ/m^2*día).

Cuando no se disponga de datos reales de radiación solar y cuando no se han realizado calibraciones

previas a la ecuación anteriormente mencionada, se recomienda usar valores de a_s = 0,25 y de b_s = 0,50.

8.5.4 Duración solar relativa (n/N)

La duración solar relativa es un cociente que expresa la nubosidad atmosférica, relaciona la duración real de la insolación, n, y la duración máxima posible de la insolación o de la luz del día N. Bajo condiciones de ausencia de nubosidad la duración real de la insolación es igual a la insolación máxima posible (n = N) y el cociente es uno, mientras que en días muy nublados n y el cociente puede tomar el valor de cero. En ausencia de datos directos de R_s, la duración solar relativa, n/N, se utiliza para derivar la radiación solar de la radiación extraterrestre. Como ocurre con la radiación extraterrestre, la duración del día, N, depende de la posición del sol y es por lo tanto una función de la latitud y de la fecha. Los valores diarios de N a través del año, para diversas latitudes, se presentan en la Figura 8.13.

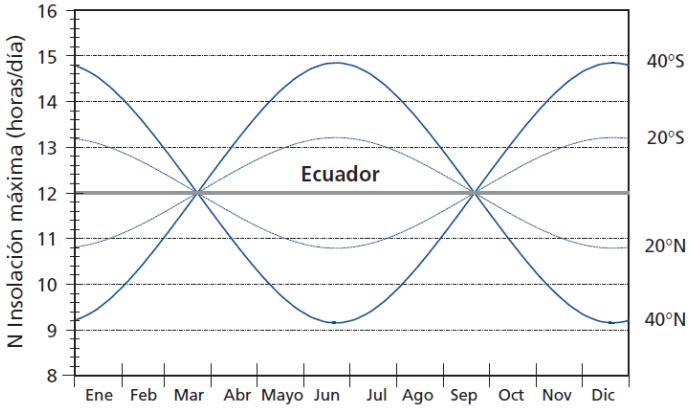


Figura 8.13 Variación anual de las horas de luz del día (N) en el ecuador, a los 20 y 40° de latitud norte y sur. Fuente: Adaptada de FAO (2006, p. 42)

De acuerdo con Vianello y Alves (2012), la radiación que llegará a la superficie terrestre dependerá de la duración astronómica del día, la latitud del lugar y la fecha del año y más específicamente en función de su cercanía al solsticio o al equinoccio.

La duración máxima de la insolación diaria se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$N = \frac{24}{\pi} * \omega_s \qquad [8.22]$$

Donde:

N : Duración máxima de la insolación (horas)

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol (radianes)

El ángulo de radiación a la puesta del sol se lo calcula mediante la ecuación:

$$\omega_s = arccos[-tan(\varphi) * tan(\delta)] \qquad [8.23]$$

Donde:

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol (radianes)

φ : Latitud (radianes)

δ : Declinación solar (radianes)

El valor de la latitud en radianes se obtiene con la ecuación:

$$\varphi = \frac{Lat.*\pi}{180} \qquad [8.24]$$

Donde:

φ : Latitud (radianes)

Lat. : Latitud del lugar, en grados sexagesimales

Para determinar la declinación solar se puede recurrir a la expresión:

$$\delta = 0{,}409 * sen\left(\frac{2*\pi*J}{365} - 1{,}39\right) \qquad [8.25]$$

Donde:

δ : Declinación solar (radianes)

J : Número del día en el año entre 1, correspondiente al 1 de enero, y 365, correspondiente al 31 de diciembre.

El valor de J se lo puede obtener a partir de la siguiente ecuación:

$$J = \left(\frac{275*M}{9} - 30 + D\right) - 2 \qquad [8.26]$$

Donde:

J : Número de día en el año, es el valor entero calculado de la anterior expresión

M : Mes del año

D : Día del mes

Cuando se calcula J para enero o febrero; es decir, para M < 3 entonces del valor de J corregido (J_{corr}) será J_{corr} = J+2

Cuando se calcula J para un año bisiesto y para M > 3, entonces J corregido será J_{corr} = J+1

A continuación, las Tablas 8.7 y 8.8 presentan valores de la duración máxima posible de la insolación diaria para diferentes latitudes para el día 15 de cada mes; los valores fueron calculados utilizando las ecuaciones anteriormente mencionadas.

Tabla 8.7 Insolación máxima diaria (N) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio norte

Latitud		Mes del año											
(°)	(Rad.)	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
70	1,22173	0,00	6,65	11,00	15,65	21,28	24,00	24,00	17,60	12,78	8,27	2,26	0,00
68	1,18682	2,15	7,27	11,10	15,26	19,68	24,00	22,22	16,94	12,70	8,67	4,07	0,00
66	1,15192	3,91	7,76	11,18	14,94	18,67	22,05	20,27	16,42	12,63	8,99	5,14	1,92
64	1,11701	4,97	8,17	11,26	14,68	17,92	20,27	19,16	16,00	12,58	9,27	5,93	3,71
62	1,08210	5,75	8,51	11,32	14,45	17,32	19,22	18,36	15,64	12,53	9,50	6,55	4,77
60	1,04720	6,37	8,81	11,37	14,25	16,83	18,44	17,72	15,33	12,49	9,71	7,06	5,56
58	1,01229	6,88	9,06	11,42	14,07	16,41	17,81	17,20	15,06	12,45	9,89	7,49	6,18
56	0,97738	7,32	9,29	11,46	13,92	16,05	17,29	16,75	14,82	12,42	10,05	7,86	6,70
54	0,94248	7,69	9,49	11,50	13,78	15,73	16,85	16,37	14,61	12,39	10,19	8,18	7,15
52	0,90757	8,03	9,67	11,54	13,65	15,45	16,46	16,03	14,42	12,36	10,32	8,47	7,53
50	0,87266	8,33	9,84	11,57	13,53	15,20	16,12	15,73	14,25	12,34	10,44	8,73	7,88
48	0,83776	8,60	9,99	11,60	13,43	14,97	15,81	15,45	14,09	12,31	10,54	8,97	8,18
46	0,80285	8,84	10,13	11,62	13,33	14,76	15,53	15,20	13,95	12,29	10,64	9,18	8,46
44	0,76794	9,07	10,26	11,65	13,24	14,57	15,28	14,97	13,81	12,27	10,74	9,38	8,72
42	0,73304	9,27	10,37	11,67	13,16	14,39	15,04	14,76	13,69	12,25	10,82	9,56	8,95
40	0,69813	9,47	10,49	11,70	13,08	14,22	14,83	14,57	13,57	12,24	10,90	9,74	9,17
38	0,66323	9,65	10,59	11,72	13,00	14,06	14,62	14,39	13,46	12,22	10,98	9,90	9,37
36	0,62832	9,82	10,69	11,74	12,93	13,91	14,43	14,21	13,36	12,20	11,05	10,05	9,57
34	0,59341	9,98	10,79	11,76	12,86	13,77	14,25	14,05	13,26	12,19	11,12	10,19	9,75
32	0,55851	10,13	10,88	11,77	12,80	13,64	14,08	13,90	13,17	12,18	11,18	10,32	9,92
30	0,52360	10,27	10,96	11,79	12,74	13,51	13,92	13,75	13,08	12,16	11,25	10,45	10,08
28	0,48869	10,41	11,05	11,81	12,68	13,39	13,77	13,61	12,99	12,15	11,31	10,58	10,23
26	0,45379	10,55	11,12	11,82	12,62	13,28	13,62	13,47	12,91	12,14	11,36	10,70	10,38
24	0,41888	10,67	11,20	11,84	12,57	13,17	13,47	13,34	12,83	12,13	11,42	10,81	10,52

Tabla 8.7 Insolación máxima diaria (N) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio norte (continuación)

Latitud		Mes del año											
22	0,38397	10,80	11,28	11,85	12,52	13,06	13,34	13,22	12,75	12,11	11,47	10,92	10,66
20	0,34907	10,92	11,35	11,87	12,47	12,95	13,20	13,10	12,68	12,10	11,53	11,03	10,80
18	0,31416	11,03	11,42	11,88	12,42	12,85	13,07	12,98	12,61	12,09	11,58	11,13	10,93
16	0,27925	11,15	11,49	11,90	12,37	12,75	12,95	12,86	12,53	12,08	11,63	11,24	11,05
14	0,24435	11,26	11,55	11,91	12,32	12,65	12,82	12,75	12,46	12,07	11,67	11,34	11,18
12	0,20944	11,37	11,62	11,92	12,27	12,55	12,70	12,64	12,40	12,06	11,72	11,43	11,30
10	0,17453	11,48	11,68	11,94	12,23	12,46	12,58	12,53	12,33	12,05	11,77	11,53	11,42
8	0,13963	11,58	11,75	11,95	12,18	12,37	12,46	12,42	12,26	12,04	11,82	11,63	11,54
6	0,10472	11,69	11,81	11,96	12,13	12,27	12,35	12,32	12,20	12,03	11,86	11,72	11,65
4	0,06981	11,79	11,87	11,97	12,09	12,18	12,23	12,21	12,13	12,02	11,91	11,81	11,77
2	0,03491	11,90	11,94	11,99	12,04	12,09	12,11	12,10	12,06	12,01	11,95	11,91	11,88
0	0,00000	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00

Tabla 8.8 Insolación máxima diaria (N) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio sur

Latitud		Mes del año											
(°)	(Rad.)	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
70	1,22173	24,00	17,35	13,00	8,35	2,72	0,00	0,00	6,40	11,22	15,73	21,74	24,00
68	1,18682	21,85	16,73	12,90	8,74	4,32	0,00	1,78	7,06	11,30	15,33	19,93	24,00
66	1,15192	20,09	16,24	12,82	9,06	5,33	1,95	3,73	7,58	11,37	15,01	18,86	22,08
64	1,11701	19,03	15,83	12,74	9,32	6,08	3,73	4,84	8,00	11,42	14,73	18,07	20,29
62	1,08210	18,25	15,49	12,68	9,55	6,68	4,78	5,64	8,36	11,47	14,50	17,45	19,23
60	1,04720	17,63	15,19	12,63	9,75	7,17	5,56	6,28	8,67	11,51	14,29	16,94	18,44
58	1,01229	17,12	14,94	12,58	9,93	7,59	6,19	6,80	8,94	11,55	14,11	16,51	17,82
56	0,97738	16,68	14,71	12,54	10,08	7,95	6,71	7,25	9,18	11,58	13,95	16,14	17,30
54	0,94248	16,31	14,51	12,50	10,22	8,27	7,15	7,63	9,39	11,61	13,81	15,82	16,85
52	0,90757	15,97	14,33	12,46	10,35	8,55	7,54	7,97	9,58	11,64	13,68	15,53	16,47
50	0,87266	15,67	14,16	12,43	10,47	8,80	7,88	8,27	9,75	11,66	13,56	15,27	16,12
48	0,83776	15,40	14,01	12,40	10,57	9,03	8,19	8,55	9,91	11,69	13,46	15,03	15,82
46	0,80285	15,16	13,87	12,38	10,67	9,24	8,47	8,80	10,05	11,71	13,36	14,82	15,54
44	0,76794	14,93	13,74	12,35	10,76	9,43	8,72	9,03	10,19	11,73	13,26	14,62	15,28
42	0,73304	14,73	13,63	12,33	10,84	9,61	8,96	9,24	10,31	11,75	13,18	14,44	15,05
40	0,69813	14,53	13,51	12,30	10,92	9,78	9,17	9,43	10,43	11,76	13,10	14,26	14,83
38	0,66323	14,35	13,41	12,28	11,00	9,94	9,38	9,61	10,54	11,78	13,02	14,10	14,63
36	0,62832	14,18	13,31	12,26	11,07	10,09	9,57	9,79	10,64	11,80	12,95	13,95	14,43
34	0,59341	14,02	13,21	12,24	11,14	10,23	9,75	9,95	10,74	11,81	12,88	13,81	14,25
32	0,55851	13,87	13,12	12,23	11,20	10,36	9,92	10,10	10,83	11,82	12,82	13,68	14,08
30	0,52360	13,73	13,04	12,21	11,26	10,49	10,08	10,25	10,92	11,84	12,75	13,55	13,92
28	0,48869	13,59	12,95	12,19	11,32	10,61	10,23	10,39	11,01	11,85	12,69	13,42	13,77
26	0,45379	13,45	12,88	12,18	11,38	10,72	10,38	10,53	11,09	11,86	12,64	13,30	13,62
24	0,41888	13,33	12,80	12,16	11,43	10,83	10,53	10,66	11,17	11,87	12,58	13,19	13,48
22	0,38397	13,20	12,72	12,15	11,48	10,94	10,66	10,78	11,25	11,89	12,53	13,08	13,34

Tabla 8.8 Insolación máxima diaria (N) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio sur (continuación)

Latitud		Mes del año											
20	0,34907	13,08	12,65	12,13	11,53	11,05	10,80	10,90	11,32	11,90	12,47	12,97	13,20
18	0,31416	12,97	12,58	12,12	11,58	11,15	10,93	11,02	11,39	11,91	12,42	12,87	13,07
16	0,27925	12,85	12,51	12,10	11,63	11,25	11,05	11,14	11,47	11,92	12,37	12,76	12,95
14	0,24435	12,74	12,45	12,09	11,68	11,35	11,18	11,25	11,54	11,93	12,33	12,66	12,82
12	0,20944	12,63	12,38	12,08	11,73	11,45	11,30	11,36	11,60	11,94	12,28	12,57	12,70
10	0,17453	12,52	12,32	12,06	11,77	11,54	11,42	11,47	11,67	11,95	12,23	12,47	12,58
8	0,13963	12,42	12,25	12,05	11,82	11,63	11,54	11,58	11,74	11,96	12,18	12,37	12,46
6	0,10472	12,31	12,19	12,04	11,87	11,73	11,65	11,68	11,80	11,97	12,14	12,28	12,35
4	0,06981	12,21	12,13	12,03	11,91	11,82	11,77	11,79	11,87	11,98	12,09	12,19	12,23
2	0,03491	12,10	12,06	12,01	11,96	11,91	11,89	11,90	11,94	11,99	12,05	12,09	12,12
0	0,00000	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00

8.5.5 Radiación extraterrestre (R_a)

La radiación que choca a una superficie perpendicular a los rayos del sol en el extremo superior de la atmósfera terrestre, se llama constante solar y tiene un valor aproximado de 0,082 MJ/m^2*min. La intensidad local de la radiación, sin embargo, está determinada por el ángulo entre la dirección de los rayos solares y la superficie de la atmósfera. Este ángulo cambia durante el día y es diferente en diversas latitudes y en diversas épocas del año. La radiación solar recibida en la parte superior de la atmósfera terrestre sobre una superficie horizontal se conoce como radiación solar extraterrestre, R_a. Si el sol se encuentra directamente encima de la cabeza, el ángulo de incidencia es cero y la radiación extraterrestre es 0,082 MJ/m^2*min. Así como las estaciones cambian, la posición del sol, la longitud del día y la radiación extraterrestre también cambian. La radiación extraterrestre es entonces una función de la latitud, la época del año y la hora del día. Los valores de R_a a lo largo del año para diversas latitudes se presentan en la Figura 8.14.

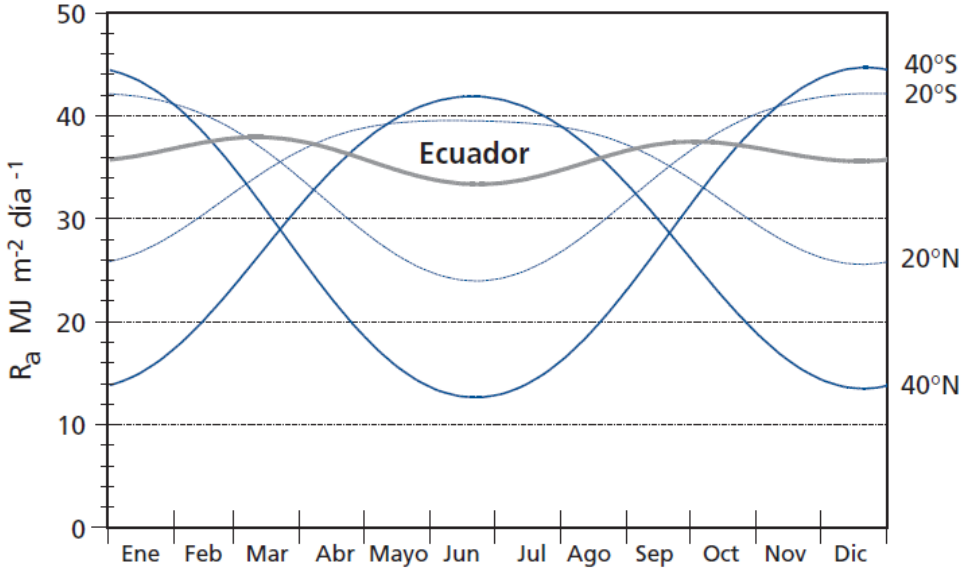


Figura 8.14 Variación anual de la radiación extraterrestre (R_a) en el ecuador, a los 20 y 40° de latitud norte y sur. Fuente: Adaptada de FAO (2006, p. 41)

Para determinar el valor de la radiación extraterrestre para cualquier punto de la superficie terrestre y para cualquier día del año se puede recurrir a la siguiente ecuación:

$$R_a = \frac{24*60}{\pi} * G_{sc} * d_r[\omega_s * sin(\varphi) * sin(\delta) + cos(\varphi) * cos(\delta) * sin(\omega_s)] \quad [8.27]$$

Donde:

R_a : Radiación extraterrestre (MJ/m^2*día)

G_{sc} : Constante solar = 0,082 MJ/m^2*min

d_r : Distancia relativa inversa Tierra-Sol

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol, cuya determinación numérica fue previamente explicada

φ : Latitud (radianes), cuyo mecanismo de cálculo ya fue descrito anteriormente

δ : Declinación solar (radianes), de la cual ya se explicó previamente la forma de cálculo

Para determinar la distancia relativa inversa Tierra-Sol se puede recurrir a la siguiente ecuación:

$$d_r = 1 + 0{,}033 * cos\left(\frac{2\pi}{365} * J\right) \quad [8.28]$$

Donde:

d_r : Distancia relativa inversa Tierra-Sol

J : Número del día en el año entre 1, correspondiente al 1 de enero, y 365, correspondiente al 31 de diciembre, y cuyo mecanismo de cálculo fue previamente explicado

Los valores de la radiación extraterrestre calculados, utilizando las ecuaciones en mención, para el día 15 de cada mes se presentan a continuación en las Tablas 8.9 y 8.10.

Tabla 8.9 Radiación extraterrestre diaria (R_a, en MJ/m²*día) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio norte

Latitud		Mes del año											
(°)	(Rad.)	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
70	1,22173	0,00	2,61	10,42	23,02	35,20	42,50	39,40	27,86	14,83	4,80	0,11	0,00
68	1,18682	0,10	3,68	11,68	23,95	35,32	42,00	38,82	28,51	16,01	5,97	0,67	0,00
66	1,15192	0,64	4,80	12,93	24,87	35,57	41,41	38,72	29,19	17,17	7,17	1,44	0,08
64	1,11701	1,39	5,95	14,16	25,78	35,90	41,22	38,79	29,88	18,31	8,39	2,33	0,58
62	1,08210	2,28	7,14	15,37	26,67	36,27	41,18	38,94	30,57	19,43	9,60	3,32	1,31
60	1,04720	3,25	8,34	16,57	27,55	36,66	41,22	39,14	31,25	20,52	10,82	4,37	2,16
58	1,01229	4,30	9,56	17,75	28,40	37,05	41,30	39,36	31,92	21,59	12,04	5,48	3,12
56	0,97738	5,39	10,78	18,91	29,22	37,44	41,41	39,58	32,56	22,64	13,26	6,62	4,14
54	0,94248	6,53	12,01	20,04	30,02	37,81	41,52	39,81	33,18	23,66	14,46	7,78	5,22
52	0,90757	7,70	13,23	21,15	30,79	38,17	41,62	40,02	33,77	24,65	15,65	8,97	6,35
50	0,87266	8,89	14,45	22,24	31,52	38,50	41,71	40,21	34,34	25,61	16,83	10,17	7,51
48	0,83776	10,10	15,66	23,30	32,23	38,81	41,79	40,39	34,87	26,54	18,00	11,38	8,69
46	0,80285	11,32	16,86	24,33	32,89	39,08	41,84	40,54	35,37	27,43	19,15	12,60	9,89
44	0,76794	12,55	18,05	25,33	33,52	39,33	41,87	40,66	35,83	28,30	20,28	13,82	11,11
42	0,73304	13,78	19,22	26,31	34,12	39,54	41,87	40,74	36,26	29,13	21,38	15,04	12,34
40	0,69813	15,01	20,37	27,25	34,67	39,71	41,84	40,80	36,65	29,92	22,47	16,25	13,58
38	0,66323	16,24	21,51	28,15	35,19	39,85	41,77	40,82	37,00	30,68	23,53	17,46	14,82
36	0,62832	17,47	22,63	29,02	35,66	39,95	41,67	40,81	37,31	31,40	24,56	18,65	16,06
34	0,59341	18,68	23,72	29,86	36,10	40,01	41,54	40,75	37,58	32,08	25,57	19,84	17,29
32	0,55851	19,89	24,79	30,66	36,49	40,03	41,37	40,66	37,81	32,72	26,55	21,01	18,52
30	0,52360	21,08	25,83	31,43	36,84	40,02	41,16	40,53	38,00	33,33	27,49	22,16	19,74
28	0,48869	22,26	26,84	32,15	37,15	39,95	40,91	40,36	38,15	33,89	28,41	23,30	20,95
26	0,45379	23,42	27,83	32,84	37,41	39,85	40,62	40,16	38,25	34,41	29,29	24,41	22,14
24	0,41888	24,56	28,78	33,49	37,63	39,71	40,30	39,91	38,31	34,89	30,14	25,50	23,32

Tabla 8.9 Radiación extraterrestre diaria (R_a, en MJ/m²*día) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio norte (continuación)

Latitud		Mes del año											
22	0,38397	25,68	29,71	34,09	37,81	39,53	39,94	39,62	38,32	35,33	30,96	26,57	24,48
20	0,34907	26,78	30,60	34,66	37,94	39,30	39,53	39,29	38,30	35,72	31,74	27,61	25,62
18	0,31416	27,85	31,45	35,18	38,02	39,03	39,09	38,92	38,23	36,08	32,48	28,63	26,74
16	0,27925	28,90	32,27	35,66	38,06	38,72	38,61	38,52	38,11	36,38	33,18	29,61	27,84
14	0,24435	29,92	33,06	36,10	38,06	38,37	38,09	38,07	37,95	36,65	33,85	30,57	28,92
12	0,20944	30,90	33,80	36,49	38,01	37,97	37,54	37,58	37,75	36,86	34,47	31,49	29,96
10	0,17453	31,86	34,51	36,84	37,92	37,54	36,94	37,05	37,51	37,04	35,06	32,39	30,98
8	0,13963	32,79	35,18	37,15	37,78	37,06	36,31	36,49	37,22	37,17	35,60	33,25	31,97
6	0,10472	33,69	35,81	37,40	37,60	36,55	35,64	35,89	36,89	37,25	36,10	34,07	32,93
4	0,06981	34,55	36,39	37,62	37,37	35,99	34,94	35,25	36,52	37,29	36,56	34,86	33,86
2	0,03491	35,37	36,94	37,78	37,10	35,40	34,20	34,57	36,11	37,28	36,98	35,61	34,75
0	0,00000	36,16	37,44	37,91	36,78	34,77	33,42	33,86	35,65	37,23	37,35	36,32	35,61

Tabla 8.10 Radiación extraterrestre diaria (R_a, en MJ/m²*día) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio sur

Latitud		Mes del año											
(°)	(Rad.)	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
70	1,22173	41,40	28,53	15,73	4,85	0,18	42,50	0,00	2,22	10,77	23,61	37,43	45,30
68	1,18682	40,98	29,25	16,92	6,01	0,76	42,00	0,05	3,22	12,00	24,54	37,49	44,70
66	1,15192	40,92	29,99	18,09	7,20	1,52	0,07	0,52	4,27	13,22	25,47	37,72	44,15
64	1,11701	41,02	30,74	19,23	8,39	2,40	0,55	1,21	5,36	14,43	26,38	38,03	43,95
62	1,08210	41,20	31,49	20,36	9,59	3,36	1,23	2,02	6,48	15,61	27,29	38,39	43,91
60	1,04720	41,43	32,23	21,46	10,80	4,38	2,04	2,92	7,62	16,78	28,17	38,77	43,95
58	1,01229	41,69	32,95	22,54	11,99	5,44	2,94	3,90	8,78	17,93	29,03	39,16	44,03
56	0,97738	41,94	33,65	23,59	13,19	6,54	3,90	4,92	9,94	19,06	29,86	39,54	44,14
54	0,94248	42,20	34,32	24,61	14,37	7,66	4,91	5,98	11,11	20,16	30,66	39,92	44,26
52	0,90757	42,44	34,96	25,61	15,55	8,80	5,97	7,07	12,27	21,24	31,43	40,27	44,37
50	0,87266	42,66	35,58	26,57	16,71	9,95	7,06	8,18	13,44	22,30	32,17	40,60	44,46
48	0,83776	42,86	36,16	27,50	17,85	11,11	8,17	9,31	14,59	23,33	32,88	40,90	44,54
46	0,80285	43,03	36,70	28,40	18,98	12,27	9,30	10,46	15,74	24,33	33,55	41,17	44,60
44	0,76794	43,17	37,21	29,26	20,09	13,44	10,44	11,61	16,88	25,30	34,19	41,41	44,63
42	0,73304	43,28	37,67	30,09	21,18	14,60	11,60	12,76	18,00	26,24	34,78	41,62	44,63
40	0,69813	43,35	38,10	30,88	22,24	15,76	12,76	13,92	19,11	27,14	35,34	41,78	44,59
38	0,66323	43,38	38,49	31,63	23,28	16,91	13,92	15,08	20,20	28,02	35,86	41,91	44,52
36	0,62832	43,38	38,84	32,35	24,29	18,04	15,08	16,23	21,28	28,86	36,33	42,00	44,41
34	0,59341	43,34	39,14	33,02	25,28	19,17	16,24	17,37	22,33	29,67	36,77	42,05	44,27
32	0,55851	43,25	39,40	33,66	26,24	20,28	17,39	18,50	23,35	30,44	37,16	42,06	44,08
30	0,52360	43,12	39,62	34,25	27,17	21,38	18,54	19,63	24,36	31,17	37,51	42,02	43,86
28	0,48869	42,96	39,79	34,81	28,07	22,46	19,67	20,73	25,34	31,86	37,81	41,94	43,60
26	0,45379	42,75	39,92	35,32	28,93	23,52	20,79	21,83	26,29	32,52	38,07	41,82	43,29
24	0,41888	42,49	40,00	35,79	29,76	24,55	21,90	22,90	27,21	33,14	38,29	41,66	42,94
22	0,38397	42,20	40,04	36,21	30,56	25,56	22,99	23,96	28,10	33,71	38,46	41,45	42,56

Tabla 8.10 Radiación extraterrestre diaria (R_a, en MJ/m²*día) para diferentes latitudes para el día 15vo del mes, hemisferio sur (continuación)

Latitud		Mes del año											
20	0,34907	41,86	40,03	36,59	31,32	26,55	24,06	24,99	28,97	34,25	38,59	41,20	42,13
18	0,31416	41,47	39,97	36,93	32,05	27,51	25,11	26,00	29,80	34,74	38,67	40,90	41,65
16	0,27925	41,05	39,87	37,22	32,73	28,45	26,14	26,99	30,59	35,19	38,70	40,56	41,14
14	0,24435	40,58	39,73	37,47	33,38	29,35	27,15	27,95	31,35	35,60	38,69	40,18	40,59
12	0,20944	40,07	39,54	37,67	33,99	30,22	28,13	28,89	32,08	35,97	38,64	39,75	39,99
10	0,17453	39,52	39,30	37,82	34,56	31,07	29,08	29,79	32,77	36,29	38,54	39,28	39,36
8	0,13963	38,93	39,02	37,93	35,09	31,88	30,01	30,67	33,42	36,57	38,39	38,77	38,68
6	0,10472	38,29	38,69	37,99	35,58	32,65	30,91	31,51	34,04	36,80	38,20	38,22	37,97
4	0,06981	37,62	38,32	38,01	36,02	33,39	31,78	32,33	34,62	36,99	37,96	37,63	37,22
2	0,03491	36,91	37,90	37,98	36,42	34,10	32,62	33,11	35,15	37,13	37,67	36,99	36,43
0	0,00000	36,16	37,44	37,91	36,78	34,77	33,42	33,86	35,65	37,23	37,35	36,32	35,61

8.5.6 Radiación relativa de onda corta (R_s/R_{so})

La radiación relativa de onda corta es el cociente de la radiación solar (R_s) y de la radiación solar de un día despejado (R_{so}). R_s es la radiación solar que realmente llega a la superficie terrestre en un determinado período, mientras que R_{so} es la radiación solar que alcanzaría la misma superficie durante el mismo período si el cielo estuviera despejado. La radiación relativa de onda corta es una manera de expresar la nubosidad de la atmósfera; cuanto más nublado esté el cielo, más pequeño será su valor. El cociente varía aproximadamente entre 0,33, para una condición de nubosidad elevada, y 1 para un cielo despejado.

Radiación solar en un día despejado (R_{so}).

La radiación en días despejados, cuando n = N, en casos en que los valores calibrados de a_s y b_s no estén disponibles puede calcularse de la siguiente manera:

$$R_{s0} = \left(0{,}75 + (2 * 10^{-5} * z)\right) * R_a \qquad [8.29]$$

Donde:

R_{s0} : Radiación solar en un día despejado

z : elevación de la estación sobre el nivel del mar.

8.5.7 Radiación neta de onda larga (R_{nl})

La radiación solar absorbida por la Tierra se convierte en energía térmica. Nuestro planeta pierde esta energía por medio de varios procesos, entre los cuales se encuentra la emisión de radiación. La Tierra, que tiene una temperatura mucho más baja que el sol, emite energía radiante con longitudes de onda más largas que el sol. Por ello, la radiación terrestre se conoce como radiación de onda larga. La radiación de onda larga emitida por el planeta es absorbida por la atmósfera o perdida hacia el espacio. La radiación de onda larga recibida por la atmósfera aumenta su temperatura. Por consiguiente, la atmósfera irradia también energía, parte de la radiación emitida por la

atmósfera se dirige nuevamente hacia la superficie terrestre. Por lo tanto, la superficie terrestre emite y recibe radiación de onda larga. La diferencia entre la radiación de onda larga entrante y saliente se llama radiación neta de onda larga, R_{nl}. Como la radiación saliente de onda larga es casi siempre mayor que la radiación entrante, R_{nl} representa una pérdida de energía.

La cantidad de emisión de energía de onda larga es proporcional a la temperatura absoluta de la superficie elevada a la cuarta potencia. Esta relación se expresa cuantitativamente por la ley de Stefan-Boltzmann. Se debe tener en cuenta que el flujo de energía neta que sale de la superficie terrestre es menor que la calculada y dada por la ley de Stefan-Boltzmann debido a la absorción y radiación devuelta del cielo. El vapor de agua, las nubes, el dióxido de carbono y el polvo absorben y emiten radiación de onda larga. Por ello se deben conocer sus concentraciones para determinar el flujo saliente neto. Como la humedad y la nubosidad tienen un papel importante, la ley de Stefan-Boltzmann se corrige por estos dos factores cuando se estima el flujo saliente neto de la radiación de onda larga. De tal modo que se asume que las concentraciones de los otros factores de absorción de radiación son constantes y el valor de R_{nl} se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_{nl} = \sigma * \left[\frac{T_{max,K}{}^4 + T_{min,K}{}^4}{2}\right] * \left(0{,}34 - \left(0{,}14 * \sqrt{e_a}\right)\right) * \left(\left(1{,}35 * \frac{R_s}{R_{so}}\right) - 0{,}35\right) \quad [8.30]$$

Donde:

R_{nl} : Radiación neta de onda larga (MJ/m^2*d),

σ : Constante de Stefan-Boltzmann = 4,903*10^{-9} MJ/(m^2*K^4*d),

$T_{max,K}$: Temperatura máxima absoluta del aire durante un periodo de 24 horas; K = °C+273,16

$T_{min,K}$: Temperatura mínima absoluta del aire durante un periodo de 24 horas; K = °C+273,16

e_a : Presión de vapor real (kPa),

R_s/R_{s0} : Radiación relativa de onda corta (valores ≤ 1,0)

R_s : radiación solar medida o calculada (MJ/m²*d),

R_{so} : radiación en un día despejado (MJ/m²*d).

La presión de vapor de saturación (también llamada presión de saturación de vapor en el aire) depende de la temperatura promedio, o temperatura para la cual se desea realizar el estudio, del aire del lugar a 2 metros de altura por encima del suelo.

La ecuación genérica para determinar la presión de saturación de vapor en el aire a una determinada temperatura es:

$$e^0(T) = 0{,}6108 * e^{\left(\frac{17{,}27*T}{237{,}3+T}\right)} \quad [8.31]$$

Donde:

$e^0(T)$: Presión de saturación de vapor a la temperatura del aire en kPa (kN/m²)

T : Temperatura media del aire (°C)

A continuación, la Tabla 8.11 presenta los valores correspondientes a la presión de saturación de vapor para diferentes temperaturas calculados con las ecuaciones anteriormente mencionadas.

Tabla 8.11 Presión de saturación de vapor (en Pascales) para diferentes temperaturas (°C)

t	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	t
0	611,00	606,57	602,16	597,79	593,44	589,12	584,83	580,57	576,33	572,12	0
1	656,92	661,68	666,47	671,28	676,13	681,01	685,92	690,86	695,83	700,84	1
2	705,87	710,94	716,04	721,17	726,34	731,53	736,76	742,03	747,32	752,65	2
3	758,01	763,41	768,84	774,31	779,80	785,34	790,91	796,51	802,15	807,82	3
4	813,53	819,27	825,05	830,87	836,72	842,61	848,53	854,49	860,49	866,52	4
5	872,60	878,71	884,85	891,04	897,26	903,52	909,83	916,16	922,54	928,96	5
6	935,42	941,91	948,45	955,02	961,64	968,29	974,99	981,73	988,51	995,33	6
7	1002,19	1009,09	1016,03	1023,02	1030,05	1037,12	1044,23	1051,39	1058,59	1065,83	7
8	1073,12	1080,45	1087,83	1095,24	1102,71	1110,22	1117,77	1125,37	1133,01	1140,70	8
9	1148,44	1156,22	1164,05	1171,92	1179,84	1187,81	1195,82	1203,89	1212,00	1220,16	9
10	1228,36	1236,62	1244,92	1253,28	1261,68	1270,13	1278,63	1287,19	1295,79	1304,44	10
11	1313,14	1321,90	1330,70	1339,56	1348,47	1357,43	1366,44	1375,51	1384,63	1393,80	11
12	1403,02	1412,30	1421,63	1431,02	1440,46	1449,96	1459,51	1469,11	1478,77	1488,49	12
13	1498,26	1508,09	1517,98	1527,92	1537,92	1547,97	1558,09	1568,26	1578,49	1588,78	13
14	1599,13	1609,54	1620,00	1630,53	1641,11	1651,76	1662,47	1673,23	1684,06	1694,95	14
15	1705,90	1716,92	1727,99	1739,13	1750,33	1761,60	1772,93	1784,32	1795,78	1807,30	15
16	1818,88	1830,53	1842,25	1854,03	1865,88	1877,79	1889,77	1901,82	1913,93	1926,11	16
17	1938,36	1950,68	1963,07	1975,52	1988,05	2000,64	2013,31	2026,04	2038,84	2051,72	17
18	2064,67	2077,68	2090,77	2103,93	2117,17	2130,47	2143,85	2157,31	2170,84	2184,44	18
19	2198,11	2211,86	2225,69	2239,59	2253,57	2267,62	2281,75	2295,96	2310,24	2324,61	19
20	2339,05	2353,57	2368,16	2382,84	2397,60	2412,43	2427,35	2442,34	2457,42	2472,58	20
21	2487,82	2503,14	2518,55	2534,03	2549,61	2565,26	2581,00	2596,82	2612,73	2628,72	21
22	2644,80	2660,96	2677,21	2693,55	2709,97	2726,48	2743,08	2759,76	2776,54	2793,40	22
23	2810,36	2827,40	2844,53	2861,76	2879,07	2896,48	2913,98	2931,57	2949,25	2967,03	23

Tabla 8.11 Presión de saturación de vapor (en Pascales) para diferentes temperaturas (°C) (continuación)

t	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	t
24	2984,89	3002,86	3020,91	3039,07	3057,31	3075,66	3094,09	3112,63	3131,26	3149,99	24
25	3168,81	3187,74	3206,76	3225,88	3245,10	3264,43	3283,85	3303,37	3322,99	3342,71	25
26	3362,54	3382,47	3402,50	3422,64	3442,87	3463,22	3483,66	3504,22	3524,87	3545,64	26
27	3566,51	3587,48	3608,57	3629,76	3651,06	3672,47	3693,99	3715,62	3737,36	3759,21	27
28	3781,17	3803,24	3825,42	3847,72	3870,13	3892,65	3915,29	3938,04	3960,91	3983,89	28
29	4006,99	4030,20	4053,53	4076,98	4100,55	4124,24	4148,04	4171,96	4196,01	4220,17	29
30	4244,45	4268,86	4293,39	4318,04	4342,81	4367,71	4392,73	4417,88	4443,15	4468,54	30
31	4494,06	4519,71	4545,49	4571,39	4597,42	4623,58	4649,87	4676,29	4702,84	4729,52	31
32	4756,33	4783,28	4810,35	4837,56	4864,90	4892,38	4919,99	4947,74	4975,62	5003,64	32
33	5031,79	5060,09	5088,52	5117,09	5145,80	5174,65	5203,63	5232,76	5262,03	5291,45	33
34	5321,00	5350,70	5380,54	5410,53	5440,66	5470,94	5501,36	5531,93	5562,65	5593,51	34
35	5624,52	5655,68	5687,00	5718,46	5750,07	5781,83	5813,75	5845,82	5878,04	5910,41	35
36	5942,94	5975,63	6008,47	6041,46	6074,62	6107,93	6141,40	6175,03	6208,81	6242,76	36
37	6276,87	6311,14	6345,57	6380,16	6414,92	6449,84	6484,93	6520,18	6555,59	6591,18	37
38	6626,93	6662,84	6698,93	6735,19	6771,61	6808,20	6844,97	6881,91	6919,02	6956,30	38
39	6993,76	7031,39	7069,20	7107,18	7145,34	7183,67	7222,18	7260,88	7299,75	7338,80	39
40	7378,03	7417,44	7457,04	7496,81	7536,77	7576,92	7617,24	7657,76	7698,46	7739,35	40

Sin embargo, para calcular la radiación neta de onda larga se requiere del valor de la presión real de vapor (e_a), la cual puede ser obtenida a partir de: a) datos provenientes de mediciones psicrométricas; b) la temperatura del punto de rocío (o de escarcha), que según Martines y Lira (2008) es la temperatura a la que se condensa (o solidifica) el vapor de agua en una muestra de gas a un valor de presión constante; c) la humedad relativa del aire. Para efectos de describir el procedimiento de cálculo se explicará el método a partir del uso de informaciones psicrométricas.

8.5.8 Presión real de vapor (e_a) derivada de datos psicrométricos

La presión real de vapor puede determinarse de la diferencia entre las temperaturas de bulbo seco y húmedo conocida como la depresión del bulbo húmedo. La relación se expresa por la siguiente ecuación:

$$e_a = e^o(T_{húmedo}) - \gamma_{psi}(T_{seco} - T_{húmedo}) \quad [8.32]$$

Donde:

e_a : Presión real de vapor (kPa)

$e^0_{(Thúmedo)}$: Presión de saturación de vapor a la temperatura del bulbo húmedo (kPa)

γ_{psi} : Constante psicrométrica (kPa/°C)

$T_{seco} - T_{húmedo}$: Depresión del bulbo húmedo, con T_{seco} la temperatura del termómetro de bulbo seco y $T_{húmedo}$ la temperatura del termómetro de bulbo húmedo (°C).

La constante psicrométrica del instrumento está dada por:

$$\gamma_{psi} = a_{psi} * P \quad [8.33]$$

Donde:

a_{psi} : Es un coeficiente que depende del tipo de ventilación del bulbo húmedo (1/°C)

P : Presión atmosférica (kPa).

El coeficiente γ_{psi} depende principalmente del diseño del psicrómetro y de la ventilación alrededor del bulbo húmedo. Para condiciones normales se utilizan los valores siguientes:

a_{psi} = 0,000662 para los psicrómetros ventilados del tipo de Asmann, con un movimiento de aire de unos 5 m/s,

a_{psi} = 0,000800 para los psicrómetros naturalmente ventilados (cerca de 1 m/s),

a_{psi} = 0,001200 para los psicrómetros no ventilados instalados bajo techo.

La presión atmosférica para diferentes altitudes, expresadas en metros sobre el nivel del mar (msnm) se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$P = 101{,}3 * \left(\frac{293-0{,}0065z}{293}\right)^{5{,}26} \qquad [8.34]$$

Donde:

P : Presión atmosférica (kPa)

Z : Elevación del lugar sobre el nivel del mar (m)

Algunos valores de la presión atmosférica en función de la altitud se presentan a continuación en la Tabla 8.12.

Tabla 8.12 Presión atmosférica (en kPa) en función de la altitud (msnm)

Z (m)	P (kPa)	Z (m)	P (kPa)	Z (m)	P (kPa)
0	101,30	1550	84,27	3100	69,64
50	100,71	1600	83,76	3150	69,20
100	100,12	1650	83,26	3200	68,77
150	99,54	1700	82,75	3250	68,34
200	98,96	1750	82,25	3300	67,91
250	98,38	1800	81,76	3350	67,48
300	97,80	1850	81,26	3400	67,06
350	97,23	1900	80,77	3450	66,64
400	96,66	1950	80,28	3500	66,22
450	96,09	2000	79,79	3550	65,80

Tabla 8.12 Presión atmosférica (en kPa) en función de la altitud (msnm) (continuación)

Z (m)	P (kPa)	Z (m)	P (kPa)	Z (m)	P (kPa)
500	95,53	2050	79,30	3600	65,38
550	94,97	2100	78,82	3650	64,97
600	94,41	2150	78,34	3700	64,56
650	93,85	2200	77,86	3750	64,15
700	93,29	2250	77,38	3800	63,74
750	92,74	2300	76,91	3850	63,34
800	92,19	2350	76,44	3900	62,93
850	91,65	2400	75,97	3950	62,53
900	91,10	2450	75,50	4000	62,13
950	90,56	2500	75,04	4050	61,74
1000	90,02	2550	74,57	4100	61,34
1050	89,49	2600	74,11	4150	60,95
1100	88,96	2650	73,66	4200	60,56
1150	88,42	2700	73,20	4250	60,17
1200	87,90	2750	72,75	4300	59,78
1250	87,37	2800	72,30	4350	59,40
1300	86,85	2850	71,85	4400	59,02
1350	86,33	2900	71,40	4450	58,64
1400	85,81	2950	70,96	4500	58,26
1450	85,29	3000	70,51	4550	57,88
1500	84,78	3050	70,08	4600	57,51

Los anteriores procedimientos permiten determinar la radiación neta que incide sobre la superficie evaporante (R_n), la cual es el resultado de calcular la diferencia entre la radiación entrante y saliente de longitudes de onda cortas y largas.

Como fue comentado anteriormente, para determinar la evapotranspiración de referencia (E_0) para una superficie de agua a partir del denominado método FAO Penman-Monteith (FAO, 2006) se recurre a la expresión:

$$E_0 = \frac{0{,}408 * \Delta * (R_n - G) + \gamma * \frac{900}{T+273} * u_2 * (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0{,}34 * u_2)} \qquad [8.35]$$

Donde:

E_0 : Evapotranspiración de referencia (mm/d),

Δ : Pendiente de la curva de presión de vapor de agua (kPa/°C),

R_n : Radiación neta en la superficie evaporante (MJ/m^2*d),

G : Flujo del calor del suelo (MJ/m^2*d),

γ : Constante psicrométrica (kPa/°C)

T : Temperatura media del aire a 2 m de altura (°C)

u_2 : Velocidad del viento a 2 m de altura (m/s)

e_s : Presión media de vapor de saturación (kPa)

e_a : Presión real de vapor (kPa)

De acuerdo con FAO (2006), la pendiente de la curva de presión de saturación de vapor para la temperatura media del aire (T) puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{2504 * e^{\left(\frac{17,27*T}{T+237,3}\right)}}{(T+237,3)^2} \qquad [8.36]$$

Donde:

Δ : Gradiente de la curva de presión de saturación de vapor (kPa/°C)

T : Temperatura media del aire (°C)

La Tabla 8.13 presenta los valores correspondientes a la pendiente de la curva de presión de saturación de vapor para diferentes temperaturas calculados a partir de la aplicación de las ecuaciones anteriormente mencionadas.

Tabla 8.13 Pendiente de la curva de presión de saturación de vapor (en Pa/°C) para diferentes temperaturas (°C)

t	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	t
0	44,46	44,11	43,75	43,39	43,04	42,69	42,35	42,00	41,66	41,32	0
1	47,41	47,71	48,01	48,32	48,63	48,94	49,25	49,56	49,88	50,20	1
2	50,51	50,83	51,16	51,48	51,81	52,13	52,46	52,79	53,12	53,46	2
3	53,79	54,13	54,47	54,81	55,16	55,50	55,85	56,20	56,55	56,90	3
4	57,26	57,61	57,97	58,33	58,69	59,06	59,42	59,79	60,16	60,53	4
5	60,91	61,28	61,66	62,04	62,42	62,81	63,19	63,58	63,97	64,36	5
6	64,76	65,15	65,55	65,95	66,35	66,76	67,17	67,57	67,99	68,40	6
7	68,81	69,23	69,65	70,07	70,50	70,92	71,35	71,78	72,21	72,65	7
8	73,08	73,52	73,97	74,41	74,86	75,30	75,75	76,21	76,66	77,12	8
9	77,58	78,04	78,51	78,97	79,44	79,92	80,39	80,87	81,34	81,83	9
10	82,31	82,80	83,28	83,78	84,27	84,77	85,26	85,76	86,27	86,77	10
11	87,28	87,79	88,31	88,82	89,34	89,86	90,39	90,92	91,44	91,98	11
12	92,51	93,05	93,59	94,13	94,68	95,22	95,77	96,33	96,88	97,44	12
13	98,00	98,57	99,13	99,70	100,28	100,85	101,43	102,01	102,59	103,18	13
14	103,77	104,36	104,96	105,56	106,16	106,76	107,37	107,98	108,59	109,20	14
15	109,82	110,44	111,07	111,70	112,33	112,96	113,60	114,24	114,88	115,52	15
16	116,17	116,83	117,48	118,14	118,80	119,46	120,13	120,80	121,48	122,15	16
17	122,83	123,52	124,20	124,89	125,59	126,28	126,98	127,68	128,39	129,10	17
18	129,81	130,53	131,25	131,97	132,70	133,43	134,16	134,90	135,64	136,38	18
19	137,13	137,88	138,63	139,39	140,15	140,91	141,68	142,45	143,23	144,01	19
20	144,79	145,57	146,36	147,15	147,95	148,75	149,56	150,36	151,17	151,99	20
21	152,81	153,63	154,45	155,28	156,12	156,95	157,80	158,64	159,49	160,34	21
22	161,20	162,06	162,92	163,79	164,66	165,54	166,42	167,30	168,19	169,08	22
23	169,98	170,87	171,78	172,69	173,60	174,51	175,43	176,36	177,28	178,22	23

Tabla 8.13 Pendiente de la curva de presión de saturación de vapor (en Pa/°C) para diferentes temperaturas (°C) (continuación)

t	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	t
24	179,15	180,09	181,04	181,99	182,94	183,90	184,86	185,82	186,79	187,77	24
25	188,74	189,73	190,71	191,70	192,70	193,70	194,70	195,71	196,72	197,74	25
26	198,76	199,79	200,82	201,86	202,90	203,94	204,99	206,04	207,10	208,16	26
27	209,23	210,30	211,38	212,46	213,54	214,63	215,73	216,83	217,93	219,04	27
28	220,15	221,27	222,39	223,52	224,65	225,79	226,93	228,08	229,23	230,39	28
29	231,55	232,72	233,89	235,07	236,25	237,43	238,63	239,82	241,02	242,23	29
30	243,44	244,66	245,88	247,11	248,34	249,58	250,82	252,07	253,32	254,58	30
31	255,84	257,11	258,38	259,66	260,95	262,24	263,53	264,83	266,14	267,45	31
32	268,76	270,09	271,41	272,75	274,08	275,43	276,78	278,13	279,49	280,86	32
33	282,23	283,61	284,99	286,38	287,77	289,17	290,58	291,99	293,40	294,83	33
34	296,26	297,69	299,13	300,57	302,03	303,48	304,95	306,42	307,89	309,37	34
35	310,86	312,35	313,85	315,35	316,87	318,38	319,91	321,43	322,97	324,51	35
36	326,06	327,61	329,17	330,74	332,31	333,89	335,47	337,06	338,66	340,26	36
37	341,87	343,49	345,11	346,74	348,37	350,02	351,66	353,32	354,98	356,65	37

El cálculo de la radiación neta en la superficie evaporante (R_n) se realiza a partir de la aplicación de las ecuaciones anteriormente descritas.

En lo que se refiere al flujo del calor del suelo (G), Monsalve (2004) manifiesta que su valor puede no ser tomado en cuenta si la temperatura de la masa de agua permanece más o menos constante, si el lago en estudio es muy poco profundo (condición que aplica para las características de los estanques de piscicultura), o cuando se consideran periodos mayores a 10 o 20 días; en ese sentido FAO (2006) establece que para periodos diarios y decadiarios ya que la magnitud del flujo de calor bajo la superficie de referencia es relativamente pequeña, dicha magnitud esta puede ser ignorada y por ello se tiene que $G \approx 0$.

La constante psicrométrica (γ) se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{c_p * P}{\varepsilon * \lambda} \qquad [8.37]$$

Donde:

γ : Constante psicrométrica (kPa/°C)

c_p : calor específico a presión constante ($1{,}013 \times 10^{-3}$ MJ/kg*°C)

P : Presión atmosférica (kPa)

ε : Cociente del peso molecular de vapor de agua /aire seco (0,622)

λ : Calor latente de vaporización (2,45 MJ/kg)

La Tabla 8.14 presenta valores de la constante psicrométrica para diferentes altitudes.

Tabla 8.14 Constante psicrométrica (en kPa/°C) para diferentes altitudes (msnm)

Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)
0	0,0673	1200	0,0584	2400	0,0505	3600	0,0435
50	0,0669	1250	0,0581	2450	0,0502	3650	0,0432
100	0,0666	1300	0,0577	2500	0,0499	3700	0,0429
150	0,0662	1350	0,0574	2550	0,0496	3750	0,0426
200	0,0658	1400	0,0570	2600	0,0493	3800	0,0424
250	0,0654	1450	0,0567	2650	0,0490	3850	0,0421
300	0,0650	1500	0,0564	2700	0,0487	3900	0,0418

Tabla 8.14 Constante psicrométrica (en kPa/°C) para diferentes altitudes (msnm) (continuación)

Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)	Z (m)	γ (kPa/°C)
350	0,0646	1550	0,0560	2750	0,0484	3950	0,0416
400	0,0643	1600	0,0557	2800	0,0481	4000	0,0413
450	0,0639	1650	0,0553	2850	0,0478	4050	0,0410
500	0,0635	1700	0,0550	2900	0,0475	4100	0,0408
550	0,0631	1750	0,0547	2950	0,0472	4150	0,0405
600	0,0628	1800	0,0543	3000	0,0469	4200	0,0403
650	0,0624	1850	0,0540	3050	0,0466	4250	0,0400
700	0,0620	1900	0,0537	3100	0,0463	4300	0,0397
750	0,0617	1950	0,0534	3150	0,0460	4350	0,0395
800	0,0613	2000	0,0530	3200	0,0457	4400	0,0392
850	0,0609	2050	0,0527	3250	0,0454	4450	0,0390
900	0,0606	2100	0,0524	3300	0,0451	4500	0,0387
950	0,0602	2150	0,0521	3350	0,0449	4550	0,0385
1000	0,0598	2200	0,0518	3400	0,0446	4600	0,0382
1050	0,0595	2250	0,0514	3450	0,0443	4650	0,0380
1100	0,0591	2300	0,0511	3500	0,0440	4700	0,0377
1150	0,0588	2350	0,0508	3550	0,0437	4750	0,0375

La velocidad y dirección del viento dependen de cuatro fuerzas impulsoras fundamentales: la fuerza del gradiente de presión, la de Coriolis, el rozamiento terrestre y la fuerza centrífuga (Cuadrat y Pita 2011). Ya que la velocidad del viento en una localidad dada varía con el tiempo, es necesario expresarla como el promedio sobre un intervalo determinado de tiempo, para efectos de calcular la evaporación dicha velocidad se expresa en m/s.

La velocidad del viento a diversas alturas sobre la superficie del suelo tiene valores diferentes puesto que la fricción superficial tiende a reducir dicha velocidad; por ello, la velocidad del viento es menor cerca de la superficie y aumenta con altura. Debido a ello, los anemómetros se instalan en una altura estándar elegida, del orden de 10 m para meteorología y a 2 o 3 m en agrometeorología. Para el cálculo de la evapotranspiración se requiere la velocidad del viento medida a 2 m sobre la superficie (u_2). Para ajustar

los datos de velocidad del viento obtenidos de instrumentos situados a elevaciones diferentes a la altura estándar de 2m, se puede usar la siguiente relación logarítmica:

$$u_2 = u_z \frac{4{,}87}{ln(67{,}8z - 5{,}42)} \quad [8.38]$$

Donde:

u_2 : Velocidad del viento a 2 m sobre la superficie (m/s)

u_z : Velocidad del viento medida a z metros sobre la superficie (m/s)

z Altura de medición de la velocidad del viento sobre la superficie (m)

A continuación, la Tabla 8.15 presenta valores de los factores de conversión para convertir la velocidad del viento medida a una altura dada (sobre el pasto) a velocidad del viento a la elevación estándar de 2 m sobre la superficie del suelo.

Tabla 8.15 Factores de conversión para convertir la velocidad del viento medida a una altura dada a velocidad del viento a 2 m sobre la superficie del suelo

Altura Z (m)	Factor de conversión	Altura Z (m)	Factor de conversión	Altura Z (m)	Factor de conversión
1	1,178	3,8	0,881	6,5	0,802
1,2	1,125	4	0,872	7	0,792
1,4	1,084	4,2	0,865	7,5	0,783
1,6	1,051	4,4	0,857	8	0,775
1,8	1,023	4,5	0,854	8,5	0,767
2	1,000	4,6	0,851	9	0,760
2,2	0,980	4,8	0,844	9,5	0,754
2,4	0,963	5	0,838	10	0,748
2,6	0,947	5,2	0,833	10,5	0,742
2,8	0,933	5,4	0,827	11	0,737
3	0,921	5,5	0,824	11,5	0,732
3,2	0,910	5,6	0,822	12	0,727
3,4	0,899	5,8	0,817	12,5	0,723
3,6	0,889	6	0,812	13	0,719

La expresión para calcular la presión real de vapor real (e_a) fue previamente explicada.

En lo que se refiere a la presión media de vapor de saturación (e_s), cabe mencionar que debido a la característica no-linear de la expresión genérica para calcular la presión de vapor en el aire, la presión media de saturación de vapor para un día, semana o mes, debe ser calculada como el promedio de la presión de saturación de vapor a la temperatura máxima media y la presión de saturación de vapor a la temperatura mínima media del aire para ese período con base en la siguiente expresión:

$$e_s = \frac{e^0(T\max)+e^0(Tmin)}{2} \qquad [8.39]$$

Donde:

e_s : Presión media de vapor de saturación (kPa)

e^0(Tmax) : Presión de vapor del aire calculada para la temperatura máxima media multianual (kPa)

e^0(Tmin) : Presión de vapor del aire calculada para la temperatura mínima media multianual (kPa)

El uso de la temperatura media del aire en lugar de las temperaturas mínima y máxima da lugar a subestimaciones de la presión media de saturación de vapor. El correspondiente déficit de presión de vapor (un parámetro que expresa la energía evaporante de la atmósfera) también será menor y el resultado será una cierta subestimación de la evapotranspiración del cultivo o de la evaporación del espejo de agua de referencia. Por lo tanto, es siempre recomendable el calcular la presión media de saturación de vapor como el promedio de la presión de saturación de vapor a la temperatura máxima y a la temperatura mínima del aire.

Finalmente, para determinar el valor de la lámina de agua que se pierde como resultado de la evaporación, la ecuación FAO Penman-Monteith, la radiación neta, expresada en MJ/m^2*d, se convierte a mm/día (evaporación equivalente) usando 0,408 como el factor de la conversión dentro de dicha expresión.

8.5.9 Ejemplo de cálculo de la evaporación por el método de Penman--Monteith

Determinar el valor de la evaporación potencial para el día 15 de julio para una serie de 32 estanques destinados a la piscicultura utilizando efluentes tratados de una serie de lagunas de estabilización. Se selecciona el mes de julio por tratarse del mes en el que históricamente se registran las mayores temperaturas, la humedad relativa es la más baja a lo largo del año y por ser la época en la que se presentan menores precipitaciones, de tal manera que al estimar las mayores pérdidas por evaporación se podrá considerar el mayor caudal -por concepto de reposición de pérdidas de agua por evaporación- en el dimensionamiento del sistema hidráulico de la estación piscícola.

Cada estanque posee como dimensiones para el espejo de agua: 29 m de ancho y 87 m de largo, lo que representa un área individual de 2523 m^2, totalizando así 8,07 hectáreas dedicadas al cultivo de tilapia.

Para los cálculos correspondientes se proporcionan los siguientes datos representativos para el mes de julio con base en las informaciones diarias y mensuales multianuales obtenidas de la estación hidroclimatológica más cercana del IDEAM:

Ubicación : Zona nororiental del departamento de Nariño
Área de espejo de agua de estanques : 32*2523 = 80736 m^2
Altitud de la zona : 628 m.s.n.m.
Número de horas de sol franco (n) : 5,8 horas
Coordenadas geográficas : 1° 32’ Latitud Norte y 77° 18’ Longitud Oeste

Los datos de las temperaturas psicrométricas se obtuvieron a partir de un psicrómetro ventilado, con un movimiento de aire del orden de 5 m/s

Temperatura del aire promedio : 24,6°C
Temperatura de bulbo húmedo : 21,9°C

Temperatura máxima promedio diaria : 28,7°C

Temperatura mínima promedio diaria: 16,2°C

Velocidad media del viento a 10 m : 11,4 km/h

La evaporación de referencia se calculará a partir de la ecuación:

$$E_0 = \frac{0{,}408 * \Delta * (R_n - G) + \gamma * \frac{900}{T + 273} * u_2 * (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0{,}34 * u_2)}$$

Donde:

E_0 : Evapotranspiración de referencia (mm/d),

Δ : pendiente de la curva de presión de vapor de agua (kPa/°C),

R_n : radiación neta en la superficie evaporante (MJ/m^2*d),

G : flujo del calor del suelo (MJ/m^2*d),

γ : constante psicrométrica (kPa/°C)

T : temperatura media del aire a 2 m de altura (°C)

u_2 : velocidad del viento a 2 m de altura (m/s)

e_s : presión de vapor de saturación (kPa)

e_a : presión real de vapor (kPa)

La pendiente de la curva de presión de saturación de vapor para la temperatura media del aire (T) se calcula con la expresión:

$$\Delta = \frac{2504 * e^{\left(\frac{17{,}27 * T}{T + 237{,}3}\right)}}{(T + 237{,}3)^2}$$

Donde:

Δ : Gradiente de la curva de presión de saturación de vapor (kPa/°C)

T : Temperatura media del aire (°C)

$$\Delta = \frac{2504 * e^{\left(\frac{17{,}27 * 24{,}6}{24{,}6 + 237{,}3}\right)}}{(24{,}6 + 237{,}3)^2} = 0{,}18486 \ \frac{kPa}{°C}$$

$$R_n = R_{ns} - R_{nl}$$

Donde:

R_n : Radiación neta sobre la superficie evaporante (MJ/m²*día)

R_{ns} : Radiación de onda corta entrante neta (MJ/m²*día)

R_{nl} : Radiación de onda larga saliente neta (MJ/m²*día)

$$R_{ns} = (1-\propto) * R_s$$

Donde:

R_{ns} : Radiación de onda corta entrante neta (MJ/m²*día)

α : Albedo de la superficie evaporante

R_s : Radiación solar o de onda corta (MJ/m²*día)

Como valor de albedo se decide adoptar un valor de 0,08 para los estanques, dada su alta presencia de material fitoplanctónico.

$$R_s = \left(a_s + b_s \frac{n}{N}\right) * R_a$$

Donde:

R_s : Radiación solar o de onda corta (MJ/m²*día)

Ya que no se dispone de datos reales de radiación solar y dado que no se han realizado calibraciones previas a la ecuación, se adopta valores de a_s = 0,25 y de b_s = 0,50.

n : Duración real de la insolación, que para el ejemplo es de 5,8 horas

N : Duración máxima posible de la insolación (horas),

R_a : Radiación extraterrestre (MJ/m²*día)

La duración máxima posible de la insolación (N) para el día 15 de julio, considerando la localización de la estación piscícola a 1° 32’ de Latitud Norte se la puede calcular por medio de la expresión:

$$N = \frac{24}{\pi} * \omega_s$$

Donde:

N : Duración máxima de la insolación (horas)

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol (radianes)

El ángulo de radiación a la puesta del sol se lo calcula mediante la ecuación:

$$\omega_s = arccos[-tan(\varphi) * tan(\delta)]$$

Donde:

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol

φ : Latitud (radianes)

δ : Declinación solar (radianes)

El valor de la latitud en radianes se obtiene con la ecuación:

$$\varphi = \frac{Lat.* \pi}{180}$$

Donde:

φ : Latitud (radianes)

Lat. : Latitud del lugar, que para el ejemplo es de 1° 32’ = 1,533°

Con base en lo anterior, la latitud del lugar será

$$\varphi = \frac{1{,}533° * \pi}{180} = 0{,}026756\ radianes$$

La declinación solar, en radianes, se la calcula con la ecuación:

$$\varphi = \frac{1{,}533° * \pi}{180} = 0{,}026756\ radianes$$

Donde:

δ : Declinación solar (radianes)

J : Número de día en el año

El valor de J se lo puede obtiene con la siguiente ecuación:

$$J = \left(\frac{275 * M}{9} - 30 + D\right) - 2$$

Donde:

J : Número de día en el año, será valor entero calculado de la ecuación, el cálculo se hará para un año no bisiesto

M : Mes del año, ya que para el ejemplo es julio el mes será 7

D : Día del mes, para el ejemplo se optó por trabajar con el día 15

Con base en lo anterior, el día del año será:

$$J = \left(\frac{275 * 7}{9} - 30 + 15\right) - 2 = 196{,}89 \approx día\ 197\ del\ año$$

Por lo tanto, la declinación solar será:

$$\delta = 0{,}409 * sen\left(\frac{2 * \pi * 197}{365} - 1{,}39\right) = 0{,}371698\ radianes$$

En consecuencia, el ángulo de radiación a la puesta del sol para el día en cuestión será:

$$\omega_s = arccos[-tan(0{,}026756 rad) * tan(0{,}371698 rad)] = 1{,}5709\ radianes$$

Por lo tanto, la duración máxima posible de la insolación (N) para el día 15 de julio será:

$$N = \frac{24}{\pi} * 1{,}5709 = 12{,}00\ horas$$

R_a : Radiación extraterrestre (MJ/m^2*día)

Para determinar el valor de la radiación extraterrestre para el día lugar y día en cuestión se recurre a la ecuación:

$$R_a = \frac{24 * 60}{\pi} * G_{sc} * d_r[\omega_s * sin(\varphi) * sin(\delta) + cos(\varphi) * cos(\delta) * sin(\omega_s)]$$

Donde:

R_a : Radiación extraterrestre (MJ/m^2*día)

G_{sc} : Constante solar = 0,082 MJ/m²*min

d_r : Distancia relativa inversa Tierra-Sol

ω_s : Ángulo de radiación a la puesta del sol, ya calculada e igual a 1,5709 radianes

φ : Latitud del lugar, antes calculada e igual a 0,026756 radianes

δ : Declinación solar del lugar, igual a 0,371698 radianes

La distancia relativa inversa Tierra-Sol se calcula con la ecuación:

$$d_r = 1 + 0{,}033 * cos\left(\frac{2\pi}{365} * J\right)$$

Donde:

d_r : Distancia relativa inversa Tierra-Sol

J : Número del día en el año, que para el 15 de julio corresponde al día 197 del año

Por lo tanto, la distancia relativa inversa será:

$$d_r = 1 + 0{,}033 * cos\left(\frac{2\pi}{365} * 197\right) = 0{,}96802$$

Por ello, la radiación extraterrestre para el día lugar y día en cuestión es:

$$R_a = \frac{24 * 60}{\pi} * 0{,}082\ \frac{\text{MJ}}{m^2 * min} * 0{,}96802$$
$$* [1{,}5709 * sin(0{,}026756) * sin(0{,}371698) + cos(0{,}026756)$$
$$* cos(0{,}371698) * sin(1{,}5709)]$$

$$R_a = 34{,}443\ \frac{\text{MJ}}{m^2 * día}$$

Con base en los datos disponibles, la radiación solar o de onda corta (R_s) será

$$R_s = \left(0{,}25 + 0{,}50\frac{5{,}8}{12{,}0}\right) * 34{,}443\frac{MJ}{m^2 * d} = 16{,}934\frac{MJ}{m^2 * d}$$

La radiación de onda corta entrante neta, para un valor de albedo de 0,08 (R_{ns}) es:

$$R_{ns} = (1 - 0{,}08) * 16{,}934 \frac{MJ}{m^2 * d} = 15{,}579 \frac{MJ}{m^2 * d}$$

Por su parte, la radiación neta de onda larga (R_{nl}), expresada en MJ/m²*d, se calcula por medio de la ecuación:

$$R_{nl} = \sigma * \left[\frac{T_{max,K}{}^4 + T_{min,K}{}^4}{2}\right] * \left(0{,}34 - \left(0{,}14 * \sqrt{e_a}\right)\right) * \left(\left(1{,}35 * \frac{R_s}{R_{so}}\right) - 0{,}35\right)$$

Donde:

σ : Constante de Stefan-Boltzmann = 4,903*10^{-9} MJ/(m²*K⁴*d),

$T_{max,K}$: Temperatura máxima multianual promedio diaria del aire, cuyo valor es de 28,7°C; por lo tanto, expresada en Kelvin es: 28,7+273,16 = 301,86 K

$T_{min,K}$: Temperatura mínima multianual promedio diaria del aire, cuyo valor es de 16,2 °C; por lo tanto, expresada en Kelvin es: 16,2+273,16 = 289,36 K

e_a : Presión de vapor real (kPa),

R_s : radiación solar medida o calculada (MJ/m²*d),

R_{so} : radiación en un día despejado (MJ/m²*d).

La presión real de vapor (e_a), expresada en kPa, derivada de los datos psicrométricos se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$e_a = e^O(T_{húmedo}) - \gamma_{psi}(T_{seco} - T_{húmedo})$$

Donde:

$e^0_{(Thúmedo)}$: Presión de saturación de vapor a la temperatura del bulbo húmedo (kPa)

γ_{psi} : Constante psicrométrica (kPa/°C)

$T_{seco} - T_{húmedo}$: Depresión del bulbo húmedo. Con T_{seco} la temperatura media multianual del termómetro de bulbo seco, que para el caso en estudio en el mes de julio fue de 24,6°C, y $T_{húmedo}$ la temperatura media multianual del termómetro de bulbo húmedo, que para el mes de julio fue de 21,9°C.

La presión de saturación de vapor a la temperatura del bulbo húmedo se calcula por medio de la expresión mediante la fórmula genérica para determinar la presión de saturación de vapor en el aire, pero adoptando la temperatura media multianual del termómetro de bulbo húmedo para el mes de julio, cuyo valor para el problema es de 21,9°C, como se ilustra a continuación:

$$e^{0}_{(Thúmedo)} = 0{,}6108 * e^{\left(\frac{17{,}27*Thúmedo}{237{,}3+Thúmedo}\right)} = 0{,}6108 * e^{\left(\frac{17{,}27*21{,}9}{237{,}3+21{,}9}\right)} = 2{,}629kPa$$

Ya que el psicrómetro del cual se obtuvieron los datos de temperatura de bulbo seco y húmedo es un psicrómetro ventilado, la constante psicrométrica del instrumento será:

$$\gamma_{psi} = a_{psi} * P$$

Donde:

a_{psi} : Coeficiente con un valor de 0,000662/°C, por tratarse de un psicrómetro ventilado

P : Presión atmosférica (kPa).

La presión atmosférica de la estación piscícola se la calcula con la siguiente expresión:

$$P = 101{,}3 * \left(\frac{293 - 0{,}0065z}{293}\right)^{5{,}26}$$

Donde:

P : Presión atmosférica (kPa)

Z : Altitud de la estación piscícola: 628 m.s.n.m.

Por lo tanto, la presión atmosférica del lugar es:

$$P = 101{,}3 * \left(\frac{293 - 0{,}0065 * 628}{293}\right)^{5{,}26} = 94{,}09\ kPa$$

Por lo tanto, la constante psicrométrica del instrumento será:

$$\gamma_{psi} = \frac{0{,}000662}{°C} * 94{,}09kPa = 0{,}06229\frac{kPa}{°C}$$

Con base en lo anterior, la presión real de vapor es:

$$e_a = 2{,}629kPa - 0{,}06229\frac{kPa}{°C}(24{,}6°C - 21{,}9°C) = 2{,}461kPa$$

El valor previamente calculado para la radiación solar o de onda corta (R_s) es:

$$R_s = 16{,}934\frac{MJ}{m^2 * d}$$

La radiación solar en un día despejado (R_{so}) para el presente caso, en el que no existen valores calibrados de a_s y b_s se determina mediante la siguiente ecuación:

$$R_{s0} = \left(0{,}75 + (2 * 10^{-5} * z)\right) * R_a$$

Donde:

R_{s0} : Radiación solar en un día despejado (MJ/m²*d)

z : elevación de la estación sobre el nivel del mar, que para el caso en estudio es de 628 msnm

R_a : Radiación extraterrestre para el día 15 de julio, previamente calculada con un valor de 34,443 MJ/m²*d

Por lo tanto, la radiación solar en un día despejado para la fecha en cuestión es de:

$$R_{s0} = \left(0{,}75 + (2 * 10^{-5} * 628)\right) * 34{,}443\frac{MJ}{m^2 * d} = 26{,}265\frac{MJ}{m^2 * d}$$

Con base en lo anterior, la radiación neta de onda larga (R_{nl}) diaria para la fecha en cuestión es:

$$R_{nl} = 4{,}903 * 10^{-9}\frac{MJ}{m^2 * K^4 * d} * \left[\frac{301{,}86^4 + 289{,}36^4}{2}\right] * \left(0{,}34 - \left(0{,}14 * \sqrt{2{,}461kPa}\right)\right)$$

$$* \left(\left(1{,}35 * \frac{16{,}934\frac{MJ}{m^2 * d}}{26{,}265\frac{MJ}{m^2 * d}}\right) - 0{,}35\right) = 2{,}352\frac{MJ}{m^2 * d}$$

A partir de los datos de radiación de onda corta entrante neta y la radiación de onda larga saliente neta se calcula el valor de la radiación neta sobre la superficie evaporante (R_n)

$$R_n = 15{,}579\frac{MJ}{m^2 * d} - 2{,}352\frac{MJ}{m^2 * d} = 13{,}227\frac{MJ}{m^2 * d}$$

Recapitulando, la evaporación de referencia (E_0, expresada en mm/d) se calcula mediante la expresión:

$$E_0 = \frac{0{,}408 * \Delta * (R_n - G) + \gamma * \frac{900}{T + 273} * u_2 * (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0{,}34 * u_2)}$$

Donde:

Δ : Pendiente de la curva de presión de vapor de agua, cuyo valor calculado es de 0,18486 kPa/°C,

R_n : Radiación neta en la superficie evaporante, el valor calculado es de 13,227 MJ/ m^2*d)

G : Flujo del calor del suelo, cabe recordar que de acuerdo con FAO (2006), para periodos diarios y decadiarios se puede ignorar la magnitud del flujo de calor bajo la superficie de referencia, y por ello se tiene que G ≈ 0 MJ/m^2*d,

γ : Constante psicrométrica, cuyo valor calculado fue de 0,06229 kPa/°C

T : temperatura media del aire a 2 m de altura, con un valor de 24,6 °C

u_2 : velocidad del viento a 2 m de altura (m/s)

e_s : presión de vapor de saturación (kPa)

e_a : Presión real de vapor, cuyo valor calculado fue de 2,461 kPa

La velocidad del viento a 2 m de altura (u_2, expresada en m/s) se determina por medio de la ecuación:

$$u_2 = u_z \frac{4{,}87}{ln(67{,}8z - 5{,}42)}$$

Donde:

u_z : Velocidad del viento, en m/s, medida a z metros sobre la superficie; el dato disponible para el presente caso es de 11,4 km/h, por ello se realizará su conversión a m/s

z : Altura de medición de la velocidad del viento sobre la superficie, la información de velocidad del viento disponible corresponde a un anemómetro localizado a 10 m de altura sobre el suelo

La velocidad a 10 m de altura expresada en m/s es:

$$u_{10m} = 11{,}4\frac{km}{h} * 1000\frac{m}{km} * 1\frac{h}{3600s} = 3{,}17\frac{m}{s}$$

Por lo tanto, la velocidad del viento a 2 m de altura será:

$$u_2 = 3{,}17\frac{m}{s} * \frac{4{,}87}{ln\big((67{,}8 * 10) - 5{,}42\big)} = 2{,}37\frac{m}{s}$$

La presión media de vapor de saturación (e_s. medida en kPa) se calcula a través de la ecuación

$$e_s = \frac{e^0(T\max) + e^0(Tmin)}{2}$$

Donde:

e^0(Tmax) : Presión de vapor del aire calculada para la temperatura máxima media multianual, cuyo valor es de 28,7°C

e^0(Tmin) : Presión de vapor del aire calculada para la temperatura mínima media multianual, cuyo valor para el problema es de 16,2°C

Con base en lo anterior se tiene que:

$$e^0(Tmax) = 0{,}6108 * e^{\left(\frac{17{,}27*28{,}7}{237{,}3+28{,}7}\right)} = 3{,}937kPa$$

$$e^0(Tmin) = 0{,}6108 * e^{\left(\frac{17{,}27*16{,}2}{237{,}3+16{,}2}\right)} = 1{,}842kPa$$

$$e_s = \frac{3{,}937kPa + 1{,}842kPa}{2} = 2{,}889kPa$$

Finalmente, la evaporación de referencia que se espera registrar para el día 15 de julio es:

$$E_0 = \frac{0{,}408 * 0{,}18486\ \frac{kPa}{°C} * \left(13{,}227\ \frac{MJ}{m^2 * d} - 0{,}0\ \frac{MJ}{m^2 * d}\right) + 0{,}06229\ \frac{kPa}{°C} * \frac{900}{24{,}6 + 273} * 2{,}37\frac{m}{s} * (2{,}889 kPa - 2{,}461\ kPa)}{0{,}18486\ \frac{kPa}{°C} + 0{,}06229\ \frac{kPa}{°C}\left(1 + 0{,}34 * 2{,}37\frac{m}{s}\right)}$$

$$E_0 = \frac{0{,}9976 + 0{,}1911}{0{,}2973} = 3{,}998 \approx 4{,}0\frac{mm}{d}$$

Determinación del volumen de agua perdido por evaporación (Ve)

El volumen de agua que se perdería diariamente como resultado de la evaporación en la batería de estanques se calcula como el producto entre el área superficial de espejo de agua total, que para el caso en estudio es de 32 estanques * área individual de 2532 m^2 = 80736 m^2, multiplicado por la lámina de agua evaporada, que para el presente caso es de 4,0 mm/d = 0,004 m/d:

$$Volumen\ evaporado = 80736m^2 * 0{,}004m = 322{,}9\ \frac{m^3}{d}$$

El valor calculado significa que en el día 15 de julio, tomado como día representativo del mes más crítico, se evaporarían 322,9 m^3 de agua en la batería de estanques, y que en cada estanque se espera la evaporación de 10,092 m^3 en cada estanque.

Ya que los estanques funcionan en condición de flujo continuo, recibiendo el efluente de la laguna de maduración, para reponer el volumen de agua total que se perdería en el día mediante un sistema hidráulico de flujo continuo el caudal a considerar en el diseño hidráulico del dispositivo principal es de:

$$Q_{Vol.evaporado} = \frac{V.evaporado}{día} * \frac{día}{86400s} * \frac{1000L}{m^3}$$

Donde:

$Q_{vol.\ evaporado}$: Caudal para reposición del volumen de agua evaporado como flujo continuo (L/s)

V. evaporado : Volumen de agua que se pierde por evaporación en el día más crítico (m^3/d)

Para el caso en estudio el caudal a considerar en el diseño hidráulico principal es:

$$Q_{Vol.evaporado} = \frac{322{,}9\ m^3}{día} * \frac{día}{86400s} * \frac{1000L}{m^3} = 3{,}74\frac{L}{s}$$

8.6 PÉRDIDAS DE AGUA POR INFILTRACIÓN

Según Monsalve (2004), la infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno en el suelo; se distingue del proceso de percolación porque este último es el movimiento hacia debajo de agua desde o a través de la zona no saturada hasta el nivel freático o zona saturada. La zona saturada del suelo es aquella en la cual el volumen ocupado por los poros o vacíos que existen entre los granos que componen el suelo está completamente lleno de agua. La zona no saturada es aquella en la cual el volumen ocupado por los poros o vacíos que existen entre los granos que componen el suelo está ocupado por agua y aire. La capa de suelo comprendida entre la superficie del terreno y un estrato permeable, o entre aquella y la superficie de un depósito de agua subterráneo no confinado, es una zona no saturada.

En un estanque el agua de infiltración se refiere al agua que se pierde verticalmente a través del fondo del estanque, horizontalmente a través de las paredes por infiltración y por el sistema de desagüe del mismo (Sánchez, 2015). Para los estanques construidos en material térreo donde se cultivan peces utilizando efluentes tratados se debe evitar a toda costa la migración del líquido a través de los diques o por el fondo de las unidades de cultivo, ello debido a que no puede tolerarse el eventual riesgo microbiológico por contaminación de aguas superficiales o subterráneas, así como del suelo circundante. Como complemento a la anterior consideración, en caso que pudiese existir migración del agua a través del suelo de fondo de los estanques se deben considerar las pérdidas de líquido por infiltración para que se reponga de manera oportuna incluyendo su valor en el caudal de diseño para dimensionamiento de la infraestructura pertinente. Según Sánchez (2015), en caso de no optar por un control riguroso de las pérdidas por

infiltración (tal como la impermeabilización con capas de material arcilloso, núcleos de material impermeable en los diques o el uso de plásticos o geomembranas), se deberá dimensionar hidráulicamente el proyecto de manera que garantice la compensación de dichas pérdidas mediante un suministro permanente o periódico del agua.

La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior del mismo. Según Coche (1986), la permeabilidad es la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire y es una de las cualidades más importantes a considerarse para la piscicultura; mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración. De acuerdo con Das (2011), la conductividad hidráulica de los suelos depende de varios factores: viscosidad del fluido, distribución del tamaño de poros del suelo, distribución granulométrica, índice de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. Como complemento a ello, Monsalve (2004) afirmó que la permeabilidad puede ser afectada por factores como la cobertura vegetal, la compactación del suelo y la infiltración del agua entre otros.

La propiedad de un suelo que proporciona una noción de la velocidad a la que fluye el agua a través del medio poroso se denomina “conductividad hidráulica”, también se lo conoce como “coeficiente de permeabilidad”, cuyos valores varían mucho entre los diferentes tipos de suelos. La Tabla 8.16 presenta algunos valores de conductividad hidráulica reportados por Pinto (2006) y Das (2011), que pueden servir como referencia.

Tabla 8.16 Valores típicos de conductividad hidráulica en suelos saturados

Tipo de suelo	k (cm/s)
Gravas limpias	100 – 1,0
Arena gruesa	1,0 – 0,1
Arena media	0,1 – 0,01
Arena fina	0,01 – 0,001
Arcilla limosa	0,001 – 0,00001
Limos	0,0001 – 0,0000001
Arcilla	< 0,0000001

Fuente: (Adaptado de Pinto, 2006 y Das, 2011)

Existen diversos métodos para determinar la conductividad hidráulica; de acuerdo con Peck et al (2000) y Juárez y Rico (2000), básicamente se pueden dividir en métodos directos (como los permeámetros de cabeza constante y de cabeza variable y las pruebas "in situ") y métodos indirectos (estimaciones a partir de otros parámetros como la granulometría y la prueba de consolidación).

En estanques para piscicultura con terraplenes bien construidos y con sistemas de desagüe impermeables, las pérdidas por infiltración horizontal serán muy pequeñas, por ello -y siempre y cuando no haya riesgo de contaminación de aguas subterráneas por el efluente tratado infiltrado- solo será necesario calcular la infiltración vertical. Para determinar las pérdidas del líquido por infiltración vertical se debe multiplicar la conductividad hidráulica del suelo por el área del fondo del estanque, como se indica en la siguiente ecuación:

$$Volumen_{infiltración} = Área\ de\ fondo * k \qquad [8.40]$$

Una estimación conservativa de las pérdidas del líquido por infiltración vertical consiste en determinar el producto entre la conductividad hidráulica del suelo y el área del espejo de agua.

8.6.1 Ejemplo de cálculo de las pérdidas de agua por infiltración

Determinar el valor de la pérdida de agua por concepto de infiltración para una serie de 32 estanques destinados a la piscicultura utilizando efluentes tratados de una serie de lagunas de estabilización. El suelo de fondo de los estanques se trata de un material predominantemente cohesivo con una conductividad hidráulica baja, del orden de 0,0000028 cm/s. Cada estanque posee como dimensiones para el espejo de agua: 29 m de ancho y 87 m de largo, lo que representa un área individual de 2523 m^2, totalizando así 8,07 hectáreas dedicadas al cultivo de tilapia.

El valor a calcular se adicionará a las pérdidas de agua por evaporación anteriormente determinadas para el mes de julio (ya que es el mes en el que históricamente se registran las mayores temperaturas, la humedad relativa es la más baja a lo largo del año y por ser

la época en la que se presentan menores precipitaciones), de tal manera que al estimar las mayores pérdidas por evaporación e infiltración se podrá considerar el mayor caudal -por ambos conceptos- en el dimensionamiento del sistema hidráulico de la estación piscícola.

Para los cálculos correspondientes se adoptará, de manera conservativa, como área de posible infiltración la misma área del espejo de agua:

Ubicación : Zona nororiental del departamento de Nariño
Coordenadas geográficas : 1° 32’ Latitud Norte y 77° 18’ Longitud Oeste
Área de espejo de agua de estanques : 32*5000 = 16000 m^2

El volumen de agua que se perdería diariamente por infiltración en cada estanque –de manera conservativa- es el producto del área superficial del estanque (2532 m^2) multiplicado por la permeabilidad del suelo de fondo de los estanques (0,0000028 cm/s = 0,000168 cm/min = 0,01008 cm/h = 0,24192 cm/d = 0,0024192 m/d). A continuación, se presenta el cálculo correspondiente a la estimación del volumen perdido diariamente en cada estanque:

$$Volumen_{infiltración} = 2532\ m^2 * 0{,}0024192 \frac{m}{d} = 6{,}125 \frac{m^3}{d}$$

El volumen que se perdería diariamente en la batería de estanques de la estación piscícola sería:

$$Volumen\ Total_{infiltración} = 6{,}125 \frac{m^3}{d} * 32 estanques = 196 \frac{m^3}{d}$$

El caudal para reponer las pérdidas de agua por concepto de infiltración para la estación piscícola, a partir de la reposición mediante un sistema hidráulico de flujo continuo será:

$$Q_{Infiltración} = \frac{196 \frac{m^3}{d} * 1000 \frac{L}{m^3}}{86400 \frac{s}{d}};\ Q_{Inf} = 2{,}27 \frac{L}{s}$$

8.7 RECAMBIO DE AGUA COMO CRITERIO BIOLÓGICO

La calidad del agua utilizada para el cultivo de los peces determina en buena medida la salud de los organismos hidrobiológicos, así como su crecimiento y ganancia de peso. En la producción piscícola en agua fresca con suministro de alimento concentrado existe una modificación progresiva de los parámetros físico químicos del líquido ya que hay disminución en las concentraciones del oxígeno disuelto, se altera el pH, aumentan los niveles de turbidez y se incrementan las concentraciones de materia orgánica y macronutrientes. Dichos cambios son el resultado de la descomposición de materia orgánica, la respiración de los peces, así como por la presencia de alimento no consumido, heces y las excretas de los animales. En lo que se refiere a la producción piscícola en efluentes tratados es evidente que la propia calidad del líquido y su variabilidad durante el transcurso del día y a lo largo del tiempo ya representa un desafío para el bienestar y la sobrevivencia de especies poco resistentes; por ello, el cultivo extensivo de peces utilizando los efluentes domésticos y urbanos tratados se debe restringir únicamente a especies rústicas, bien sea foráneas (tales como la carpa o la tilapia) o nativas pertenecientes a las cuencas de los países o regiones donde se pretenda implementar dicha práctica.

Para controlar la calidad del agua en las unidades de cultivo de especies hidrobiológicas existen, según Avnimelech (2006), tres alternativas: reciclar el agua mediante una unidad externa para purificar el líquido; tratar el agua dentro de la propia unidad de cultivo; reemplazar el líquido con agua fresca, usualmente con altos recambios, del orden de cinco veces por día. Con base en lo anterior, para conservar la calidad del líquido en estanques para piscicultura en agua fresca con respecto a parámetros fundamentales como oxígeno disuelto, pH, nitrógeno amoniacal y sólidos se debe garantizar la sustitución parcial o total del volumen de agua con una periodicidad que puede ser muy exigente como en el caso de los salmónidos, del orden de varias veces por hora. Dependiendo de la rusticidad de la especie a cultivar existen grandes variaciones en el grado de sensibilidad ante los parámetros físicos y químicos del agua y por ello hay

también gran variabilidad en las exigencias de recambio; asociado a la rusticidad se encuentra el tipo de producción y de piscicultura a ejecutar, la fase de crecimiento de la(s) especie(s) de cultivo y la densidad de biomasa (Sánchez, 2015).

Para el cultivo de salmónidos, tales como la trucha arcoiris (*Oncorhynchus mykiss*) se requiere de una muy elevada calidad del agua; justamente uno de los parámetros que garantizan la producción de salmónidos a altas densidades de biomasa es el oxígeno disuelto. De acuerdo con Vinatea-Arana (2004), el oxígeno disuelto debe ser el parámetro más importante en acuicultura, ya que, al bajar sus concentraciones en las unidades de cultivo, los organismos hidrobiológicos se pueden estresar, o inclusive pueden morir.

Según Blanco-Cachafeiro (1995), la cantidad de recambio de agua en una unidad de cultivo es la correcta cuando la relación entre la capacidad de almacenamiento de agua del estanque (m^3) y el caudal que lo abastece en una hora (m^3/h) es menor o igual a uno. Ello quiere decir que el tiempo de retención hidráulica en la unidad de cultivo sea menor a una hora; como complemento a ello, recomienda un caudal equivalente a cuatro recambios por hora. Dada la poca tolerancia de los salmónidos a los valores de ciertos parámetros de calidad del agua propios de los efluentes tratados, el cultivo de dicho tipo de peces no es recomendable bajo la modalidad de piscicultura extensiva en efluentes tratados.

Debido a su presencia a nivel global y a la gran importancia que representa la tilapia para la producción de proteína de origen animal para la humanidad, en el presente libro se ha dedicado un capítulo específico para relatar una revisión de las experiencias de cultivo a nivel extensivo de diversos linajes de tilapia bajo las siguientes modalidades: mediante el uso de excretas para fertilización de los estanques; dentro de unidades para tratamiento de efluentes; utilizando efluentes tratados con abastecimiento del líquido a los estanques de manera discontinua; mediante el suministro de efluentes tratados a los estanques en flujo continuo. Cada modalidad implica la adición de líquido a las unidades de cultivo con criterios técnicos específicos que son comentados en el capítulo en mención y que pueden ser expresados en la forma de porcentaje de recambio.

Para efectos de contextualizar al lector en relación a valores de los porcentajes de recambio que comúnmente se practican para el cultivo de especies de aguas cálidas y con cierto nivel de rusticidad, a continuación, se presentan datos específicos de recambio recomendados por la literatura para algunas especies y modalidades de cultivo.

Para el cultivo semi-intensivo del pez Dorado *(Salminus brasiliensis*), en temperaturas por encima de los 25°C Castagnolli (1992) recomienda practicar un recambio del orden del 5% del volumen por día. Para el cultivo de las especies ornamentales Gourami azul (*Trichogaster trichopterus*), gourami perla (*Trichogaster leeri*), betta (*Betta splendens*) y escalar (*Pterophyllum scalare*) Parada et al. (2012) recomiendan aplicar un recambio del orden del 20% del volumen por semana. Para el cultivo de juveniles de Pirarucú (*Arapaima gigas*) con producciones mayores a 16 toneladas/ha, el SEBRAE (2010) recomienda la renovación del 5% del volumen del estanque por día. Para el cultivo de Lambari de cola amarilla (*Astyanax altiparanae*) en estanques con áreas entre 150 y 250 m^2 y una profundidad de columna de agua entre 0,8 y 1,5 m Garutti (2003) recomienda aplicar una renovación diaria del agua del 10% del volumen total. Para el cultivo de Cachama blanca (*Piaractus brachipomus*) o cachama negra (*Colossoma macropomum*) Ramos (1988) recomienda un recambio del orden de 23,5 L/min para cada 1000 m^2 de estanques espejo de agua de estanques y una profundidad media de 1 m, lo que representa un recambio del orden del 3,4% del volumen por día. Para el cultivo de Pacú (*Piaractus mesopotamicus*) en estanques con entrada y salida de agua individuales, sin reaprovechamiento del líquido, Castagnolli (1992) recomienda una renovación de 5% del volumen/día.

En el cultivo en agua fresca para la producción semi-intensiva de tilapia roja *(Oreochromis spp.)* y tilapia plateada (*Oreochromis niloticus*) en estanques de tierra con densidades entre 10 a 15 peces/m^2 y en áreas mayores a 1000 o 2000 m^2 Espejo y Torres (2001) recomiendan la aplicación de un caudal entre 10 y 50 L/s, equivalente a recambios superiores al 9% por hora. Para el cultivo de tilapias en agua con alto contenido de fitoplancton “greenwater”, con suministro de alimento comercial y

aireación mecanizada, Martin et al (2000) recomiendan practicar un recambio de tan solo 0,23% del volumen del tanque por día. Una opción ligeramente similar a las condiciones que usualmente se presentan en tanques para cultivo de tilapia con efluentes tratados son las que la FAO (2024) recomiendan para el cultivo de Tilapia del Nilo en estanques fertilizados; en ese sentido, dicha organización manifiesta que en general, las tilapias pueden utilizar eficientemente el alimento natural y se pueden mantener rendimientos de 3000 kg por hectárea en estanques bien fertilizados sin ningún alimento suplementario. También afirma que dicha estrategia de alimentación depende de la aplicación de fertilizantes inorgánicos y/u orgánicos para estimular la producción de organismos y plantas alimenticias vivas en el sistema de cultivo y es típica de los sistemas de cultivo de tilapia extensivos y semi-intensivos. Así mismo, FAO (2024) recomienda que, para el caso del cultivo extensivo de tilapia del Nilo, la producción de fitoplancton debería ser el objetivo principal, que la transparencia medida con el disco Secchi sea del orden de 30 cm para mantener una fertilización adecuada; para dichas condiciones, y con densidades del orden de 2 a 3 peces/m^2, recomienda que se practique un recambio de agua fresca del orden del 5% por día.

8.7.1 Ejemplo de cálculo del caudal de recambio

Determinar el valor del caudal por concepto de recambio para una serie de 32 estanques destinados al cultivo extensivo de tilapia en ambiente acuático fertilizado, cada estanque posee como dimensiones para el espejo de agua: 29 m de ancho y 87 m de largo, lo que representa un área individual de 2523 m^2, totalizando así 8,07 hectáreas dedicadas a piscicultura.

El valor del caudal a calcular deberá ser adicionado a las pérdidas de agua por evaporación anteriormente determinadas para el mes de julio (ya que es el mes en el que históricamente se registran las mayores temperaturas, la humedad relativa es la más baja a lo largo del año y por ser la época en la que se presentan menores precipitaciones), de tal manera que al estimar las mayores pérdidas por evaporación e infiltración se podrá

considerar el mayor caudal -por ambos conceptos- en el dimensionamiento del sistema hidráulico de la estación piscícola.

- La profundidad mínima adoptada para la columna de agua fue de 1,0 metros; la profundidad máxima de la columna de agua en el fondo fue de 1,45 metros.
- La pendiente del talud húmedo es de 1 horizontal :1 vertical

La geometría, en vista en planta, de los diques perimetrales con su respectiva corona de dique, los taludes, la superficie libre del espejo de agua y la disposición del fondo del estanque tanto en la zona menos profunda (izquierda), como en la zona más profunda (derecha) donde deberá ser ubicado el desagüe se presentan a continuación en la Figura 8.15.

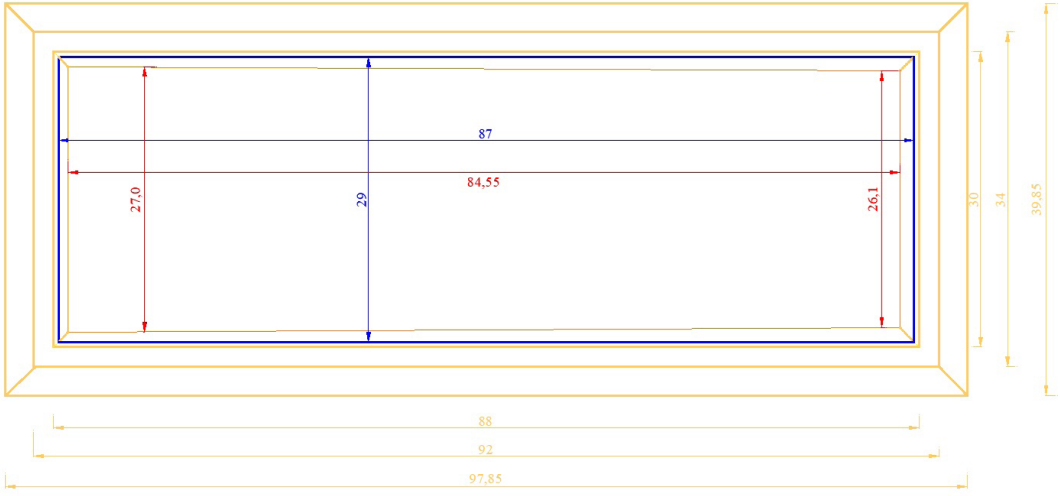


Figura 8.15 Vista en planta con dimensiones de un estanque para cultivo de tilapia roja en ambiente fertilizado

Para determinar el volumen de agua contenido en cada estanque se determinará el área promedio, fruto de sumar tanto el área del espejo del agua como el área proyectada del fondo del estanque y dividirla entre dos; dicho valor será multiplicado por la profundidad media, fruto de sumar la profundidad mínima y la profundidad máxima del fondo del estanque y dividirla entre 2.

El área superficial del espejo de agua es de 29 m * 87 m = 2523 m^2.

Para calcular el área proyectada del fondo del estanque se tendrá en cuenta la pendiente de los taludes y las profundidades mínima y máxima de la columna de agua en el fondo del estanque. Como puede apreciarse en las cotas y las líneas de color rojo que representan el fondo del estanque, la longitud horizontal proyectada del fondo es de 84,55 m; así mismo se puede apreciar que el ancho de fondo del estanque en la zona menos profunda es de 27,0 m y que el ancho del fondo de la unidad de cultivo es de 26,1 m.

- Con base en lo anterior, el ancho promedio del fondo del estanque es:
- Ancho Promedio Fondo = (27,0 m + 26,1 m)/2 = 53,1 m/2 = 26,55 metros.
- Con las anteriores informaciones se tiene que el área promedio del fondo del estanque es:
- *Área Promedio Fondo = (26,55 m * 84,55 m) 2244,8 m^2*
- Considerando el área superficial del espejo de agua y el área proyectada para el fondo del estanque se determina el área promedio de cada unidad de cultivo:
- *Área Promedio de Estanque = (2523 m^2* + 2244,8 m^2)/2 = 4767,8 m^2/2 = 2383,9 m^2.
- Como la profundidad mínima de la columna de agua es de 1,0 metros y la profundidad máxima en el fondo es de 1,45 metros la profundidad media será:
- Profundidad Media Estanques = (1,0 m + 1,45 m)/2 = 1,225 metros
- Con dichas características, tanto de área promedio como de profundidad media, se estima el volumen de agua albergado por cada estanque:
- Volumen de Agua Almacenado = Área Promedio * Profundidad Media
- Volumen de Agua Almacenado = 2383,9 m^2 * 1,225 m = 2920,3 m^3.

Como se pretende realizar el cultivo de tilapia del Nilo bajo la modalidad extensiva en medio acuático fertilizado se adopta el criterio recomendado por FAO (2024), en el sentido de practicar un recambio del agua del orden del 5% del volumen total por día.

El volumen de líquido que deberá utilizarse por día para efectuar el recambio (VR) necesario en cada estanque es:

$$V_{Rdiario} = Volumen_{medio} * \frac{\%_{recambio}/d}{100} = 2920{,}3m^3 * \frac{5}{100d};\ V_R = 146\frac{m^3}{d}$$

Por lo tanto, el volumen de líquido que deberá utilizarse diariamente para efectuar el recambio necesario en la batería de 32 estanque es:

$$V_{RTOTALdiario} = V_{Rdiario} * \#estanques = 146\frac{m^3}{d} * 32 = 4672\frac{m^3}{d}$$

Con base en lo anterior, el caudal por concepto de recambio total diario (Q_{Rec}) necesario para el buen funcionamiento de la estación piscícola con agua fertilizada, basado en un sistema hidráulico de flujo continuo será:

$$Q_{Rec} = \frac{4672\frac{m^3}{d} * 1000\frac{L}{m^3}}{86400\frac{s}{d}};\ Q_{Rec} = 54{,}07\frac{L}{s}$$

Y el caudal de agua que debería ser dispuesto en cada estanque, basado en un sistema hidráulico de flujo continuo será:

$$Q_{Rec\,individual} = \frac{54{,}07\frac{L}{s}}{32\ estanques};\ Q_{Rec\,individual} = 1{,}69\frac{L}{s}$$

Como fue comentado anteriormente, el presente es un ejemplo que sirve para ilustrar la determinación del caudal requerido por concepto de recambio en condiciones de producción de tilapia bajo la modalidad extensiva en agua fertilizada. Las consideraciones para estimar el caudal de efluentes tratados para la producción extensiva de peces y, en particular de tilapia, se deben asimilar a los criterios asociados a las máximas cargas de materia orgánica recomendadas por Edwards (1992) y de nitrógeno total recomendadas por Mara et al (1993), así como a las máximas tasas de aplicación superficial de nitrógeno amoniacal total reportadas por Sánchez et al. (2018) y Sánchez et al. (2022), cuyos valores son presentados en extenso en el respectivo capítulo de este libro.

8.8 TIEMPO DE LLENADO DE LOS ESTANQUES

Un criterio de tipo operacional para determinar el caudal de diseño y con ello dimensionar el sistema de ingreso del líquido hacia los estanques se refiere al tiempo que se pretende destinar para el llenado de las unidades de cultivo. Según Yoo y Boyd (1994), es esencial disponer de un sistema de abastecimiento del agua para el llenado de los estanques en un tiempo razonable, por ello es importante considerar para el dimensionamiento hidráulico del sistema los caudales necesarios para llenar las unidades de cultivo en diferentes lapsos de tiempo contemplando las pérdidas por evaporación y eventualmente por infiltración, así como la ausencia de ingreso de agua por precipitación. Coche y Muir (1992), recomiendan que para estanques con volumen menor a 1500 m^3 se utilice un tiempo de llenado de ocho días; sin embargo, los criterios de operación que establezca el productor son los que determinarán el tiempo necesario para llenado de las unidades de cultivo, ya que entran en juego consideraciones como la necesidad de llenarlos nuevamente después de un vaciado rápido por cosecha total, por labores de mantenimiento de diques, por el vertimiento accidental de sustancias nocivas, entre otros.

8.9 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO POR ESTANQUE Y PARA LA ESTACIÓN PISCÍCOLA

Para realizar el adecuado dimensionamiento hidráulico del sistema para transporte del líquido para abastecimiento de la estación piscícola, bien sea con agua fresca o del efluente tratado, se hace necesario determinar el caudal de diseño para cada estanque (Q_{DisE}) y multiplicarlo por el número de estanques que conformarán las unidades de cultivo. Dicho caudal deberá ser suficiente para atender simultáneamente los requerimientos por concepto de reposición de las pérdidas por evaporación (Q_{ve}), de las eventuales pérdidas por infiltración (Q_{Inf}) y para garantizar el recambio requerido (Q_{Rec}).

Para el caso en estudio se tendrá en cuenta los caudales anteriormente calculados para garantizar el cultivo de tilapia roja, en modalidad extensiva, utilizando agua fertilizada

y para un total de 32 unidades de cultivo:

$$Q_{DisE} = Q_{Ve} + Q_{Inf} + Q_{Rec}$$

$$Q_{DisE} = (3{,}74 + 2{,}27 + 54{,}07)\frac{L}{s};\ Q_{DisE} = 60{,}08\frac{L}{s} \qquad [8.41]$$

Se puede apreciar que para el caso de estudio la mayor fracción del caudal de diseño corresponde al recambio necesario para mantener las características de calidad del agua en niveles adecuados. Cuanto más intensiva es la producción mayor debe ser el caudal por concepto de recambio y mayor será el suministro de alimentación balanceada; para la producción extensiva se requieren menores recambios, habrá mayor dependencia de la productividad primaria y muy probablemente los caudales de diseño se basarán principalmente en la reposición de pérdidas por evaporación e infiltración.

Las pérdidas por infiltración pueden ser controladas mediante aplicaciones ingenieriles como la disposición de capas de suelos finos para el fondo y diques de los estanques, en aquellos lugares en los que no predomine dicho tipo de material, o el uso de geomembranas para la impermeabilización del fondo y paredes de las unidades de cultivo. El control de las pérdidas por infiltración es una acción justificada principalmente por la cada vez más imperante necesidad de utilizar de manera eficiente y responsable los recursos hídricos; para el caso de aprovechamiento de efluentes tratados se suma lo anterior la obligación de evitar el riego de contaminación de depósitos de aguas subterráneas y de suelos aledaños a la estación piscícola.

El diseño de proyectos de piscicultura en estanques en grandes dimensiones justifica el cuidadoso análisis de los aspectos anteriormente discutidos y la cuantificación confiable de los elementos que fundamentan el balance hídrico de las unidades de cultivo, ya que con ello se dispondrá de los insumos para el dimensionamiento hidráulico de los sistemas de transporte y distribución del líquido manteniendo los principios de funcionalidad, seguridad y la mayor economía posible del proyecto.

09

Fundamentos de hidráulica para transporte de efluentes

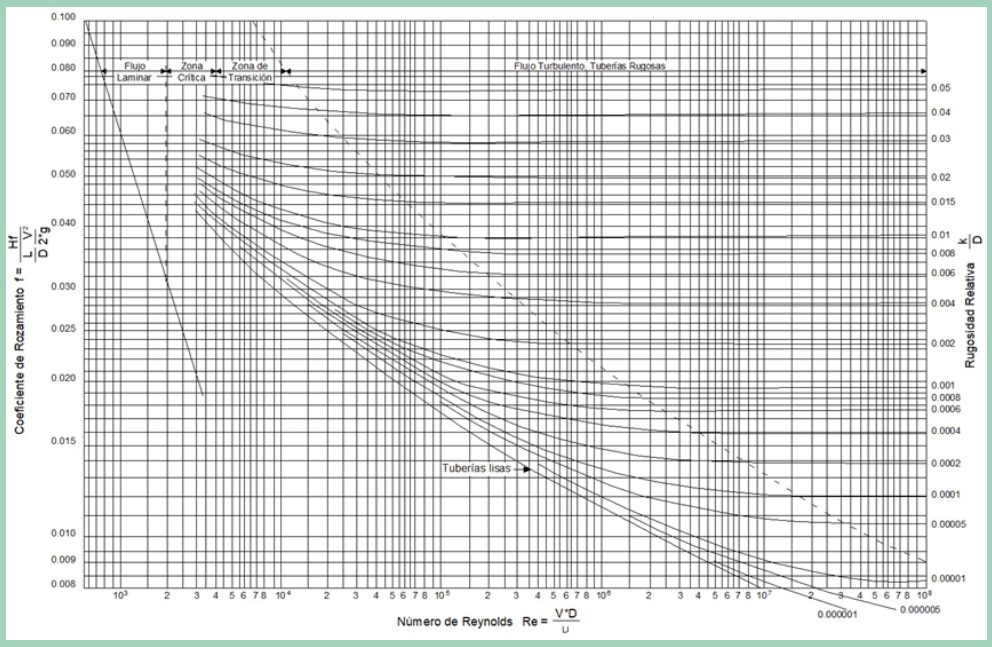


Diagrama de Moody

En el capítulo se presentan de manera resumida fundamentos teóricos y conceptuales básicos asociados al diseño y chequeo de conductos a presión y a flujo libre (canales) para el transporte de agua y efluentes asociados a unidades de tratamiento de aguas residuales, así como para estanques para producción piscícola. Con este propósito, se abordan temas como, la conducción de agua por tuberías a presión, los tipos de regímenes de flujo, las velocidades recomendables, el chequeo y diseño de tuberías por medio de la ecuación universal y la ecuación de Hazen Williams, el cálculo de pérdidas de energía por fricción y por accesorios, así como la presentación de ejemplos numéricos desarrollados paso a paso. En lo pertinente a la conducción de agua mediante canales se abordarán las secciones transversales típicas, las velocidades máximas recomendables según el material del canal, las características geométricas típicas y los procedimientos para realizar el dimensionamiento y el chequeo de canales con la presentación de ejemplos numéricos desarrollados paso a paso, de tal manera, que faciliten la comprensión y apropiación del conocimiento por parte de los lectores.

9.1 CONDUCTOS A PRESIÓN

En este tipo de sistemas para transporte del agua el líquido ocupa todo el interior del conducto estando sometida a una presión superior a la atmosférica.

Existen diversas expresiones que explican y predicen el comportamiento de los conductos a presión, dentro de la literatura internacional hay una gran diversidad de publicaciones que desarrollan de manera muy completa y con gran argumentación teórica, conceptual y numérica la evolución histórica de la teoría y la experimentación hidráulica de los conductos a presión; así mismo, dentro de las publicaciones técnicas y universitarias del entorno colombiano hay ejemplos de textos que abordan la temática de manera completa e impecable, un ejemplo de ello es el libro “Hidráulica de tuberías” del profesor Juan Saldarriaga, publicado por la Editorial Alfaomega.

Ya que el contenido del presente texto abarca diversos aspectos ingenieriles de utilidad para la concepción y diseño de sistemas para la producción acuícola con aguas residuales, en este capítulo solamente se presentan fundamentos que le permitan al lector comprender las bases para el análisis, el diseño o el chequeo de sistemas de tuberías a presión simples, con el propósito de que lo motiven a profundizar en las aplicaciones de la hidráulica en aspectos como las redes malladas, las redes ramificadas, los sistemas de bombeo, entre otros.

9.1.1 Velocidad mínima en las tuberías

Ya que el agua que fluirá a través de la tubería contendrá materiales sólidos en suspensión tales como materia orgánica, microalgas y biopelícula se debe adoptar un límite de velocidad de flujo mínima para evitar la sedimentación y acumulación de dichos sólidos. Se recomienda una velocidad mínima de 0,60 m/s, aunque este valor dependerá de las características de la autolimpieza y de la calidad del efluente a transportar.

9.1.2 Velocidad máxima en las tuberías

Aunque la industria de los sistemas de conducción de agua a presión ofrece opciones en diversos materiales con amplia gama de resistencias a la presión, en general no debe limitarse la velocidad máxima en las tuberías ya que el límite a la velocidad del flujo estará dado por la presión máxima producida por fenómenos del golpe de ariete como resultado de la rápida apertura o cierre de válvulas o la suspensión súbita de la descarga del líquido en sistemas de bombeo. En términos generales algunos autores recomiendan una velocidad máxima de 6 m/s.

9.1.3 Ecuación Universal para conductos a presión

Según Saldarriaga (2016), cuando se trata de conductos cerrados simples, el único tipo de energía que puede perderse por razón del movimiento del fluido es la energía de presión, ya que la energía cinética debe permanecer constante si el área es constante, y la energía potencial solo depende de la posición. La energía de presión expresada como energía por unidad de peso del fluido tiene unidades de altura piezométrica (h).

La pérdida de altura piezométrica (o de cabeza de presión) debido a la fricción en una tubería o conducto cilíndrico largo, con un interior de diámetro continuo, puede calcularse por medio de la ecuación de Darcy-Weisbach como se expresa en la Ecuación 9.1

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2*g} \qquad [9.1]$$

Donde:

hf : Pérdida de altura piezométrica o carga en el conducto analizado (m)

f : Factor o coeficiente de fricción o rozamiento de Darcy, el cual dependerá de aspectos como el material del conducto y el tipo de régimen a través del cual circula el agua; puede ser laminar, de transición o turbulento, como se explicará más adelante (adimensional)

L : Longitud del conducto analizado en el cual se pierde hf (m)

D : Diámetro interno del conducto en estudio (m)

V : Velocidad media del flujo al interior del conducto (m/s)

g : Aceleración gravitacional (9,81 m/s^2)

El factor de fricción es una función compleja del número de Reynolds y de la rugosidad relativa:

$$f = F\left(Re, \frac{k}{d}\right)$$

En aras de una adecuada aplicación de la ecuación universal para conductos a presión se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

9.1.3.1 Número de Reynolds.

Se requiere en primera instancia determinar la influencia relativa de la viscosidad, lo cual puede evaluarse mediante el número de Reynolds ya que sirve para caracterizar la condición de escurrimiento de fluidos. El número de Reynolds cuantifica la relación existente entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de viscosidad que actúan sobre las partículas en movimiento.

La ecuación mediante la cual se calcula el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \qquad [9.2]$$

Donde:

Re : Número de Reynolds (adimensional)

V : Velocidad media de flujo en la tubería (m/s)

D : Diámetro del conducto (m)

ν : Viscosidad cinemática (m^2/s)

9.1.3.2 Formas de escurrimiento.

Para la determinación de los valores de f es necesario considerar las distintas modalidades del movimiento o escurrimiento de un fluido por un conducto, el cual puede ser laminar, turbulento o de transición.

Escurrimiento laminar

De acuerdo con algunos autores, el flujo laminar se produce con valores muy bajos del número de Reynolds, menores a 2320, por tal motivo el coeficiente de rozamiento es independiente de la rugosidad y se lo puede calcular por medio de la expresión:

$$f = \frac{64}{Re} \qquad [9.3]$$

Donde:

f : Factor de fricción (adimensional)

Re : Número de Reynolds (adimensional)

Escurrimiento turbulento

Para este tipo de régimen de escurrimiento se presenta básicamente dos posibilidades:

Hidráulicamente liso. El núcleo de la corriente es de tipo turbulento, pero hay una capa laminar, cuyo espesor es inversamente proporcional al número de Reynolds y que recubre todas las irregularidades de la pared. El valor de f solo dependerá en ese caso de Re y su expresión, que prescinde de la rugosidad "k", es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * log \frac{Re * \sqrt{f}}{2{,}51} \qquad [9.4]$$

Donde:

f : Factor de fricción (adimensional)

Re : Número de Reynolds (adimensional)

Hidráulicamente rugoso. También se lo conoce como de turbulencia plena, se caracteriza por que las irregularidades del material emergen de la capa laminar. Esta situación puede tener lugar, para un material dado, por el crecimiento del número de Reynolds con la consecuente disminución del espesor de la capa laminar, o para igual número de Reynolds, pero con materiales de mayor rugosidad absoluta. El resultado en ambos casos es el mismo, y se expresa en el desarrollo de una alta turbulencia en el escurrimiento, la que hace despreciable el efecto de la viscosidad.

Como corolario de lo anterior se tiene que el coeficiente de fricción f se determina en función de k/d, que es el cociente que relaciona la rugosidad absoluta del material del interior de la tubería y el diámetro promedio interno del conducto analizado, prescindiendo del número de Reynolds y la expresión para determinar f será:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 * log \frac{3{,}71*d}{k} \qquad [9.5]$$

Donde:

f : Factor de fricción (adimensional)

d : Diámetro interno promedio de la tubería (m)

k : Rugosidad absoluta del material de la pared interna del conducto (m)

Escurrimiento de transición

Es un régimen en el que la resistencia es mixta y para el cual el factor f es a la vez función del número de Reynolds y de la relación k/d. La fórmula propuesta por Colebrook y White, la cual se obtuvo como expresión de una serie de curvas obtenidas experimentalmente es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7*d} + \frac{2{,}51}{Re*\sqrt{f}}\right) \qquad [9.6]$$

Esta igualdad, conocida como fórmula de Colebrook-White resulta válida tanto para la zona de transición como para las zonas hidráulicamente lisas y rugosas. Su representación gráfica se ilustra en la Figura 9.1 que se conoce como "Diagrama Universal".

9.1.4 Diagramas de apoyo para análisis y diseño de conductos a presión

Existen dos diagramas en los cuales se incluye una serie de curvas que permiten resolver, a partir del uso del gráfico, los problemas hidráulicos para muy diversas condiciones de número de Reynolds y relaciones entre la rugosidad absoluta k y el diámetro interno de la tubería d; tales diagramas son los de Moody y Rouse y se basan en la aplicación de la ecuación de Colebrook-White.

9.1.5 Diagrama de Moody

A continuación, la Figura 9.1 ilustra el diagrama de Moody. En el diagrama se puede apreciar que hay una clara diferenciación entre las zonas de flujo laminar, de transición y turbulento como resultado del correspondiente número de Reynolds (Re), cuya escala se localiza en el eje inferior de las abscisas; así mismo, se puede apreciar que en el eje de las ordenadas de la izquierda se encuentran representados los valores del coeficiente de rozamiento (f) y en eje de la derecha se encuentran representados los valores de la rugosidad relativa (k/D).

Mediante el diagrama de Moody se puede resolver tres tipos de problemas hidráulicos para conducir agua mediante un conducto a presión:

- Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida)
- Cálculo del caudal que circula por una tubería (problema de verificación, o conocido también como comprobación de diseño)
- Determinación del diámetro necesario para ciertas condiciones dadas (problema de diseño)

Los procedimientos a seguir para cada caso se ilustrarán más adelante incluyendo el desarrollo de ejemplos para los tres tipos de problema.

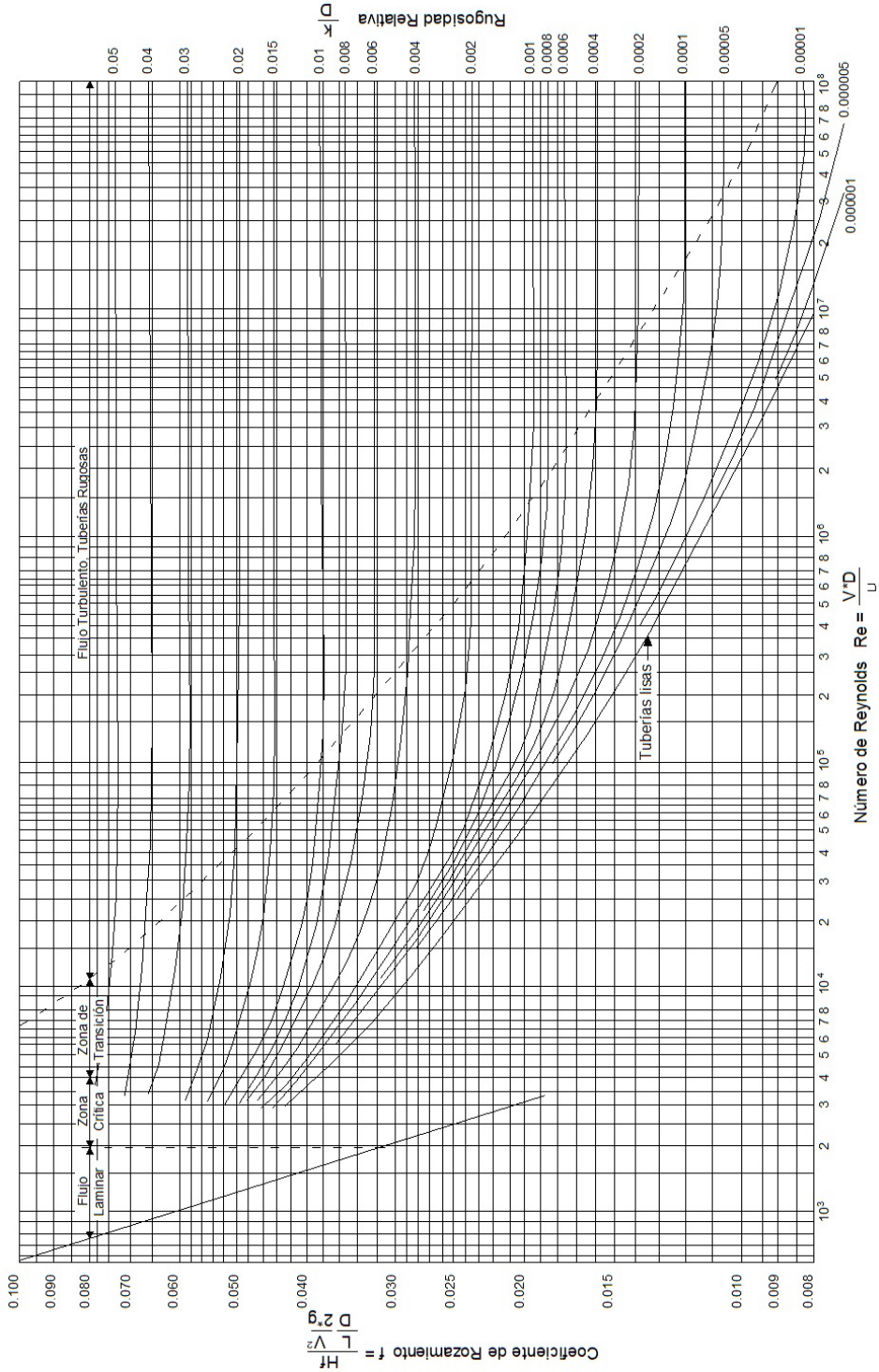


Figura 9.1 Diagrama de Moody

9.1.6 Diagrama de Rouse

Por su parte, la Figura 9.2 ilustra el diagrama de Rouse. A diferencia del diagrama de Moody, en el diagrama de Rouse puede apreciarse una diferenciación entre los conductos analizados a partir de las características de las paredes internas, con una zona para conductos de condiciones rugosas y otra para conductos de condiciones lisas. Dicha condición está asociada a la rugosidad relativa, la cual se analiza en términos de la relación (d/k); por tal motivo, los conductos con pequeñísimas irregularidades en su superficie interna -material con paredes lisas- tendrán altos valores de la relación entre el diámetro interno y el valor de la rugosidad promedio interna, mientras que cuanto más rugosa sea la superficie interna menor será el valor de dicho cociente.

En el esquema se puede apreciar que la escala que representa al número de Reynolds (Re) se localiza en el eje superior de las abscisas, mientras que en el eje inferior se encuentran contenidos los valores de $Re\sqrt{f}$. De igual manera, se puede apreciar que en el eje de las ordenadas de la derecha se encuentran representados los valores del coeficiente de rozamiento (f) y en eje de la izquierda se encuentran representados los valores de $1/\sqrt{f}$.

Por medio del diagrama de Rouse se puede dar solución a los tres tipos de problemas hidráulicos para conducir agua mediante un conducto a presión, tales tipos de problemas son:

- Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida)
- Cálculo del caudal que circula por una tubería (problema de verificación, o conocido también como comprobación de diseño)
- Determinación del diámetro necesario para ciertas condiciones dadas (problema de diseño)

Los procedimientos a seguir para cada caso se ilustrarán más adelante incluyendo el desarrollo de ejemplos para los tres tipos de problema.

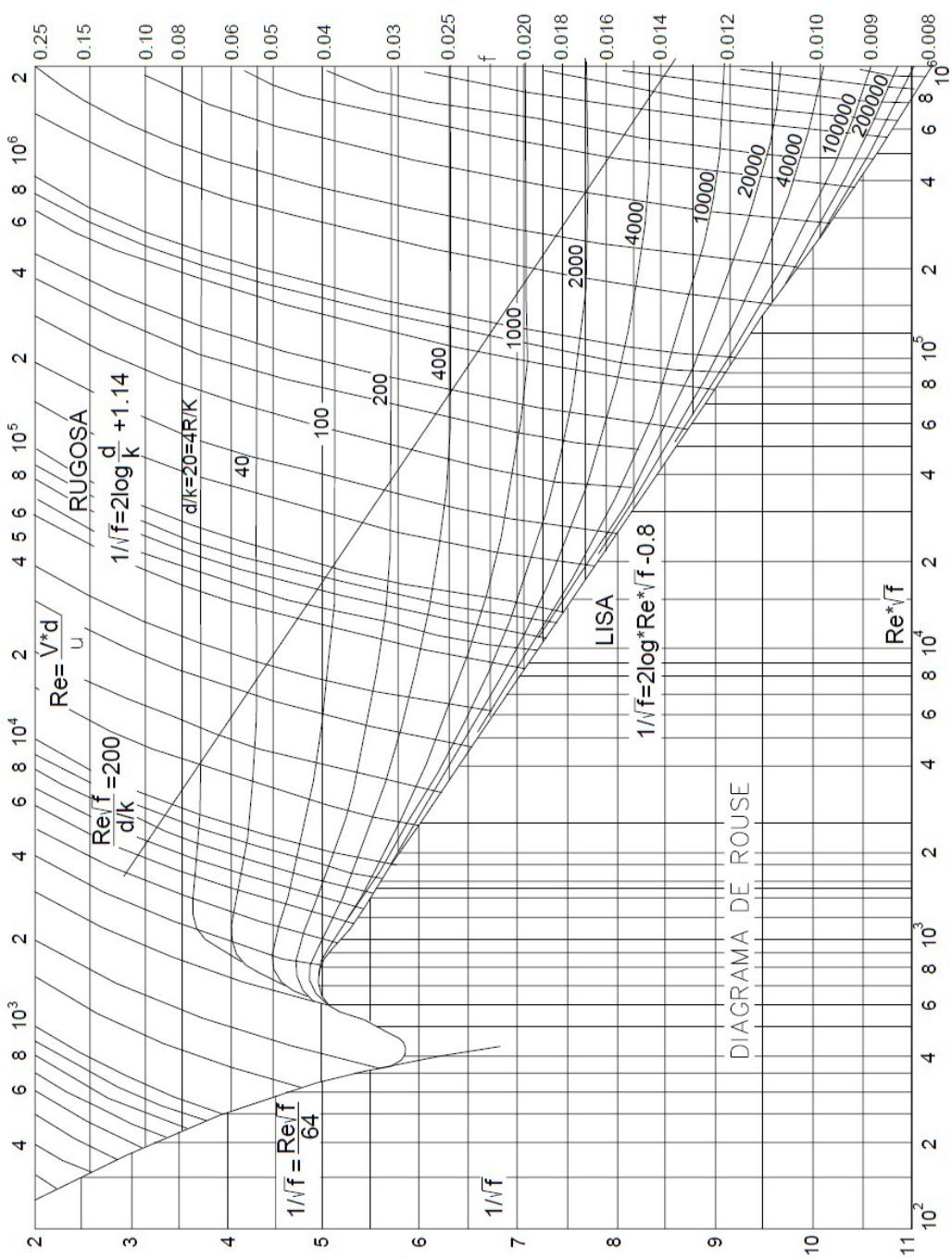


Figura 9.2 Diagrama de Rouse

9.1.7 Rugosidad absoluta en tuberías

La rugosidad absoluta de la tubería se puede adoptar a partir de los valores suministrados en la Tabla 9.1 (Saldarriaga, 2016) teniendo en cuenta su relación y dependencia con los siguientes factores: el material del cual están hechos los tubos, el proceso de su fabricación, y el tiempo de servicio de los tubos.

Tabla 9.1 Rugosidad absoluta (k_s) para diferentes materiales utilizados en la fabricación de tuberías

Material	ks (mm)
Vidrio	0,0003
PVC, CPVC	0,0015
Asbesto cemento	0,030
GRP (poliéster reforzado en fibra de vidrio)	0,030
Acero	0,046
Hierro forjado	0,060
CCP (concreto para presión)	0,120
Hierro fundido asfaltado	0,120
Hierro galvanizado	0,150
Arcilla vitrificada	0,150
Hierro fundido	0,150
Hierro dúctil	0,250
Madera cepillada	0,18 – 0,90
Concreto	0,30 – 3,00
Acero bridado	0,90 – 9,00

Fuente: Saldarriaga (2016, p. 157)

9.2 PROBLEMAS EN CONDUCTOS SIMPLES A PRESIÓN CONSIDERANDO ÚNICAMENTE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

A continuación, se presentan los diferentes casos que se pueden presentar en el análisis, diseño y chequeo de tuberías simples trabajando a presión, para ello se ilustrará los procedimientos mediante el uso del diagrama de Moody.

9.2.1 Cálculo de la pérdida de carga usando el Diagrama de Moody

En este tipo de problema se determina la pérdida de carga debida a la fricción que origina el paso del agua a una temperatura dada a través de una tubería de longitud, diámetro y material definidos; nuevamente, los datos con los que se aborda este tipo de problemas son:

Q : Caudal (m^3/s)
L : Longitud del conducto (m)
d : Diámetro del conducto (m)
v : Viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
k : Rugosidad absoluta (m)
j : Pérdida de carga unitaria (m/m)

En este tipo de problema la incógnita es J = hf; es decir, la pérdida de la carga total de carga en el sistema (m)

Los pasos a seguir son:

- Se calcula el área de la sección transversal del tubo de sección circular (A):

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

- Se calcula la velocidad media del flujo en el tubo (V) por medio de la ecuación de continuidad

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

- Se calcula el número de Reynolds (Re):

$$Re = \frac{V * d}{\nu}$$

- Se calcula la rugosidad relativa a partir de las características geométricas y del material que conforma el tubo (k/d)

- Se ingresa con el correspondiente valor de Re desde el eje inferior de las abscisas, siguiendo una trayectoria vertical ascendente. Posteriormente, a partir del valor de la relación k/d, se identifica en qué posición se deberá localizar el valor calculado de dicho cociente en relación a los reportados por la familia de curvas k/d y se avanza en el sentido de derecha hacia la izquierda, siguiendo la configuración de las curvas respectivas. Donde se interceptan las curvas correspondientes a Re y k/d se traza una línea horizontal y se determina el valor de f en el eje izquierdo de las ordenadas del diagrama (Figura 9.3).

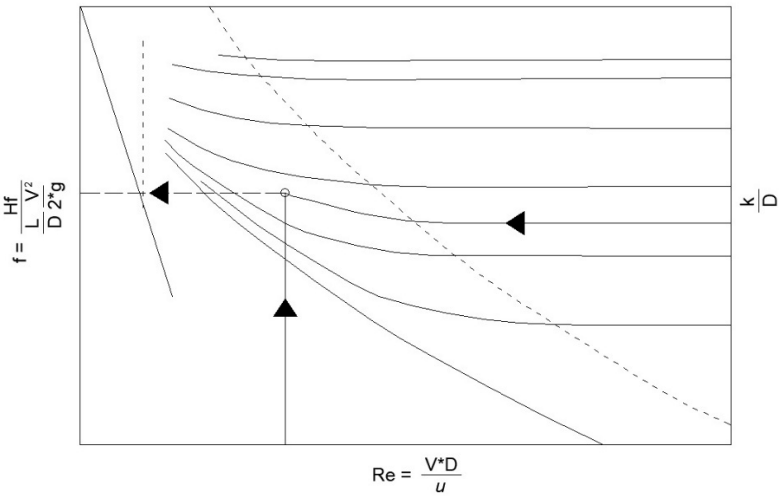


Figura 9.3 Diagrama de Moody, Cálculo de j

- Con f se calcula la pérdida de carga total (hf = J)

$$J = h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

O se calcula la pérdida de carga unitaria del sistema (j)

$$j = f * \frac{1}{d} * \frac{V^2}{2 * g}$$

9.2.1.1 Ejemplo de cálculo de la pérdida de carga hf usando el Diagrama de Moody.

Un tubo con 834 m de longitud, funcionando a presión, transporta 135 L/s del efluente de una PTAR conformada por lagunas de estabilización en serie. El líquido será transportado hasta un sistema de estanques para cultivo de tilapia GIFT a través de una tubería de PVC cuya rugosidad absoluta es de k = 0,0015 mm, posee un diámetro interior d = 272,7 mm. Se requiere calcular la pérdida de energía unitaria j y la pérdida de carga total considerando que la temperatura promedio del efluente es de 23,5°C.

Q = 0,215 m^3/s

$$A = \frac{\pi * (0{,}2727m)^2}{4} \quad \rightarrow \quad A = 0{,}05841m^2$$

Como Q = V*A, la velocidad media de flujo será:

$$V = \frac{0{,}135m^3/s}{0{,}05841m^2} \qquad V = 2{,}311m/s$$

De acuerdo con Timmons y Ebeling (2010), la viscosidad cinemática del agua se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V = \frac{0{,}135m^3/s}{0{,}05841m^2} \qquad V = 2{,}311m/s$$

Donde:

ν : Viscosidad cinemática del agua (m^2/s)

T : Temperatura del agua (°C)

Para 23,5°C la viscosidad cinemática es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4}m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 23{,}5) + (0{,}000221 * (23{,}5)^2)} = 0{,}0000009299\ m^2/s$$

Con los datos disponibles de V, ν y d se calcula el correspondiente número de Reynolds así:

$$Re = \frac{2{,}311 m/s * 0{,}2727 m}{0{,}0000009299 m^2/s} \qquad Re = 677718$$

Con el valor del diámetro del tubo y su rugosidad absoluta se calcula la correspondiente rugosidad relativa:

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}00000015 m}{0{,}2727 m} \quad \rightarrow \quad \frac{d}{k} = 0{,}00000055$$

Ingresando con los valores de Re = 677718 y de k/d = 0,00000055, en el diagrama de Moody se obtiene el valor de f = 0,0124

Con dicho valor se procede a calcular la pérdida de carga unitaria del sistema (j) mediante la ecuación:

$$j = f * \frac{1}{d} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$j = 0{,}0124 * \frac{1}{0{,}2727 m} * \frac{(2{,}311 m/s)^2}{2 * 9{,}81 m/s^2} \quad \rightarrow \quad j = 0{,}01238 m/m$$

Con base en lo anterior, la pérdida de carga total en el conducto es:

$$J = h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$J = 0{,}0124 * \frac{834 m}{0{,}2727 m} * \frac{(2{,}311 m/s)^2}{2 * 9{,}81 m/s^2} \quad \rightarrow \quad J = 10{,}323 m$$

9.2.2 Cálculo del caudal (Problema de verificación o chequeo) usando el Diagrama de Moody

En este tipo de problema se pretende determinar el caudal que puede circular en un conducto bajo condiciones definidas de pérdida de cabeza disponible, material de tubería, temperatura del líquido, diámetro y longitud del tubo. Los datos con los que se aborda este tipo de problemas son:

hf : Pérdida de carga disponible (m)

L : Longitud del conducto (m)

d : Diámetro del conducto (m)

v : Viscosidad cinemática (m^2/s)

k : Rugosidad absoluta (m)

La incógnita del problema es el caudal Q (m^3/s)

Se procede de la siguiente manera:

- Se calcula la rugosidad relativa (k/d)
- Se calcula el área de la sección transversal del tubo de sección circular (A):

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

- Para iniciar el proceso iterativo se asume un valor de f, una buena alternativa es seleccionar un valor perteneciente la región de flujo totalmente turbulento del diagrama de Moody puesto que muchos de los flujos registrados en la práctica pertenecen a dicha región.

- A partir de la ecuación universal se determina la velocidad para las condiciones dadas y utilizando el coeficiente de fricción anteriormente asumido:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} \quad \rightarrow \quad V = \sqrt{\frac{h_f * D * 2g}{L * f}}$$

- Con la velocidad así obtenida se calcula el número de Reynolds (Re):

$$Re = \frac{V * d}{\nu}$$

- Se ingresa con el valor adoptado de Re desde el eje inferior de las abscisas, siguiendo una trayectoria vertical ascendente. Posteriormente, a partir del valor de la relación k/d, se identifica en qué posición se deberá localizar el valor calculado de dicho cociente en relación a los reportados por la familia de curvas k/d y se avanza en

el sentido de derecha hacia la izquierda, siguiendo la configuración de las curvas respectivas. Donde se interceptan las curvas correspondientes a Re y k/d se traza una línea horizontal y se determina el valor de f en el eje izquierdo de las ordenadas del diagrama (Figura 9.4).

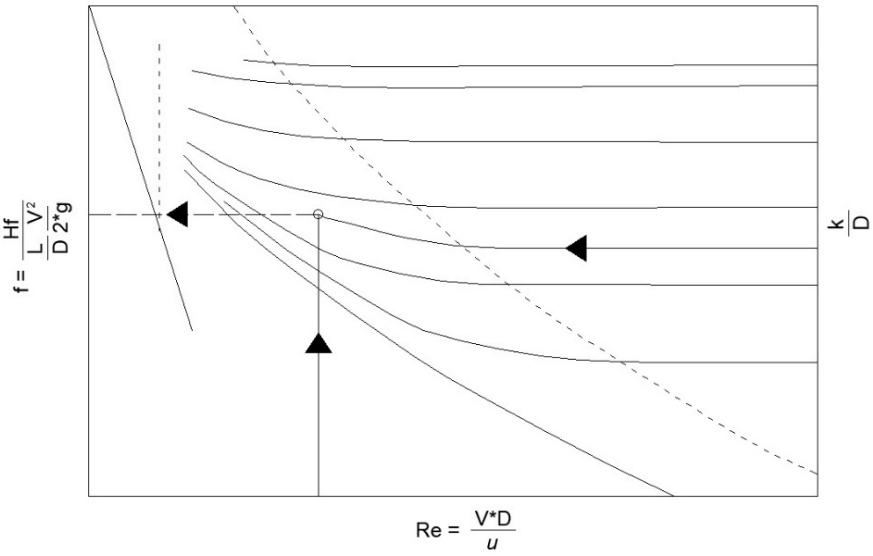


Figura 9.4 Diagrama de Moody, obtención de f para cálculo de Q

- Se compara el valor de f obtenido en el diagrama de Moody con el inicialmente asumido. En caso que los valores no sean iguales se adoptará un nuevo valor de f, cercano al obtenido en el diagrama, y se repite el proceso de iteración con f, V, Re y f hasta lograr la convergencia de los valores, usualmente son necesarias 2 o 3 iteraciones.

Es evidente que para este tipo de problemas el diagrama de Rouse es mucho más práctico pues permite calcular directamente el valor de $\mathrm{Re}^* \sqrt{f}$ y con él se obtiene de manera inmediata el coeficiente de fricción f

- Al verificar que los valores de f adoptado y calculado coinciden, por la ecuación de continuidad se tiene que el caudal que podría fluir a través del tubo es:

$$Q = V * A$$

Por lo tanto:

$$Q = V * \frac{\pi * d^2}{4}$$

Con esta última expresión se determina el valor del caudal que puede fluir a través del conducto en estudio.

9.2.2.1 Ejemplo Cálculo del caudal circulante (Q) usando el Diagrama de Moody.

Se requiere calcular el caudal, para el policultivo de carpa y tilapia en el efluente de una serie de lagunas de maduración, que podrá transportar un tubo de 850 m de longitud trabajando a presión y que posee un diámetro interno d = 600 mm, si la pérdida de carga total disponible es de 3,57 m (pérdida de carga unitaria disponible j = $4{,}2*10^{-3}$ m/m) y la temperatura media del agua que circula es de 26,1°C. La rugosidad absoluta del material de la tubería es k = 0,000025 m.

Se procede a calcular el valor de la rugosidad relativa:

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}000025m}{0{,}60m} \qquad \frac{k}{d} = 0{,}0000417$$

- Se calcula el área de la sección transversal del tubo de sección circular (A):

$$A = \frac{\pi * 0{,}60m^2}{4} = 0{,}2827m^2$$

- Se asume un valor de f perteneciente la región de flujo totalmente turbulento del diagrama de Moody, para el presente caso se adopta f = 0,025.

- Con la ecuación universal se determina la velocidad para las condiciones dadas y con f = 0,025:

$$V = \sqrt{\frac{h_f * D * 2g}{L * f}} \rightarrow V = \sqrt{\frac{3{,}57m * 0{,}6m * 2 * 9{,}81m/s^2}{850m * 0{,}025}} \rightarrow V = 1{,}406m/s$$

- Se calcula el número de Reynolds con V = 1,406 m/s:

La viscosidad cinemática del agua para la temperatura del líquido (26,1 °C) es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4} m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 26{,}1) + (0{,}000221 * (26{,}1)^2)} = 0{,}0000008768\ m^2/s$$

$$Re = \frac{1{,}406 m/s * 0{,}60 m}{0{,}0000008768 m^2/s} \quad \rightarrow \quad Re = 962.135$$

- Con los valores de k/d = 0,0000417 y de Re = 962.135 se determina en el diagrama de Moody que el valor de f es 0,0125

- Se compara el valor de f obtenido en el diagrama de Moody (0,0125) con el inicialmente asumido (0,025). Al ser diferentes los valores se adopta como nuevo valor de f = 0,013, se calculan V, Re y f así:

$$V = \sqrt{\frac{3{,}57 m * 0{,}6 m * 2 * 9{,}81 m/s^2}{850 m * 0{,}013}} \quad \rightarrow \quad V = 1{,}95 m/s$$

- Se calcula el número de Reynolds con V = 1,95 m/s, D = 0,6 m y ν = 0,0000008768 m²/s:

$$Re = \frac{1{,}95 m/s * 0{,}60 m}{0{,}0000008768 m^2/s} \quad \rightarrow \quad Re = 1'334.398$$

- Con los valores de k/d = 0,000417 y de Re = 1'334.398 se determina en el diagrama de Moody que el valor de f es 0,012

- Se compara el valor de f obtenido en el diagrama de Moody (0,012) con el inicialmente asumido (0,013). Al ser ligeramente diferentes los valores se adopta como nuevo valor de f = 0,012, se calculan V, Re y f así:

$$V = \sqrt{\frac{3{,}57 m * 0{,}6 m * 2 * 9{,}81 m/s^2}{850 m * 0{,}012}} \quad \rightarrow \quad V = 2{,}029 m/s$$

- Se calcula el número de Reynolds con V = 2,029 m/s, D = 0,6 m y ν = 0,0000008768 m^2/s:

$$Re = \frac{2{,}029 m/s * 0{,}60 m}{0{,}0000008768 m^2/s} \quad \rightarrow \quad Re = 1'388.458$$

- Con los valores de k/d = 0,000417 y de Re = 1'388.458 se determina en el diagrama de Moody que el valor de f es 0,0122

- Se compara el valor de f obtenido en el diagrama de Moody (0,0122) con el inicialmente asumido (0,012). Al ser ligeramente diferentes los valores se adopta como nuevo valor de f = 0,0122, se calculan V, Re y f así:

$$V = \sqrt{\frac{3{,}57 m * 0{,}6 m * 2 * 9{,}81 m/s^2}{850 m * 0{,}0122}} \quad \rightarrow \quad V = 2{,}013 m/s$$

- Se calcula el número de Reynolds con V = 2,013 m/s, D = 0,6 m y ν = 0,0000008768 m^2/s:

$$Re = \frac{2{,}013 m/s * 0{,}60 m}{0{,}0000008768 m^2/s} \quad \rightarrow \quad Re = 1'377.509$$

- Con los valores de k/d = 0,000417 y de Re = 1'377.509 se determina en el diagrama de Moody que el valor de f es 0,0122

- Al verificar que los valores de f adoptado y calculado coinciden, por la ecuación de continuidad se tiene que el caudal que podría fluir a través del tubo es:

$$Q = V * A \quad \rightarrow \quad Q = V * \frac{\pi * d^2}{4} \rightarrow \quad Q = 2{,}013 m/s * \frac{\pi * (0{,}6 m)^2}{4} \rightarrow \quad Q = 0{,}5692 m^3/s$$

Otra manera de calcular el caudal que puede circular se lo hace con la ecuación:

$$Q = \frac{\pi * d^{5/2}}{4} * \sqrt{\frac{2 * g * j}{f}}$$

Sustituyendo los valores de f y los demás datos del problema se procede a calcular el caudal así:

$$Q = \frac{\pi * (0{,}60m)^{5/2}}{4} * \sqrt{\frac{2 * 9{,}81m/s^2 * 0{,}0042m/m}{0{,}0122}} \quad \rightarrow \quad Q = 0{,}5692m^3/s = 569{,}2\ L/s$$

9.2.3 Cálculo del diámetro (Problema de diseño o dimensionamiento) usando el Diagrama de Moody

En este tipo de problema se determina el diámetro necesario para un cierto caudal pueda circular en un tubo bajo condiciones definidas de pérdida de cabeza disponible, material de tubería, temperatura del líquido y longitud del conducto. Los datos con los que se aborda este tipo de problemas son:

Hf : Pérdida de carga disponible (m)
L : Longitud del conducto (m)
Q : Caudal que debe fluir (m^3/s)
v : Viscosidad cinemática (m^2/s)
k : Rugosidad absoluta (m)

La incógnita es el diámetro “d” (m), para resolver este tipo de problema mediante el diagrama de Moody se recurre a los mismos elementos de juicio antes mencionados para el uso del diagrama de Rouse, por lo tanto, no se mencionarán de nuevo. Para resolver el problema, con base en los valores de C_1 y C_2, que son funciones de los datos propios del caso en estudio se procede de la siguiente manera:

- Se calcula el valor de C_1:

$$C_1 = \frac{8 * L * Q^2}{\pi^2 * g * hf}$$

- Se calcula C_2:

$$C_2 = \frac{4 * Q}{\pi * \nu}$$

- Se adopta un valor de f dentro de los datos reportados en el eje izquierdo de las ordenadas del diagrama de Moody; dicho dato se multiplica por el valor previamente calculado de C_1 y se despeja el valor del diámetro "d"

$$d^5 = C_1 * f \qquad \rightarrow \qquad d = \sqrt[5]{C_1 * f}$$

- Con el diámetro obtenido en el paso inmediatamente anterior junto al valor previamente calculado de C_2 se calcula el valor del número de Reynolds:

$$Re = C_2 * \frac{1}{d}$$

- Con el dato del diámetro determinado en el penúltimo paso se calcula el valor de k/d; con dicho valor y el número de Reynolds calculado en el anterior paso se ingresa al diagrama de Moody de la siguiente manera: Se ingresa con el valor de Re desde el eje inferior de las abscisas y se asciende de manera vertical; después, a partir del valor de la relación k/d, se identifica en qué posición se deberá localizar el valor calculado de dicho cociente en relación a los reportados por la familia de curvas de rugosidad relativa y se avanza en el sentido de derecha hacia la izquierda, siguiendo la configuración de las curvas respectivas. Donde se interceptan las curvas correspondientes a Re y k/d se traza una línea horizontal y se determina el valor de f en el eje izquierdo de las ordenadas del diagrama (Figura 9.5). En caso que el valor leído de f no coincida con el inicialmente adoptado se procede a realizar nuevos tanteos hasta lograr valores suficientemente aproximados.

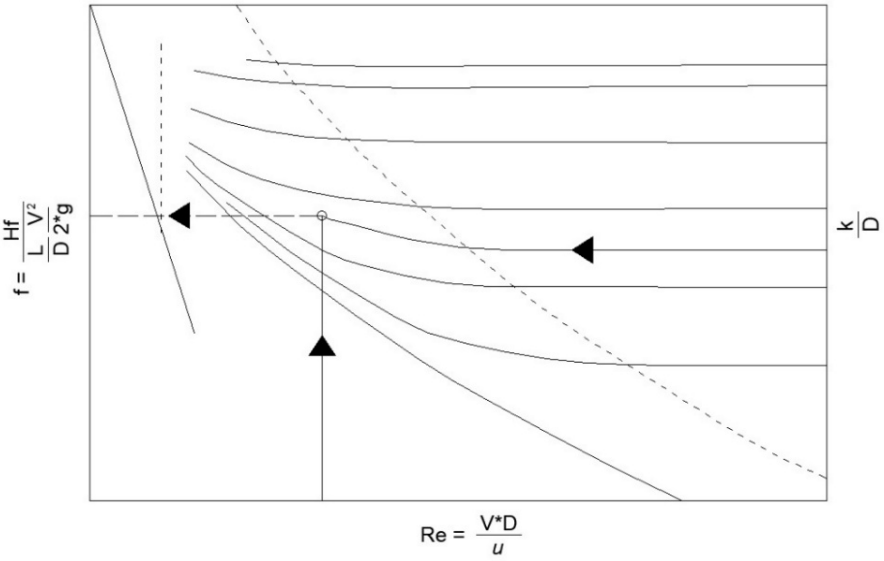


Figura 9.5 Diagrama de Moody, paso para el cálculo del diámetro

9.2.3.1 Ejemplo Cálculo del diámetro necesario (d) usando el Diagrama de Moody.

Para transportar el efluente de una laguna de alta tasa (LAT) que trata los efluentes de un reactor UASB se necesita determinar el diámetro de un tubo por el que ha de fluir un caudal de 49 L/s. Con base en la diferencia de nivel entre la salida de la LAT y el tanque de distribución de caudal se determinó que la pérdida de carga unitaria disponible es de $7{,}4*10^{-3}$ m/m. La temperatura media del efluente es de 24,8°C y la rugosidad absoluta del material de la tubería es k = 0,0000025 m

Se procede a calcular los valores de C_1 y de C_2:

$$C_1 = \frac{8 * Q^2}{\pi^2 * g * j} \quad \rightarrow \quad C_1 = \frac{8 * (0{,}049 m^3/s)^2}{\pi^2 * 9{,}81 m/s^2 * 0{,}0074 m/m} \quad \rightarrow \quad C_1 = 0{,}02681$$

La viscosidad cinemática del agua para 24,8 °C es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4} m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 24{,}8) + (0{,}000221 * (24{,}8)^2)} = 0{,}0000009028\ m^2/s$$

$$C_2 = \frac{4 * Q}{\pi * \nu} \quad \rightarrow \quad C_2 = \frac{4 * 0{,}049 m^3/s}{\pi * 0{,}0000009028 m^2/s} \quad \rightarrow \quad C_2 = 69106$$

Se adopta un valor arbitrario del factor de fricción, para este caso f = 0,02 y se calcula el valor del diámetro en función de C_1 y f:

$$d^5 = C_1 * f \quad \rightarrow \quad d^5 = 0{,}02681 * 0{,}02 \quad \rightarrow \quad d = \sqrt[5]{0{,}0005362} \quad \rightarrow \quad d = 0{,}22175m$$

Se calcula el valor del número de Reynolds a partir de C_2 y el diámetro anteriormente determinado:

$$Re = \frac{C_2}{d} \quad \rightarrow \quad Re = \frac{69106}{0{,}22175} \quad \rightarrow \quad Re = 311639$$

Se determina la rugosidad relativa:

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}0000025m}{0{,}22175m} \qquad \frac{k}{d} = 0{,}00001127$$

Con los valores de Re = 311639 y de k/d = 0,00001127 se determina sobre el diagrama de Moody el valor de f = 0,0145

Ya que el valor de f calculado es diferente al del f asumido (0,0145 ≠ 0,020), se asume un nuevo valor de f que se encuentre entre los dos valores anteriormente comentados, pero con mayor cercanía al calculado, para el presente caso se adopta f = 0,015 y se procede a calcular nuevamente d, Re y k/d:

$$d^5 = C_1 * f \quad \rightarrow \quad d^5 = 0{,}02681 * 0{,}015 \quad \rightarrow \quad d = \sqrt[5]{0{,}00040215} \quad \rightarrow \quad d = 0{,}2093m$$

$$Re = \frac{C_2}{d} \quad \rightarrow \quad Re = \frac{69106}{0{,}2093} \quad \rightarrow \quad Re = 330177$$

Se determina el nuevo valor de la rugosidad relativa:

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}0000025m}{0{,}2093m} \qquad \frac{k}{d} = 0{,}00001194$$

Con los valores de Re = 330177 y de k/d = 0,00001194 se determina sobre el diagrama de Moody el nuevo valor de f = 0,0145

Como el valor de f calculado fue ligeramente diferente al del f asumido (0,015 ≠ 0,0145), se asume un nuevo valor de f igual al calculado, f = 0,0145 y se calcula nuevamente d, Re y d/k:

$$d^5 = C_1 * f \quad \rightarrow \quad d^5 = 0{,}02681 * 0{,}0145 \quad \rightarrow \quad d = \sqrt[5]{0{,}00038875} \quad \rightarrow \quad d = 0{,}2079m$$

$$Re = \frac{C_2}{d} \quad \rightarrow \quad Re = \frac{69106}{0{,}2079} \quad \rightarrow \quad Re = 332400$$

Se determina el nuevo valor de la rugosidad relativa:

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}0000025m}{0{,}2079m} \qquad \frac{k}{d} = 0{,}00012$$

Con los valores de Re = 332400 y de k/d = 0,00012 se determina sobre el diagrama de Moody el nuevo valor de f = 0,0145, que es idéntico al asumido.

Como los valores del f asumido y del f calculado coincidieron, el diámetro necesario será de 0,2079 m (del orden de 8,15”); sin embargo, para efectos de diseño se debe considerar que se implementará el diámetro comercial más cercano por exceso, que para el tipo de tuberías comerciales que se encuentran disponibles en el mercado correspondería a un diámetro nominal de 10”.

9.3 PROBLEMAS EN CONDUCTOS SIMPLES A PRESIÓN CONSIDERANDO PÉRDIDAS MENORES Y POR FRICCIÓN

En los anteriores casos únicamente se contemplaron las pérdidas de carga que se producen en los tubos a presión como resultado de la fricción; sin embargo, en los conductos reales se presentan modificaciones en la dirección del flujo, tales como las entradas y salidas de las tuberías, así como las curvas y codos; de igual manera, se aplican modificaciones en la velocidad de circulación del líquido producidas por cambios en la sección transversal resultado de la disposición de ampliaciones o contracciones bruscas o graduales; también se puede generar alteraciones en el flujo como fruto del uso de dispositivos para regulación del caudal tales como las válvulas y llaves de diversos tipos como las de compuerta y las de mariposa.

Con base en lo anterior, el análisis, chequeo y diseño de conductos a presión deberá incorporar las diversas particularidades que en situaciones reales estarán implícitas en el funcionamiento y operación de la tubería, la presente sección enfatiza en las consideraciones y procedimientos a seguir.

En la Figura 9.6 se ilustran gráficamente las líneas de energía total y de gradiente hidráulico (o línea piezométrica) que se presentan en un sistema de tubería a presión que une dos tanques; en dicho caso, la potencia requerida para mover el flujo es suministrada por la gravedad. La línea piezométrica es la altura hasta la que ascendería el agua en caso de instalar un piezómetro en cada punto del sistema, mientras que la línea de energía total corresponde a la línea piezométrica adicionándole el valor de la cabeza de velocidad ($V^2/2g$) en el punto en consideración; es decir, para el caudal circulante y la sección transversal de punto en consideración.

Como se aprecia en el esquema, las alturas correspondientes a las líneas de energía total y piezométrica disminuyen gradualmente como resultado de los efectos de pérdida de potencia o energía resultado de la fricción en los tramos de la tubería (denominadas en la figura como h_{fi}), o por los efectos de las pérdidas localizadas (también conocidas como pérdidas menores, denominadas en la figura como h_{li}); esto es, por los cambios de dirección en los flujos y accesorios utilizados en la tubería.

Considerando tales condiciones, nuevamente el tipo de problemas que pueden resolverse son:

- Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida)
- Cálculo del caudal que circula por una tubería (problema de verificación, o conocido también como comprobación de diseño)
- Determinación del diámetro necesario para ciertas condiciones dadas (problema de diseño)

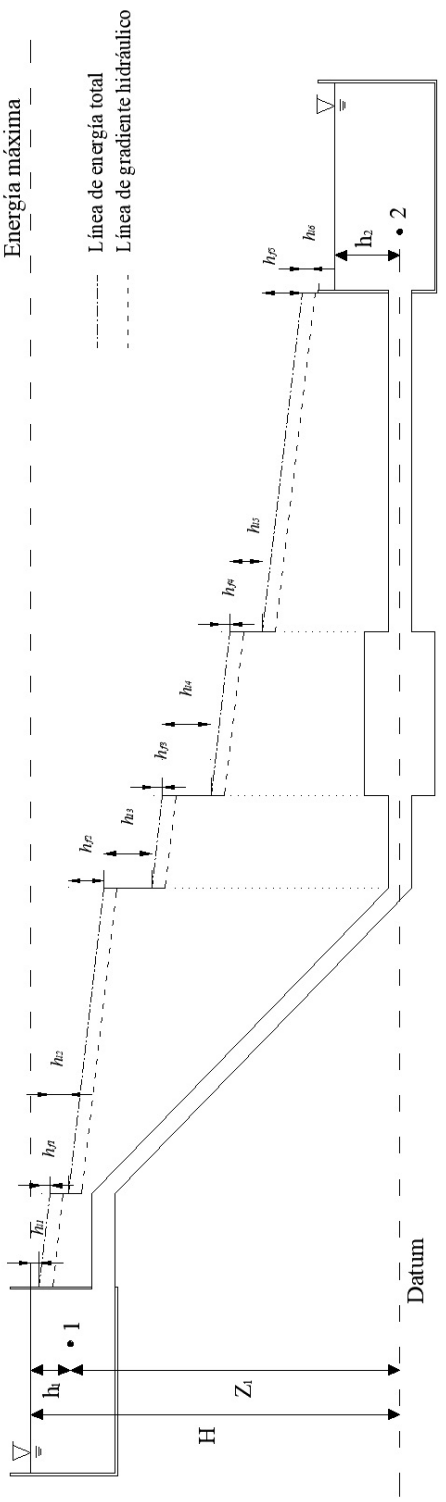


Figura 9.6 Líneas de energía total y de gradiente hidráulico (o línea piezométrica) para un sistema de tubería a presión que une dos tanques

En el esquema se tiene que:

$$H = z_1 + h_1 = h_2 + \sum_{i=1}^{6} h_{li} + \sum_{i=1}^{5} h_{fi} \quad [9.7]$$

De acuerdo con Saldarriaga (2016), los problemas en la hidráulica de tuberías simples se pueden clasificar de acuerdo con la variable desconocida. Las variables involucradas en estos problemas son las siguientes:

- Variables relacionadas con la tubería en sí: diámetro de la tubería (d), longitud de la tubería (l) y rugosidad de la tubería (k)
- Variables relacionadas con el fluido: densidad del fluido (ρ) y viscosidad cinemática del agua para la temperatura del diseño (v)
- Variables relacionadas con el esquema del sistema: coeficientes de pérdidas menores o locales de todos los accesorios necesarios, incluyendo válvulas (Σk_l), algunos de los cuales se explicarán posteriormente
- Variables relacionadas con la energía impulsora del fluido: altura entre el embalse de entrada y la salida (H) o la potencia de la bomba, en caso que sea necesaria
- Otras variables: aceleración de la gravedad (g) y caudal o velocidad media en la tubería (Q o V)

Las variables que pueden ser desconocidas son el caudal, el diámetro de la tubería, la rugosidad absoluta de la tubería o la potencia de la bomba que es necesario instalar para mover un determinado caudal; en relación a esta última variable cabe anotar que su análisis no se abordará en el presente capítulo. Teniendo en cuenta la variable desconocida, los tipos de problemas son: comprobación de diseño, cálculo de potencia requerida, diseño en sí de la tubería y calibración de la tubería.

9.3.1 Coeficientes de pérdidas localizadas

Las pérdidas locales, o pérdidas localizadas, o también conocidas como pérdidas menores deben ser consideradas para el análisis, chequeo o diseño de sistemas de tuberías. Pese a que en buena parte de la literatura reciben el nombre de pérdidas menores, en casos particulares de conducciones de agua en tramos cortos, pero con gran cantidad de accesorios las pérdidas de energía por fricción son muy bajas y las pérdidas localizadas representan la mayor parte de las pérdidas de energía; por tal motivo en este texto a dicho tipo de fenómeno se lo denominará "pérdidas locales". La ecuación para el cálculo de las pérdidas locales de energía causadas por los accesorios en una tubería es la siguiente:

$$h_l = k_l \frac{V^2}{2g} \qquad [9.8]$$

Donde:

h_l : Energía por unidad de peso perdida en el accesorio

k_l : Coeficiente de pérdidas locales en el accesorio

V : Velocidad media del flujo en la tubería

g : Aceleración de la gravedad

Por lo general, el valor del coeficiente de pérdidas menores (k_l) es un valor empírico, deducido de pruebas de laboratorio. La Tabla 9.2 presenta un resumen de coeficientes de pérdidas localizadas para accesorios de uso frecuente en sistemas de tuberías.

Tabla 9.2 Coeficientes para pérdidas menores en codos y accesorios

Accesorio	k_l
Válvula de globo completamente abierta	10,0
Válvula en ángulo completamente abierta	5,0
Válvula de cheque completamente abierta	2,5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0,2
Válvula de compuerta, con 3/4 de apertura	1,00 – 1,15

Tabla 9.2 Coeficientes para pérdidas menores en codos y accesorios (continuación)

Accesorio	k_l
Válvula de compuerta, con ½ de apertura	5,6
Válvula de compuerta, con ¼ de apertura	24,0
Codo de 90° radio corto (r/d = 1)	0,9
Codo de 90° radio mediano	0,75 – 0,80
Codo de 90° radio largo (r/d = 1,5)	0,6
Codo de 45°	0,40 – 0,42
Retorno (curva en U)	2,2
Tee en sentido recto	0,3
Tee a través de la salida lateral	1,8
Unión	0,3
Ye de 45°, en sentido recto	0,3
Ye de 45°, salida lateral	0,8
Entrada recta a tope	0,5
Entrada con boca acampanada	0,1
Entrada con tubo reentrante	0,9
Salida	1,0

Fuente: Saldarriaga (2016, p. 158)

La ecuación para el cálculo de las pérdidas locales de energía causadas por contracciones bruscas en una tubería es la siguiente:

$$h_l = k_l \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde:

h_l : Energía por unidad de peso perdida en el accesorio

k_l : Coeficiente de pérdidas locales en la contracción brusca

V_2 : Velocidad media del flujo aguas abajo de la contracción

g : Aceleración de la gravedad

A continuación, en la Tabla 9.3 se presentan valores del coeficiente de pérdida local de energía causada por contracciones bruscas en una tubería

Tabla 9.3 Valores experimentales de coeficientes k_l para contracciones bruscas

Relación de áreas (A_2/A_1)	k_l
0,0	0,50
0,1	0,46
0,2	0,41
0,3	0,36
0,4	0,31
0,5	0,25
0,60	0,18
0,70	0,12
0,80	0,058
0,90	0,016
1,00	0,0

Fuente: Saldarriaga (2016, p. 159)

A continuación, en la Tabla 9.4 se presentan valores del coeficiente de pérdida local de energía causada por expansiones bruscas en una tubería

Tabla 9.4 Coeficientes de pérdidas menores k_l para expansiones bruscas

	Velocidad (m/s)						
d_1/d_2	0,6	1,2	3,0	4,5	6,0	9,0	12,0
1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	0,11	0,10	0,09	0,09	0,09	0,09	0,08
1,4	0,26	0,25	0,23	0,22	0,22	0,21	0,20
1,6	0,40	0,38	0,35	0,34	0,33	0,32	0,32
1,8	0,51	0,48	0,45	0,43	0,42	0,41	0,40
2,0	0,60	0,56	0,52	0,51	0,50	0,48	0,47
2,5	0,74	0,70	0,65	0,63	0,62	0,60	0,58
3,0	0,83	0,78	0,73	0,70	0,69	0,67	0,65
4,0	0,92	0,87	0,80	0,78	0,76	0,74	0,72
5,0	0,96	0,91	0,84	0,82	0,80	0,77	0,75
10,0	1,00	0,96	0,89	0,86	0,84	0,82	0,80
α	1,00	0,98	0,91	0,88	0,86	0,83	0,81

Fuente: Saldarriaga (2016, p. 161)

La ecuación para el cálculo de las pérdidas locales de energía causadas por expansiones bruscas y graduales en una tubería es la siguiente:

$$h_l = k_l \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde:

h_l : Energía por unidad de peso perdida en el accesorio

k_l : Coeficiente de pérdidas locales en la expansión brusca

V_2 : Velocidad media del flujo aguas abajo de la contracción

g : Aceleración de la gravedad

En la Tabla 9.5 se presentan valores del coeficiente de pérdida local de energía causada por expansiones graduales en una tubería

Tabla 9.5 Coeficientes de pérdidas menores k_l para expansiones graduales

	Ángulo del cono de contracción (°)											
d_1/d_2	2	6	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60
1,1	0,01	0,01	0,03	0,05	0,10	0,13	0,16	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23
1,2	0,02	0,02	0,04	0,09	0,16	0,21	0,25	0,29	0,31	0,33	0,35	0,37
1,4	0,02	0,03	0,06	0,12	0,23	0,30	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53
1,6	0,03	0,04	0,07	0,14	0,26	0,35	0,42	0,47	0,51	0,54	0,57	0,61
1,8	0,03	0,04	0,07	0,15	0,28	0,37	0,44	0,50	0,54	0,58	0,61	0,65
2,0	0,03	0,04	0,07	0,16	0,29	0,38	0,46	0,52	0,56	0,60	0,63	0,68
2,5	0,03	0,04	0,08	0,16	0,30	0,39	0,48	0,54	0,58	0,62	0,65	0,70
3,0	0,03	0,04	0,08	0,16	0,31	0,40	0,48	0,55	0,59	0,63	0,66	0,71
α	0,03	0,05	0,08	0,16	0,31	0,40	0,49	0,56	0,60	0,64	0,67	0,72

Fuente: Saldarriaga (2016, p. 162)

Como fue comentado anteriormente, los tipos de problemas que normalmente se deben resolver para sistemas de tuberías incluyendo las pérdidas de carga por fricción, así como las pérdidas localizadas son:

- Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida)
- Cálculo del caudal que circula por una tubería (problema de verificación, o conocido también como comprobación de diseño)
- Determinación del diámetro necesario para ciertas condiciones dadas (problema de diseño)

9.3.2 Determinación de la pérdida de carga (o cálculo de la potencia requerida) considerando pérdidas locales

En este caso se conocen todas las características de la tubería: la longitud, el diámetro, la rugosidad absoluta, y los diferentes coeficientes de pérdidas localizadas de todos los accesorios. También se conoce el caudal requerido y las propiedades del fluido densidad y la viscosidad cinemática, así como la posición a la cual se encuentra el extremo de salida de la tubería. Se necesita determinar la potencia requerida, ya sea de origen gravitacional o de origen mecánico; es decir, por una diferencia topográfica de nivel o mediante el uso de una bomba.

Los pasos a seguir para la solución de este tipo de problema son:

- Verificar los datos disponibles de diámetro (d), valor de rugosidad absoluta (k), cota a la cual se encuentra la salida del tubo (z_2), la sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales (Σk_l), la densidad del agua (ρ), viscosidad cinemática del agua para la temperatura del diseño (v) y la longitud del tubo en cuestión (l). Definir el error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E)
- Calcular la velocidad media de flujo para el caudal necesario y las características geométricas del tubo

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

- Calcular el valor de las pérdidas de carga localizadas en el sistema por medio de la siguiente ecuación:

$$\sum h_l = \sum kl \frac{V^2}{2g}$$

- Calcular el valor del cociente *k/d*

- Calcular el valor del número de Reynolds con la ecuación:

$$Re = \frac{V * d}{\mu}$$

- Calcular el valor del coeficiente de fricción de Darcy f en la ecuación de Colebrook-White utilizando algún método numérico:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * log_{10}\left[\frac{k}{3{,}7 * d} + \frac{2{,}51}{Re * \sqrt{f}}\right]$$

- Calcular el valor de las pérdidas de carga por fricción mediante la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$hf = f \frac{l}{d} \frac{V^2}{2g}$$

- Calcular el valor de H total mediante la ecuación:

$$H = hf + z_2 + \sum k_l \frac{V^2}{2g}$$

- Cuando se trate de un sistema que deberá ser sometido a bombeo se podrá calcular el valor de la potencia de la bomba a través de la ecuación:

$$Potencia = \frac{1}{\eta} \rho Q g H$$

Como se comentó anteriormente, para lograr resolver este tipo de problema es necesario determinar el valor del factor de fricción *f* de Darcy en la ecuación no explícita de Colebrook-White por medio de un método numérico. Para efectos de brindar mayor agilidad en el proceso de iteración, a continuación, se detalla el método de Newton-Raphson con base en lo descrito por Saldarriaga (2016).

9.3.3 Método de Newton-Raphson

El método es bastante conveniente cuando se requiere hacer una gran cantidad de cálculos de factores de fricción. Por lo general se requiere tan solo de tres iteraciones para que el método converja. Para que el método pueda aplicarse, la función no explícita debe ser de la siguiente forma:

$$x = g(x)$$

La libertad en la función g(x) no es absoluta y debe cumplir con las siguientes condiciones especiales para que exista convergencia:

- La primera condición es que exista un intervalo I = (a, b), de modo que, para todo x perteneciente a I, la función g(x) esté definida y pertenezca a I, lo cual significa que g(x) se aplica a sí misma. En el caso de la ecuación de Colebrook-White, para que la función no estuviera definida se necesitaría que el algoritmo no estuviera definido, caso imposible, ya que todos los términos dentro de la función logaritmo son positivos.

- La segunda condición es que la función de iteración g(x) sea continua en I. Nuevamente la función logaritmo cumple con dicho requisito.

- La tercera condición es que g(x) sea diferenciable en I y que la pendiente de g(x) sea siempre menor que 1 y mayor que -1. La función mencionada es en efecto diferenciable y su pendiente es siempre mayor que -1. Para números de Reynolds grandes la pendiente de g(x) tiende a cero, lo cual es menor que 1.

La ecuación de Colebrook-White cumple con las tres condiciones antes citadas; teniendo en cuenta dichas condiciones especiales, el método de Newton-Raphson parte de la ecuación:

$$x = g(x)$$

Por lo tanto:

$$g(x) - x = 0$$

El valor de la aproximación a la raíz de la ecuación en la iteración i+1 se calcula con base en la aproximación de la iteración i de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$x_{i+1} = x_i - \frac{g(x_i) - x_i}{g'(x_i) - 1}$$

Donde g'(x) es la derivada de la función. Para el caso de la ecuación de Colebrook-White la variable x es el inverso de la raíz cuadrada del factor de fricción de Darcy:

$$x = \frac{1}{\sqrt{f}}$$

Por consiguiente:

$$g(x) = -2 * log_{10}\left[\frac{k}{3{,}7 * d} + \frac{2{,}51x_i}{Re}\right]$$

La derivada de esta función es:

$$g'(x) = \frac{-2}{ln10}\left(\frac{\frac{2{,}51}{Re}}{\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51x_i}{Re}}\right)$$

Los pasos a seguir para determinar el factor de fricción de Darcy por el método de Newton Raphson son:

- Adoptar un valor semilla de f, que se denominará f_1:

- Calcular el valor de la variable X_1 con la ecuación:

$$X_1 = \frac{1}{\sqrt{f}}$$

- Calcular el valor de $F(x_1)$ con la ecuación:

$$F(x_i) = -2 * log_{10}\left[\frac{k}{3{,}7 * d} + \frac{2{,}51x_i}{Re}\right]$$

- Calcular el valor de $F'(x_1)$ con la ecuación:

$$F'(x_i) = \frac{-2}{ln10}\left(\frac{\frac{2{,}51}{Re}}{\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51x_i}{Re}}\right)$$

- Calcular el valor de la aproximación a la raíz de la ecuación en la iteración i+1 con base en la aproximación de la iteración i con la siguiente ecuación:

$$x_{i+1} = x_i - \frac{F(x_i) - x_i}{F'(x_i) - 1}$$

- Comparar el valor obtenido de x_{i+1} con el asumido para la iteración x_i (calculado como) si son iguales, o su diferencia es menor al error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E) se suspende las iteraciones y se procede a calcular el valor de f como se indica a continuación:

$$f = \frac{1}{x^2{}_{i+1}}$$

- Si al comparar el valor obtenido de x_{i+1} con el asumido para la iteración x_i poseen una diferencia mayor al error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E) se deberá asumir un nuevo valor de f y continuar de nuevo con el procedimiento

9.3.3.1 Ejemplo de determinación de la potencia requerida para una bomba y del coeficiente f por el método de Newton-Raphson considerando pérdidas locales.

En la zona perimetral de un municipio se instalará un sistema de riego de especies vegetales para consumo humano mediante el uso del efluente final de tanques de piscicultura abastecidos con aguas residuales tratadas con reactores anaerobios y lagunas de alta tasa con temperatura promedio de 24°C. Se requiere un caudal de 42 L/s desde el reservorio final de los tanques de piscicultura hasta el tanque de distribución a la planta de fertiirrigación. Los dos puntos se encuentran separados por una distancia de 970 m, estando la planta 16 m por encima del reservorio desde el cual se bombeará el efluente. Si existe una tubería de PVC (k = $1{,}5x10^{-6}$ m) de 150 mm de diámetro nominal, con un coeficiente global de pérdidas menores de 9,4 se desea saber ¿Cuál es la altura piezométrica que debe ser suministrada por la bomba en el reservorio?, ¿Cuál deberá ser la potencia de la bomba?

Se determina el valor del área de la sección transversal interna del tubo:

$$A = \frac{\pi * (0{,}15m)^2}{4} = 0{,}01767m^2$$

Se calcular el valor de la velocidad media del flujo:

$$V = \frac{0{,}042m^3/s}{0{,}01767m^2} = 2{,}377m/s$$

Se calcula el valor de las pérdidas localizadas totales del sistema:

$$\sum h_l = 9{,}4 * \frac{\left(\frac{2{,}377m}{s}\right)^2}{2 * \frac{9{,}81m}{s^2}} = 2{,}707m$$

Una expresión recomendada por Timmons e Ebeling (2010) y que se puede utilizar para determinar con precisión la densidad del agua en kg/m^3 para diferentes temperaturas es la siguiente:

$$\rho(kg/m^3) = 999{,}842594 + (6{,}793952 * 10^{-2} * T) - (9{,}095290 * 10^{-3} * T^2)$$

$$+(1{,}001685 * 10^{-4} * T^3) - (1{,}120083 * 10^{-6} * T^4) + (6{,}536336 * 10^{-9} * T^5)$$

Para una temperatura de 24°C se tiene que la densidad del agua es:

$$\rho = 999{,}842594 + (6{,}793952 * 10^{-2} * 24) - (9{,}095290 * 10^{-3} * 24^2) + (1{,}001685 * 10^{-4} * 24^3) - (1{,}120083 * 10^{-6} * 24^4) + (6{,}536336 * 10^{-9} * 24^5) \rightarrow \rho = 997{,}3\ kg/m^3$$

La viscosidad cinemática del agua para 24,0 °C es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4} m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 24{,}0) + (0{,}000221 * (24{,}0)^2)} = 0{,}0000009194\ m^2/s$$

Se calcula el número de Reynolds para las condiciones del problema:

$$Re = \frac{\frac{2{,}377m}{s} * 0{,}15m}{0{,}0000009194 m^2/s} = 387807$$

Se calcular el valor del cociente *k/d*

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}0000015m}{0{,}15m} = 0{,}00001$$

Se determina el factor de fricción de Darcy por el método de Newton Raphson:

Se adopta como valor semilla de f, $f_1 = 0{,}001$

Se calcula el valor de la variable X_1:

$$X_1 = \frac{1}{\sqrt{0{,}001}} = 31{,}6228$$

Se calcular el valor de $F(x_1)$:

$$F(x_1) = -2 * log_{10}\left[\frac{0{,}0000015m}{3{,}7 * 0{,}15m} + \frac{2{,}51 * 31{,}6228}{387807}\right] = 7{,}3665$$

Se calcula el valor de F'(x_1):

$$F'(x_1) = \frac{-2}{ln10}\left(\frac{\frac{2,51}{387807}}{\frac{0,0000015}{3,7 * 0,15} + \frac{2,51 * 31,6228}{387807}}\right) = -0,02711$$

Se calcula el valor de la aproximación a la raíz de la ecuación en la iteración i+1:

$$x_2 = 31,6228 - \frac{7,3665 - 31,6228}{-0,02711 - 1} = 8,0067$$

Al comparar el valor obtenido de x_2 (8,0067) con el asumido para la iteración x_1 (31,6228) su diferencia es mayor al error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E=0,0001) por lo tanto se adopta un nuevo valor de x_i = 8,0067. Para el valor obtenido de x_i se calcula el correspondiente valor de f:

$$f = \frac{1}{8,0067^2} = 0,01559886$$

El resumen de los valores obtenidos en las cuatro iteraciones necesarias para la convergencia del método se presenta a continuación en la Tabla 9.6:

Tabla 9.6 Iteraciones para la determinación del valor del factor de fricción

Iteración	f	Xi	$F(X_i)$	$F'(X_i)$	g(x)	f
1	0,001	31,6228	7,3665	-0,02711	8,0067	0,01559886
2	0,01559886	8,0067	8,5267	-0,1031	8,4781	0,01391243
3	0,01391243	8,4781	8,4794	-0,0976	8,4793	0,01390849
4	0,01390849	8,4793	8,4793	-0,0976	8,4793	0,01390849

Por lo tanto, el valor del factor de fricción de Darcy es 0,01390849

Se calcula el valor de las pérdidas de carga por fricción:

$$hf = 0,01390849 * \frac{970m}{0,15m} * \frac{\left(\frac{2,377m}{s}\right)^2}{2 * \frac{9,81m}{s^2}} = 25,901m$$

Se calcula el valor de H total:

$$H = 25{,}901m + 16m + 2{,}707m = 44{,}608m$$

Como se requiere determinar la potencia de la bomba para propiciar la circulación de los 42 L/s bajo las condiciones del problema se calcula dicho valor adoptando una eficiencia del motor del 80% (η = 0,8):

$$Potencia = \frac{1}{0{,}8} * 997{,}3\frac{kg}{m^3} * 0{,}042\frac{m^3}{s} * 9{,}81\frac{m}{s^2} * 44{,}608m = 22{,}91kW$$

9.3.4 Comprobación de diseño, cálculo del caudal que circula por una tubería, también conocido como problema de verificación considerando pérdidas locales.

En este caso se conocen todas las características de la tubería: la longitud, el diámetro, la rugosidad absoluta, y los diferentes coeficientes de pérdidas localizadas de todos los accesorios. También se conocen las propiedades del fluido, es decir la densidad y la viscosidad cinemámica, así como la altura piezométrica disponible. La incógnita es la velocidad y, por consiguiente, del caudal que pasa por la tubería.

Los pasos a seguir para la solución de este tipo de problema son:

- Verificar los datos disponibles de diámetro (d), valor de rugosidad absoluta (k), altura o carga piezométrica disponible (H), la sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales (Σk_l), la densidad del agua (ρ), viscosidad dinámica del agua para la temperatura del diseño (μ), la cota a la cual se encuentra la salida del tubo (z_2) y la longitud del tubo en cuestión (l). Definir el error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E)

- Suponer un valor inicial de pérdidas de carga $hf_{1asumido}$ equivalente al valor de $H - z_2$

$$hf_{asumido} = H - z_2$$

- Calcular el valor del cociente *k/d*

- Calcular el valor de la velocidad media del flujo en la siguiente ecuación:

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdhf}}{\sqrt{l}} log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\mu\sqrt{l}}{d\sqrt{2gdhf}}\right)$$

- Calcular el valor de la pérdida de carga total en el sistema por medio de la siguiente ecuación:

$$hf_{calculado} = H - z_2 - \sum kl\frac{{V_2}^2}{2g}$$

- Comparar si el valor absoluto de la pérdida de carga inicialmente adoptada menos la pérdida de carga calculada en el anterior paso es menor o igual al máximo error de aproximación admisible definido por el diseñador:

$$|hf_{calculado} - hf_{asumido}| \leq E$$

- Si el valor del error obtenido es mayor que el error de aproximación admisible se deberá asumir un nuevo valor de *hf*. En caso contrario; es decir, si el error obtenido es menor o igual al error de aproximación admisible se adopta como válida la velocidad calculada y con ella se procede a calcular el caudal que circulará por el sistema analizado utilizando la ecuación de la continuidad de la siguiente manera:

$$Q = V * A \rightarrow Q = V * \frac{\pi * d^2}{4}$$

9.3.4.1 Ejemplo de solución de problema sobre comprobación de diseño considerando pérdidas locales. Se desea calcular el caudal de agua que puede ser conducido a través de una tubería de PVC, de 300 mm de diámetro nominal y 730 m de longitud, que conecta dos tanques de abastecimiento de agua potable con una diferencia de nivel de 43,5 m. El diámetro interno real de la tubería es de 293 mm y su rugosidad absoluta

es de 1,5 x 10^{-6} m. Todos los accesorios que forman parte del sistema, incluyendo la entrada y la salida, implican un coeficiente global de pérdidas localizadas k_l de 11,8. El agua se encuentra a una temperatura de 20°C.

Para una temperatura de 20°C se tiene que la densidad del agua es:

$$\rho = 999{,}842594 + (6{,}793952 * 10^{-2} * 20) - (9{,}095290 * 10^{-3} * 20^2) + (1{,}001685 * 10^{-4} * 20^3) - (1{,}120083 * 10^{-6} * 20^4) + (6{,}536336 * 10^{-9} * 20^5) \rightarrow \rho = 998{,}21\ kg/m^3$$

La viscosidad cinemática del agua para 20,0 °C es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4} m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 20{,}0) + (0{,}000221 * (20{,}0)^2)} = 0{,}000001009\ m^2/s$$

Se define como error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas un valor de E = 0,001 m.

Se sabe que la pérdida de carga disponible es de 43,50 m

Se calcula el valor del cociente *k/d:*

$$\frac{k}{d} = \frac{0{,}0000015m}{0{,}293m} = 0{,}000005119$$

Se supone un valor inicial de pérdidas de carga $hf_{1asumido}$ equivalente al valor de $H - z_2$ = 43,50 m

Se calcula el valor de la velocidad media del flujo con la ecuación:

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdhf}}{\sqrt{l}} log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\mu\sqrt{l}}{d\sqrt{2gdhf}}\right)$$

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * 9{,}81 * 0{,}93 * 43{,}5}}{\sqrt{730}} log_{10}\left(\frac{0{,}0000015}{3{,}7 * 0{,}293} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001009\sqrt{730}}{0{,}293\sqrt{2 * 9{,}81 * 0{,}293 * 43{,}5}}\right)$$

$$V = 5{,}608 m/s$$

Se calcula el valor de la pérdida de carga total en el sistema por medio de la ecuación:

$$hf_{calculado} = H - z_2 - \sum kl \frac{{V_2}^2}{2g}$$

$$hf_{calculado} = 43{,}5m - 11{,}8 * \frac{\left(\frac{5{,}608m}{s}\right)^2}{2 * \frac{9{,}81m}{s^2}} \rightarrow hf_{calculado} = 43{,}5m - 18{,}915m = 24{,}585m$$

Ya que el valor del $hf_{calculado}$ (24,585 m) fue diferente al valor del $hf_{asumido}$ (43,5 m), y ya que dicha diferencia supera con creces al máximo error de aproximación admisible, se adopta un nuevo valor de hf igual al valor del $hf_{calculado}$ (24,585 m) y se inicia de nuevo el proceso:

Se supone como valor inicial de pérdidas de carga $hf_{1asumido}$ = 24,585 m

Se calcula el valor de la velocidad media del flujo:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * 9{,}81 * 0{,}93 * 24{,}585}}{\sqrt{730}} log_{10}\left(\frac{0{,}0000015}{3{,}7 * 0{,}293} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001009\sqrt{730}}{0{,}293\sqrt{2 * 9{,}81 * 0{,}293 * 24{,}585}}\right)$$

$$V = 4{,}115m/s$$

Se calcula el valor de la pérdida de carga total en el sistema:

$$hf_{calculado} = 43{,}5m - 11{,}8 * \frac{\left(\frac{4{,}115m}{s}\right)^2}{2 * \frac{9{,}81m}{s^2}} \rightarrow hf_{calculado} = 43{,}5m - 10{,}185m = 33{,}315m$$

Como el valor del $hf_{calculado}$ (33,315 m) fue diferente al valor del $hf_{asumido}$ (24,585 m), y como dicha diferencia supera al máximo error de aproximación admisible, se adopta un nuevo valor de hf igual al valor del $hf_{calculado}$ (33,315 m) y se inicia de nuevo el proceso. A continuación, en la Tabla 9.7 se presentan los resultados obtenidos hasta la convergencia de los resultados; esto es, que el valor de las pérdidas por fricción asumidas es igual a las pérdidas calculadas, que al ser sumadas a las pérdidas de carga

locales justifican el uso de la potencia disponible (H = 43,5 m):

Tabla 9.7 Iteraciones para determinar el valor del factor de fricción

Iteración	*H* (m)	*k/d*	$hf_{asumido}$ (m)	*V* (m/s)	$hf_{calculado}$ (m)	*hl* (m)
1	43,5	5,119E-06	43,500	5,609	24,581	18,919
2	43,5	5,119E-06	24,581	4,115	33,315	10,185
3	43,5	5,119E-06	33,315	4,854	29,331	14,169
4	43,5	5,119E-06	29,331	4,530	31,160	12,340
5	43,5	5,119E-06	31,160	4,681	30,323	13,177
6	43,5	5,119E-06	30,323	4,612	30,706	12,794
7	43,5	5,119E-06	30,706	4,644	30,531	12,969
8	43,5	5,119E-06	30,531	4,629	30,611	12,889
9	43,5	5,119E-06	30,611	4,636	30,574	12,926
10	43,5	5,119E-06	30,574	4,633	30,591	12,909
11	43,5	5,119E-06	30,591	4,634	30,583	12,917
12	43,5	5,119E-06	30,583	4,634	30,587	12,913
13	43,5	5,119E-06	30,587	4,634	30,585	12,915
14	43,5	5,119E-06	30,585	4,634	30,586	12,914
15	43,5	5,119E-06	30,586	4,634	30,586	12,914

Con base en los anteriores resultados se tiene que:

Las pérdidas de carga por fricción en el sistema son de 30,586 m

Las pérdidas de carga localizadas son de 12,914 m

La velocidad del agua que circulará por el conducto es de 4,634 m/s

El caudal que podrá circular a través de la tubería en estudio es de:

$$Q = 4{,}634\frac{m}{s} * \frac{\pi * (0{,}293m)^2}{4} \rightarrow Q = 0{,}3124\frac{m^3}{s} \rightarrow Q = 312{,}4\frac{L}{s}$$

9.3.5 Determinación del diámetro necesario (problema de diseño) considerando pérdidas locales

El proceso de diseño de tuberías simples es bastante sencillo ya que la ecuación para determinar la velocidad del flujo en el tubo, basada en la expresión de Colebrook-White, para ciertas condiciones es explícita como se puede observar a continuación

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdhf}}{\sqrt{l}} \, Log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\upsilon\sqrt{l}}{d\sqrt{2gdhf}}\right)$$

Los pasos a seguir para realizar el diseño de un sistema de tubería simple se describen a continuación:

- Verificar los datos disponibles de caudal de diseño (Q), valor de rugosidad absoluta según el material de la tubería con la que se pretende hacer el diseño (k), serie de diámetros comerciales disponibles para el tipo de material de tubo a utilizar en el diseño (Δd), altura o carga piezométrica disponible (H), la longitud necesaria para el tubo a diseñar (l), la sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales (Σk_l), la densidad del agua (ρ), viscosidad cinemática del agua para la temperatura del diseño (v), la cota a la cual se encuentra la salida del tubo (z_2) y. Definir el error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E)

- Suponer un valor inicial de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ equivalente al valor de $H - z_2$

$$hf_{asumido} = H - z_2$$

- Asumir un valor de diámetro para la tubería de dimensiones pequeñas

- Calcular el valor de la velocidad utilizando los datos del problema mediante la ecuación explícita:

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdhf}}{\sqrt{l}} \, Log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\upsilon\sqrt{l}}{d\sqrt{2gdhf}}\right)$$

- Calcular el valor del caudal que podría circular por la tubería con base en la velocidad media anteriormente calculada y el área interna del tubo para el diámetro comercial seleccionado utilizando la ecuación de la continuidad:

$$Q = V * A$$

- Se compara el valor del caudal anteriormente calculado con el caudal de diseño de la tubería. Si el valor calculado del caudal que circularía por el tubo es mayor al caudal requerido para el diseño se continúa con la determinación de las pérdidas de carga localizadas, en caso contrario de deberá asumir el valor del diámetro comercial inmediatamente superior al inicialmente adoptado y reiniciar el proceso. Las pérdidas de carga locales se determinan mediante la siguiente ecuación:

$$\sum h_l = \sum kl \frac{{V_2}^2}{2g}$$

- Con las pérdidas de carga por fricción adoptadas y las pérdidas de carga localizadas se determinan las pérdidas de carga por fricción calculadas (cuyo valor será utilizado como base en la siguiente iteración) con base en la ecuación:

$$hf_{calculado} = H - z_2 - \sum kl \frac{{V_2}^2}{2g}$$

- Comparar el valor de las pérdidas de carga por fricción calculadas con las inicialmente adoptadas y si dicha diferencia es menor o igual al máximo error de aproximación admisible definido por el diseñador:

$$|hf_{calculado} - hf_{asumido}| \leq E$$

- Si la diferencia entre el valor de las pérdidas de carga calculadas y adoptadas son mayor que el error de aproximación admisible se deberá asumir un nuevo valor de *hf* utilizando el resultado del $hf_{calculado}$. En caso contrario; es decir, si el error obtenido es menor o igual al error de aproximación admisible se adopta como válidas las pérdidas de carga, la velocidad calculada y el caudal que circulará por el sistema analizado

9.3.5.1 Ejemplo de solución de problema sobre determinación del diámetro necesario (problema de diseño de una tubería simple) considerando pérdidas locales.

La tubería de descarga de una planta de tratamiento de aguas residuales del municipio de Ubaté (Cundinamarca, Colombia) tiene una longitud de 150 m desde su inicio hasta el sitio de entrega en el río Suta y por ella debe pasar un caudal máximo de 120 L/s. La altura piezométrica mínima de operación es 2,2 m y en la tubería se tienen pérdidas menores por entrada (k_l = 0,5) por entrada (k_l = 0,5), por un codo (k_l = 0,8), por uniones (Σk_l = 10 * 0,1 = 1,0) y por salida (k_l = 1,0). Calcular el diámetro requerido en la tubería comercial en hierro galvanizado cuya rugosidad absoluta es k = 0,00015 m, si la temperatura del agua es de 14 °C.

Con base en los anteriores datos la sumatoria de los coeficientes de pérdidas locales será:

$$\sum kl = 0{,}5 + 0{,}8 + 1{,}0 + 1{,}0 = 3{,}3$$

Para una temperatura de 14°C se tiene que la densidad del agua es:

$$\rho = 999{,}842594 + (6{,}793952 * 10^{-2} * 14) - (9{,}095290 * 10^{-3} * 14^2) + (1{,}001685 * 10^{-4} * 14^3) - (1{,}120083 * 10^{-6} * 14^4) + (6{,}536336 * 10^{-9} * 14^5) \rightarrow \rho = 998{,}25\ kg/m^3$$

La viscosidad cinemática del agua para 14,0 °C es:

$$\nu = \frac{0{,}0178 * 10^{-4} m^2/s}{1 + (0{,}0337 * 14{,}0) + (0{,}000221 * (14{,}0)^2)} = 0{,}000001174\ m^2/s$$

Se define como error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas un valor de E = 0,001 m para pérdidas de carga y para caudal 0,0001 m^3/s.

Se asume como valor inicial de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ equivalente al valor de la altura piezométrica mínima de operación $H - z_2$

$$hf_{asumido} = 2{,}20\ m$$

Se adopta un valor de diámetro interno de la tubería de 0,15 m, con dicho valor se calcula el área de la sección transversal del tubo

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * (0{,}15m)^2}{4} = 0{,}01767m^2$$

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo mediante la ecuación:

$$V = \frac{-2\sqrt{2gdhf}}{\sqrt{l}}\ Log_{10}\left(\frac{k}{3{,}7d} + \frac{2{,}51\upsilon\sqrt{l}}{d\sqrt{2gdhf}}\right)$$

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}15m * 2{,}2m}}{\sqrt{150m}}\ Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}15m}\right.$$

$$\left. + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174\ \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}15m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}15m * 2{,}20m}}\right) \quad \rightarrow \quad V = \frac{1{,}429m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{1{,}429m}{s} * 0{,}01767m^2 = 0{,}02525\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,02525 m^3/s) con el caudal requerido para el diseño (0,120 m^3/s), al tener un valor tan discrepante se asume el valor del diámetro comercial inmediatamente superior al inicialmente adoptado de 0,20 m y se reinicia el proceso de la siguiente manera:

Se asume como valor inicial de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ igual a $H - z_2$

$$hf_{asumido} = 2{,}20\ m$$

Para el diámetro interno de la tubería de 0,20 m, el área de la sección transversal del tubo es

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * (0{,}20m)^2}{4} = 0{,}03142m^2$$

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}20m * 2{,}2m}}{\sqrt{150m}} Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}20m} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174\ \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}20m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}20m * 2{,}20m}}\right) \rightarrow V = \frac{1{,}717m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{1{,}717m}{s} * 0{,}03142m^2 = 0{,}0539\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,0539 m^3/s) con el caudal requerido para el diseño (0,120 m^3/s), se asume el valor del diámetro comercial inmediatamente superior al inicialmente adoptado de 0,25 m y se reinicia el proceso:

Se asume como valor inicial de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ igual a $H - z_2$

$$hf_{asumido} = 2{,}20\ m$$

Para el diámetro interno de la tubería de 0,25 m, el área de la sección transversal del tubo es

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * (0{,}25m)^2}{4} = 0{,}04909m^2$$

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}25m * 2{,}2m}}{\sqrt{150m}} \, Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}25m} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174 \ \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}25m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}25m * 2{,}20m}}\right) \rightarrow \quad V = \frac{1{,}977m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{1{,}977m}{s} * 0{,}04909m^2 = 0{,}0971\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,0971 m^3/s) con el caudal requerido para el diseño (0,120 m^3/s), se asume el valor del diámetro comercial inmediatamente superior al inicialmente adoptado de 0,30 m y se reinicia el proceso:

Se asume como valor inicial de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ igual a $H - z_2$

$$hf_{asumido} = 2{,}20\ m$$

Para el diámetro interno de la tubería de 0,30 m, el área de la sección transversal del tubo es

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * (0{,}30m)^2}{4} = 0{,}07069m^2$$

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 2{,}2m}}{\sqrt{150m}} \, Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}30m} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174 \ \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}30m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 2{,}20m}}\right) \rightarrow \quad V = \frac{2{,}217m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{2{,}217m}{s} * 0{,}07069m^2 = 0{,}1567\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,1567 m^3/s) con el caudal requerido para el diseño (0,120 m^3/s), ya que el caudal que podría circular por el tubo es mayor al de diseño se mantiene el diámetro de tubería adoptado y se continúa con el proceso:

Se calculan las pérdidas de carga locales:

$$\sum h_l = \sum kl\frac{{V_2}^2}{2g} \rightarrow \sum h_l = 3{,}3 * \frac{\left(\frac{2{,}217m}{s}\right)^2}{2 * 9{,}81\frac{m}{s^2}} = 0{,}827m$$

Con las pérdidas de carga por fricción adoptadas (2,2 m) y las pérdidas de carga localizadas (0,827 m) se determinan las pérdidas de carga por fricción:

$$hf_{calculado} = 2{,}2m - 0{,}827m = 1{,}373m$$

Se asume como nuevo valor de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ igual al *hf* anteriormente calculado; es decir, 1,373 m

$$hf_{asumido} = 1{,}373\ m$$

Manteniendo el diámetro interno de la tubería de 0,30 m, el área de la sección transversal del tubo es 0,07069 m^2.

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo utilizando el nuevo $hf_{adoptado}$:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 1{,}373m}}{\sqrt{150m}} Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}30m} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174\ \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}30m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 1{,}373m}}\right) \rightarrow V = \frac{1{,}741m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{1{,}741m}{s} * 0{,}07069m^2 = 0{,}1231\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,1231 m^3/s) con el caudal requerido para el diseño (0,120 m^3/s), el caudal que podría circular por el tubo es mayor al de diseño, entonces se mantiene el diámetro adoptado y se continúa con el proceso:

Se calculan las pérdidas de carga locales:

$$\sum h_l = \sum kl\frac{{V_2}^2}{2g} \rightarrow \sum h_l = 3{,}3 * \frac{\left(\frac{1{,}741m}{s}\right)^2}{2 * 9{,}81\frac{m}{s^2}} = 0{,}510m$$

Con las pérdidas de carga total disponibles (2,20 m) y las pérdidas de carga localizadas (0,510 m) se determinan las pérdidas de carga por fricción calculadas:

$$hf_{calculado} = 2{,}2m - 0{,}827m = 1{,}373m$$

Se asume como nuevo valor de pérdidas de carga por fricción $hf_{1asumido}$ igual al *hf* anteriormente calculado; es decir, 1,690 m

$$hf_{asumido} = 1{,}373\ m$$

Para diámetro interno de tubería de 0,30 m, el área de la sección transversal del tubo es 0,07069 m^2.

Se calcula el valor de la velocidad media de flujo utilizando el nuevo $hf_{adoptado}$:

$$V = \frac{-2\sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 1{,}373m}}{\sqrt{150m}} \, Log_{10}\left(\frac{0{,}00015m}{3{,}7 * 0{,}30m} + \frac{2{,}51 * 0{,}000001174 \, \frac{m^2}{s} * \sqrt{150m}}{0{,}30m * \sqrt{2 * \frac{9{,}81m}{s^2} * 0{,}30m * 1{,}373m}}\right) \rightarrow V = \frac{1{,}741m}{s}$$

Se calcula el caudal que podría circular por la tubería:

$$Q = \frac{1{,}741m}{s} * 0{,}07069m^2 = 0{,}1231\frac{m^3}{s}$$

Se compara el valor del caudal calculado (0,1369 m^3/s) con el requerido para el diseño (0,120 m^3/s), al ser mayor al de diseño se mantiene el diámetro adoptado y se continúa con el proceso:

Se calculan las pérdidas de carga locales:

$$\sum h_l = \sum kl \frac{{V_2}^2}{2g} \rightarrow \sum h_l = 3{,}3 * \frac{\left(\frac{1{,}741m}{s}\right)^2}{2 * 9{,}81\frac{m}{s^2}} = 0{,}510m$$

Con las pérdidas de carga total disponibles (2,20 m) y las pérdidas de carga localizadas (0,5631 m) se determinan las pérdidas de carga por fricción calculadas:

$$hf_{calculado} = 2{,}20m - 0{,}631m = 1{,}569m$$

Se asume como nuevo valor de pérdidas de carga por fricción $hf_{lasumido}$ igual al *hf* anteriormente calculado; es decir, 1,569 m y se continúa con el proceso hasta verificar que las pérdidas de carga adoptadas coinciden con las calculadas, momento en el que se determinaría la segunda convergencia a partir de la cual se habrá calculado el diámetro mínimo comercial necesario para hacer circular el caudal de diseño, generalmente el cálculo final representa una cierta holgura en el sentido de permitir la circulación de un

caudal ligeramente superior al de diseño, en cuyo caso se regula el flujo mediante el uso de algún tipo de dispositivo para regulación del caudal.

A continuación, se presenta en la Tabla 9.8 los datos obtenidos hasta la segunda convergencia de los resultados; esto es, que el valor de las pérdidas por fricción asumidas es igual a las pérdidas calculadas, que al ser sumadas a las pérdidas de carga locales igualan a la pérdida de carga o potencia disponible (H = 2,20 m):

Tabla 9.8 Iteraciones para determinación del valor del factor de fricción

Iteración	*H* (m)	$hf_{asumido}$ (m)	*d* (m)	*A* (m^2)	*V* (m/s)	*Q* (m^3/s)	*Σhl* (m)	hf_{calc} (m)
1	2,20	2,2	0,15	0,018	1,428	0,025	0,343	1,857
2	2,20	2,2	0,2	0,031	1,717	0,054	0,496	1,704
3	2,20	2,2	0,25	0,049	1,977	0,097	0,658	1,542
4	2,20	2,2	0,3	0,071	2,217	0,157	0,827	1,373
5	2,20	1,373	0,3	0,071	1,741	0,123	0,510	1,690
6	2,20	1,69	0,3	0,071	1,937	0,137	0,631	1,569
7	2,20	1,569	0,3	0,071	1,865	0,132	0,585	1,615
8	2,20	1,615	0,3	0,071	1,893	0,134	0,602	1,598
9	2,20	1,597	0,3	0,071	1,882	0,133	0,596	1,604
10	2,20	1,604	0,3	0,071	1,886	0,133	0,598	1,602
11	2,20	1,602	0,3	0,071	1,885	0,133	0,597	1,603

Con base en los anteriores resultados se tiene que:

- El diámetro interno necesario para la tubería es de 300 mm
- Las pérdidas de carga por fricción en el sistema son de 1,603 m
- Las pérdidas de carga localizadas son de 0,597 m
- La velocidad del agua que circulará por el conducto es de 1,885 m/s
- El caudal que podrá circular a través de la tubería en estudio es de 0,133 m^3/s

9.4 CONDUCCIÓN DE AGUA POR SISTEMAS A FLUJO LIBRE (CANALES)

En este tipo de sistemas para transporte del agua el líquido tiene una superficie libre sobre la cual actúa la presión atmosférica. De manera similar al abordaje anteriormente

realizado para los conductos a presión en esta sección se explicarán brevemente algunos aspectos básicos asociados al análisis y diseño de canales para conducción de aguas residuales a través de las secciones transversales más comunes, para profundizar en el tema se recomienda al lector consultar textos relativos a la hidráulica de canales publicados por diversas editoriales técnicas y universitarias; un libro de excelsas calidades es Open Channel Hydraulics del profesor Ven Te Chow, del cual se encuentran disponibles diversas ediciones en español.

9.4.1 Tipos de flujo

La clasificación del flujo en canales abiertos se resume, de acuerdo con Chow (1994) de la siguiente manera:

A. Flujo permanente
   a. Flujo uniforme
   b. Flujo variado
      i. Flujo gradualmente variado
      ii. Flujo rápidamente variado

B. Flujo no permanente
   a. Flujo uniforme no permanente
   b. Flujo no permanente (es decir, flujo variado no permanente)
      i. Flujo gradualmente variado no permanente
      ii. Flujo rápidamente variado no permanente

Utilizando el tiempo como criterio, se dice que el flujo en un canal abierto es *permanente* si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración; el flujo es *no permanente* si la profundidad cambia con el tiempo.

Cuando el caudal es constante a través del tramo de canal en consideración se dice que el flujo es continuo (por ello se puede aplicar la ecuación de continuidad entre secciones);

sin embargo, cuando el caudal del flujo cambia entre las secciones en consideración se dice que es espacialmente variado o discontinuo.

Utilizando el espacio como criterio, se dice que el flujo en canales abiertos es *uniforme* si la profundidad es la misma en cada sección del canal; un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo. El flujo es *variado* si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal.

El *flujo uniforme permanente* es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos, y es el abordaje que se dará a la temática que se desarrollará en esta sección del libro.

9.4.2 Estado y regímenes de flujo

De acuerdo con Chow (1994), el estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de la viscosidad y la gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no juega un papel significativo en la mayor parte de los problemas de canales abiertos que se presentan en ingeniería.

9.4.2.1 Efecto de la viscosidad.

El flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

El flujo es *laminar* si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante en determinar el comportamiento del flujo. En el flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias definidas o líneas de corriente, y las capas de fluido con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

El flujo es *turbulento* si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. En flujo turbulento, las partículas del agua se mueven en trayectorias

irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia delante de la corriente entera.

Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado mixto o *transicional*.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el número de Reynolds. El número de Reynolds, así como algunas de las ecuaciones que definen los tipos de flujo ya fueron definidos previamente en este mismo capítulo en la sección correspondiente a los conductos a presión; por tal motivo, no se describirán nuevamente dichos temas y se invita al lector a revisar la sección correspondiente del capítulo.

9.4.2.2 Efecto de la gravedad.

El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Dicha relación está dada por el *número de Froude*, el cual se define por medio de la siguiente ecuación.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g*L}} \qquad [9.13]$$

Donde:

F : Número de Froude (adimensional)

V : Velocidad media del flujo (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (9,81 m/s^2)

L : Longitud característica (m)

En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la *profundidad hidráulica* (D), la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal, dividida por el ancho de la superficie libre; para canales rectangulares esta es igual a la profundidad de la sección de flujo.

Cuando F es igual a 1 se dice que el flujo está en un estado *crítico*. Si F es menor que la unidad, el flujo es subcrítico; en dicho estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado, por ello el flujo tiene una velocidad baja y a

menudo se describe como tranquilo y de corriente lenta. Si *F* es mayor que la unidad el flujo es supercrítico; en este estado las fuerzas inerciales se vuelven dominantes, el flujo tiene una alta velocidad y se describe usualmente como rápido, ultrarrápido y torrencial.

En un canal abierto el efecto combinado de la viscosidad y la gravedad puede producir cualquiera de cuatro regímenes de flujo, los cuales son, 1) *subcrítico-laminar*, cuando *F* es menor que la unidad y *R* está en el rango laminar; 2) *supercrítico-laminar*, cuando *F* es mayor que la unidad y *R* está en el rango laminar; 3) *supercrítico-turbulento*, cuando *F* es mayor que la unidad y *R* está en el rango turbulento; 4) subcrítico-turbulento, cuando *F* es menor que la unidad y *R* está en el rango turbulento.

Como se comentó anteriormente, en esta sección del texto se considerará el flujo uniforme en canales, el cual tiene las siguientes características principales: 1) la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal de cada sección del canal son constantes; y 2) la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales.

9.4.3 Cálculo de conductos a flujo libre

En el diseño de los canales debe justificarse el método de cálculo para la sección transversal, para ello existen diversas ecuaciones; sin embargo, se recomienda fundamentalmente el uso de la expresión de Manning, la cual se presenta a continuación:

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n*Q}{S^{1/2}} \qquad [9.14]$$

La forma explícita de la velocidad según la ecuación de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} * {R_H}^{2/3} * S^{1/2} \qquad [9.15]$$

Donde:

R_H : Radio hidráulico (m)

S : Pendiente (m/m), que corresponde a la línea piezométrica

V : Velocidad media (m/s)

n : Coeficiente de rugosidad que depende del material del conducto (adimensional)

9.4.3.1 Coeficientes de rugosidad de Manning.

En la Tabla 9.9 se presentan los coeficientes n de Manning para diferentes materiales.

Tabla 9.9 Coeficientes de rugosidad de Manning

Material del canal	n de Manning
PVC	0,009
Asbesto cemento	0,010
Cemento mortero	0,013
Cemento pulido	0,011
Concreto áspero	0,016
Concreto liso	0,012
Mampostería	0,015
Piedra	0,025
Piedra sobre mortero	0,035

En las Tablas 9.10 y 9.11 que se presentan a continuación, se reporta valores de coeficientes de rugosidad que pueden ser útiles para diversos tipos de canales; las cifras registradas en negrilla son los valores generalmente recomendados por Chow (1994) para el diseño de conductos a flujo libre.

Tabla 9.10 Valores del coeficiente de rugosidad *n* de Manning para conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Metal			
Latón, liso	0,009	**0,010**	0,013
Acero			
Estriado y soldado	0,010	0,012	0,014
Riveteado y en espiral	0,013	0,016	0,017
Hierro fundido			
Recubierto	0,010	0,013	0,014
No recubierto	0,011	0,014	0,016

Tabla 9.10 Valores del coeficiente de rugosidad *n* de Manning para conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Hierro forjado			
Negro	0,012	0,014	0,015
Galvanizado	0,013	0,016	0,017
Metal corrugado			
Subdrenaje	0,017	0,019	0,021
Drenaje de aguas lluvias	0,021	**0,024**	0,030
No metal			
Lucita	0,009	0,009	0,010
Vidrio	0,009	**0,010**	0,013
Cemento			
Superficie pulida	0,010	0,011	0,013
Mortero	0,011	0,013	0,015
Concreto			
Alcantarilla recta y libre de basuras	0,010	0,011	0,013
Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0,011	**0,013**	0,014
Bien terminado	0,011	0,012	0,014
Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0,013	0,015	0,017
Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0,012	0,013	0,014
Madera			
Machihembrada	0,010	0,012	0,014
Laminada, tratada	0,015	**0,017**	0,020
Arcilla			
Canaleta común de baldosas	0,011	**0,013**	0,017
Alcantarilla vitrificada	0,011	0,014	0,017
Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0,013	0,015	0,017
Subdrenaje vitrificado con juntas abiertas	0,014	0,016	0,018
Mampostería en ladrillo			
Barnizada o lacada	0,017	0,019	0,021
Revestida con mortero de cemento	0,021	**0,024**	0,030
Metal corrugado			
Subdrenaje	0,011	0,013	0,015
Drenaje de aguas lluvias	0,012	0,015	0,017
Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0,012	0,013	0,016
Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso	0,016	0,019	0,020
Mampostería de piedra, cementada	0,018	0,025	0,030

Fuente: Chow (1994, p. 110)

Tabla 9.11 Valores del coeficiente de rugosidad *n* de Manning para canales revestidos o desarmables

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Metal			
Superficie lisa de acero			
Sin pintar	0,011	**0,012**	0,014
Pintada	0,012	0,013	0,017
Corrugado	0,021	0,025	0,030
No metal			
Cemento			
Superficie pulida	0,010	0,011	0,013
Mortero	0,011	0,013	0,015
Madera			
Cepillada, si tratar	**0,010**	0,012	0,014
Cepillada creosotada	0,011	0,012	0,015
Sin cepillar	0,011	0,013	0,015
Láminas con listones	0,012	0,015	0,018
Forrada con papel impermeabilizante	0,010	0,014	0,017
Concreto			
Terminado con llana metálica (palustre)	0,011	**0,013**	0,015
Terminado con llana de madera	0,013	0,015	0,016
Pulido, con gravas en el fondo	0,015	0,017	0,020
Sin pulir	0,014	0,017	0,020
Lanzado, sección buena	0,016	0,019	0,023
Lanzado, sección ondulada	0,018	0,022	0,025
Sobre roca bien excavada	0,017	0,020	--
Sobre roca irregularmente excavada	0,022	0,027	--
Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de:	0,015	0,017	0,020
Piedra labrada, en mortero	0,017	0,020	0,024
Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0,016	0,020	0,024
Mampostería de piedra cementada, recubierta	0,020	0,025	0,030
Mampostería de piedra cementada	0,020	0,030	0,035
Piedra suelta o *riprap*			
Fondo de gravas con lados de			
Concreto encofrado	0,017	0,020	0,025
Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0,020	0,023	0,026
Piedra suelta o *riprap*	0,023	0,033	0,036
Ladrillo			
Barnizado o lacado	0,011	**0,013**	0,015
En mortero de cemento	0,012	**0,015**	0,018

Tabla 9.11 Valores del coeficiente de rugosidad *n* de Manning para canales revestidos o desarmables (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Mampostería			
Piedra partida cementada	0,017	0,025	0,030
Piedra suelta	0,023	0,032	0,035
Bloques de piedra labrados	0,013	0,015	0,017
Asfalto			
Liso	0,013	0,013	--
Rugoso	0,016	0,016	--
Revestimiento vegetal	0,030	--	0,500

Fuente: Chow (1994, p. 111)

9.4.3.2 Velocidad mínima.

La velocidad mínima permisible estará determinada por el menor valor que evite la sedimentación. Su valor debe estar determinado como una función del esfuerzo cortante mínimo necesario para producir el arrastre de las partículas sedimentables que se encuentren en suspensión; dicho valor estará relacionado con la pendiente mínima a proporcionar al canal.

9.4.3.3 Velocidad máxima.

La velocidad máxima en el canal dependerá del caudal, del radio hidráulico y del material de las paredes y del riesgo de erosión que ésta pueda sufrir. En las Tablas 9.12 y 9.13 se presentan valores de referencia de velocidades para canales revestidos y no revestidos.

Para cumplir los requerimientos de velocidad máxima en el canal y cuando las condiciones topográficas locales lo exijan, la conducción a superficie libre debe diseñarse en forma escalonada; por lo tanto, la velocidad máxima estará relacionada con la pendiente máxima a proporcionar al canal.

Tabla 9.12 Velocidades máximas en canales revestidos (m/s)

Tipo de revestimiento	Características del material	Velocidad máxima
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)		12,5
Mampostería convencional o en piedra.		3,7
Gaviones (0,5 m y mayor)		4,7
Piedras grandes		3,0
Capas de piedra o arcilla (100 a 150 mm)		2,4
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 150-200 mm	2,6
Capa doble de piedra	Piedra de 150-300 mm	3,0
Capa doble de piedra	Piedra de 200-300 mm	3,1

Fuente: RAS (2000, p. B94)

Tabla 9.13 Velocidades máximas (m/s) en canales no revestidos según el material en suspensión

Material excavado en la construcción del canal	Velocidades en canales que transportan material en suspensión		
	Agua limpia sin detritos	Agua con sedimentos coloidales	Agua con arenas, gravas o fragmentos de rocas
Arena fina (no coloidal)	0,4	0,8	0,4
Barro arenoso (no coloidal)	0,5	0,8	0,6
Barro de sedimentación	0,6	0,9	0,6
Barro compacto ordinario	0,8	1,1	0,7
Cenizas volcánicas	0,8	1,1	0,6
Grava fina	0,8	1,5	1,1
Arcilla dura (muy coloidal)	1,1	1,5	0,9
Barro con cantos terrosos,	1,1	1,5	1,5
Materias de aluvión coloidales	1,1	1,5	0,9
Sedimentos con cantos coloidales	1,2	1,7	1,5
Grava gruesa no coloidal	1,2	1,8	2,0
Guijarros y piedras	1,5	1,7	2,0
Pizarras y esquistos	1,8	1,8	1,5

Fuente: RAS (2000, p. B94)

9.4.3.4 Ángulo de taludes recomendados.

La Tabla 9.14 presenta algunas informaciones extractadas de la Tabla B.4.4 de la norma RAS 2000, página B.97

Tabla 9.14 Ángulo de taludes para canales excavados según el terreno

Naturaleza del terreno	Pendiente del talud (horizontal: vertical)
Roca firme (pequeños canales)	Talud vertical
Roca firme	1: 4
Roca compacta - Revestimiento de hormigón	1: 2
Rocas sedimentarias - Revestimiento en seco	3: 4
Tierra vegetal consistente	1: 1
Tierra vegetal y suelo arcillo - arenoso	3: 2
Suelos arenosos	2: 1
Arena fina suelta	3: 1

Fuente: RAS (2000, p. B97)

9.4.3.5 Borde libre.

El borde libre se refiere a la distancia entre el nivel de las aguas cuando el canal transporta el caudal de diseño y la parte superior del canal o corona. Su función es evitar el desbordamiento ya sea por oleaje debido al viento, saltos hidráulicos, sobreelevaciones en curvas, por acumulación de sedimentos en el canal o la no operación del sistema de canales de manera ocasional.

A continuación, en la Tabla 9.15 se presentan valores de borde libre general y del revestimiento sugeridos por la FAO en el documento *Inland Aquaculture Engineering,* en su página 42. El borde libre general corresponde a la altura adicional a brindar al canal a partir de la superficie libre del agua en las condiciones del máximo tirante esperable; parte de dicho valor corresponde al borde libre que se debe asignar al revestimiento del canal (en caso de poseerlo).

Tabla 9.15 Borde libre general y de revestimiento para canales

Descarga	Borde libre (m):	
Q (m^3/s)	Revestimiento	General
0,3	0,15	0,40
3,0	0,20	0,60
10,0	0,35	0,75
30,0	0,50	1,00

Fuente: FAO (1984, p. 42)

Para canales no revestidos el borde libre puede ser 0,30 m para pequeños canales; 1,2 m para canales transportando un caudal de hasta 85 m^3/s y tirantes relativamente grandes. Una expresión útil para la estimación preliminar de borde libre en canales es:

$$bl = 0{,}55208659 * \sqrt{C * y}$$

Donde:

bl : Borde libre en metros

C : Coeficiente que varía entre 1,5 para Q = 0,57 m^3/s y 2,5 para Q = 85 m^3/s

y : Tirante de diseño, en metros

9.4.4 Características geométricas e hidráulicas de secciones transversales comunes

A continuación, en la Tabla 9.16 se ilustrará algunas de las secciones transversales más comunes y sus características geométricas más importantes: Ancho superficial (B); Área (A); Perímetro mojado (PM) y Radio hidráulico (RH=A/PM); Profundidad Hidráulica (D=A/B).

De acuerdo con Chow (1994), el mayor valor del caudal que puede ser transportado en una tubería a flujo libre no se presenta para la condición de tubo lleno, sino para una profundidad de flujo del orden de 0,938**d*; así mismo, la máxima velocidad de flujo se presenta para una condición de profundidad de flujo del orden de 0,81**d*. Tales situaciones se explican debido al efecto de la fricción que se presenta entre las paredes internas del tubo y el flujo que circula dentro del conducto cerrado.

Tabla 9.16 Características geométricas de algunos canales

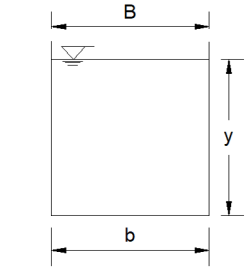
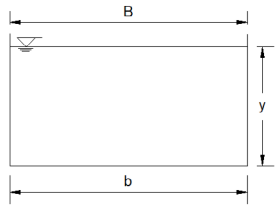
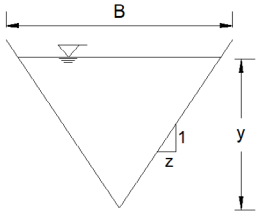
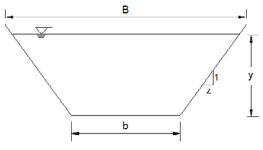
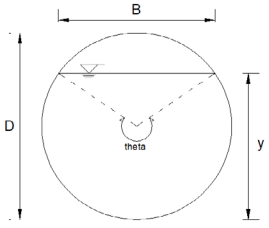
Sección - Esquema	Características Geométricas
	$B = b$ $A = b * y$ $PM = b + 2y = 3b$ $RH = \frac{b}{3}$ $D = y$
	$B = b$ $A = b * y$ $PM = b + 2y$ $RH = \frac{b * y}{b + 2 * y}$ $D = y$
	$B \quad 2 * z * y$ $A = z * y^2$ $PM = 2 * y * \sqrt{1 + z^2}$ $RH = \frac{z * y}{2 * \sqrt{1 + z^2}}$ $D = \frac{y}{2}$
	$B = b + (2 * z * y)$ $A = (b + z * y) * y$ $PM = b + \left(2 * y * \sqrt{1 + z^2}\right)$ $RH = \frac{(b + z * y) * y}{b + \left(2 * y * \sqrt{1 + z^2}\right)}$ $D = \frac{(b + z * y) * y}{b + (2 * z * y)}$
	$B = 2 * \sqrt{y * (d - y)}$ $A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]$ $PM = \frac{d}{2} * \left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)$ $RH = \frac{d}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)}$

Tabla 9.16 Características geométricas de algunos canales (continuación)

Sección - Esquema	Características Geométricas
	$D = \frac{1}{8} * \left[\frac{\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right)}{sin\left(\frac{\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right)}{2}\right)} \right] * d$

Fuente: Adaptado de Chow (1994, p. 21)

A continuación, se presentan algunos tipos de problemas que comúnmente se deben resolver en el análisis y diseño de conductos a flujo libre.

9.4.5 Problema de análisis de conductos a flujo libre

Los pasos a seguir para realizar el análisis de un canal se describen a continuación:

- Verificar los datos disponibles de caudal de diseño (Q), valor del coeficiente de rugosidad según el material del canal en estudio (n), la pendiente longitudinal de la solera del canal (S) -que se obtienen a partir de la longitud total del canal y la diferencia de alturas entre la sección inicial y final del canal-, los elementos geométricos de la sección transversal del canal. Definir el error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E)

- Sustituir los valores correspondientes a n, Q y S en el lado derecho de la ecuación de Manning

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}}$$

- Sustituir en el lado izquierdo de la fórmula de Manning los elementos propios de la sección transversal del tipo de canal disponibles (ancho de base, pendiente de

taludes laterales, diámetro, etcétera) para así expresar el radio hidráulico (RH) y el área de la sección mojada (A) en términos de la variable que se desea calcular; por ejemplo, la altura del líquido que circula en el canal.

- Con el lado izquierdo de la expresión de Manning en función del elemento geométrico que desea conocerse (y) se asumen valores para la incógnita, se resuelve dicho lado de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la expresión. Si los valores de ambos lados de la ecuación coinciden, o si el error de aproximación es menor al mayor error de aproximación tolerable se concluye el proceso de aproximaciones sucesivas; de lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor de *y* hasta que se coincidan ambos lados de la ecuación, momento en el cual se conocerá la profundidad del líquido que circulará por el canal bajo las condiciones del problema.

9.4.5.1 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal rectangular.

En una estación para la producción piscícola con efluentes domésticos tratados se está diseñando hidráulicamente el sistema para transporte del líquido y su distribución de forma intermitente hacia las unidades de cultivo. Se requiere determinar el tirante de un canal rectangular que transportará 2,4 m^3/s de efluente de un sistema de lagunas de estabilización en serie que fue almacenado en un gran reservorio para su conducción a una cámara de distribución hacia estanques en tierra para la producción de tilapia GIFT. El canal fue construido mediante excavación en un terreno con presencia de gravas, posee una sección uniforme, y se encuentra limpio ya que se realiza mantenimiento regular. Se dispone de un ancho del fondo de 2,8 metros y se desea cubrir una longitud horizontal de 710 metros con una diferencia de nivel de 3,6 metros. Determinar también el borde libre recomendable para dicho canal.

Se verifican los datos disponibles: se sabe que Q = 2,4 m^3/s; b = 2,8 m; L = 710 m; ΔH = 3,6 m.

Con base en las informaciones de longitud del canal y diferencia de nivel disponible se calcula la respectiva pendiente:

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{3{,}6\ m}{710\ m} = 0{,}00507\ \frac{m}{m} = 0{,}507\%$$

Como error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E) se adopta el valor más cercano resultante al milímetro de altura de columna de agua 0,001 m.

De acuerdo con el material del canal, excavado en un terreno con gravas, con sección uniforme, y con fondo y paredes limpios se estima el factor n de Manning; n = 0,025 (según Tabla 9.15)

Se sustituyen los valores correspondientes a n, Q y S en el lado derecho de la ecuación de Manning:

$$\frac{n * Q}{S^{1/2}} = \frac{0{,}025 * 2{,}4}{0{,}00507^{1/2}} = 0{,}8426$$

A partir de las características geométricas de la sección transversal rectangular se reemplaza las informaciones disponibles en el lado izquierdo de la fórmula de Manning para así expresar el radio hidráulico (RH) y el área de la sección mojada (A) en términos de la variable a calcular, que para el actual problema es la altura del líquido que circula en el canal.

Para canales rectangulares se tiene que el ancho superficial (B), el área de la sección transversal mojada (A), el perímetro mojado (PM) y el radio hidráulico (RH) son:

$$B = b; \qquad A = b * y; \qquad PM = b + 2y; \qquad RH = \frac{b*y}{b+2*y}$$

Con base en las informaciones disponibles se tiene que:

$$A = b * y = 2{,}8 * y$$

$$RH = \frac{b * y}{b + 2 * y} = \frac{2{,}8 * y}{2{,}8 + 2 * y} = \frac{1{,}4 * y}{1{,}4 + y}$$

Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = 2{,}8 * y * \left(\frac{1{,}4 * y}{1{,}4 + y}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{3{,}504 * y^{5/3}}{(1{,}4 + y)^{2/3}}$$

Con base en lo anterior, la ecuación de Manning se encuentra expresada únicamente en términos de la variable *y*.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \quad \rightarrow \quad \frac{3{,}504 * y^{5/3}}{(1{,}4 + y)^{2/3}} = 0{,}8426$$

Entonces se asumen valores para la incógnita, se resuelve dicho lado de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la expresión. Se asume como primer valor de y = 1,2 m, se lo reemplaza en el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{3{,}504 * 1{,}2^{5/3}}{(1{,}4 + 1{,}2)^{2/3}} = \frac{3{,}504 * 1{,}2^{5/3}}{(2{,}6)^{2/3}} = 2{,}5112$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 2,5112 ≠ 0,8426; por lo tanto, se adopta un nuevo valor para *y* y se calcula nuevamente el lado izquierdo de la ecuación; para el segundo tanteo se adopta un valor de *y* = 0,8 m, se lo reemplaza en el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{3{,}504 * 0{,}8^{5/3}}{(1{,}4 + 0{,}8)^{2/3}} = \frac{3{,}504 * 0{,}8^{5/3}}{(2{,}2)^{2/3}} = 1{,}4281$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 1,4281 ≠ 0,8426; por lo tanto, se adopta un nuevo valor para *y* = 0,6 m y se calcula nuevamente el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{3{,}504 * 0{,}6^{5/3}}{(1{,}4 + 0{,}6)^{2/3}} = \frac{3{,}504 * 0{,}6^{5/3}}{(2{,}0)^{2/3}} = 0{,}9422$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 0,9422 ≠ 0,8426; por lo tanto, se continúan adoptando nuevos valores para *y*, y se calcula

nuevamente el lado izquierdo de la ecuación hasta que el resultado coincide con el valor del lado derecho de la misma. A continuación, en la Tabla 9.17, se presenta un resumen del proceso de aproximaciones sucesivas:

Tabla 9.17 Aproximaciones sucesivas para determinación del tirante hidráulico, canal de sección rectangular

Y asumido	1,20	0,80	0,60	0,50	0,55	0,56	0,558	0,556
Valor calculado	2,5112	1,4281	0,9422	0,7195	0,8288	0,8512	0,8467	0,8423
Valor de referencia	0,8426	0,8426	0,8426	0,8426	0,8426	0,8426	0,8426	0,8426

El valor de y que corresponde a las condiciones citadas en el problema es de 0,556 m.

Ya que el caudal de diseño es de 2,4 m^3/s de acuerdo con los datos de la Tabla 9.15 se podría adoptar un valor de borde libre total del orden de 0,60 m, de los cuales los 0,20 m inferiores corresponderían al revestimiento para evitar erosión. Adicionalmente, con base en la ecuación para estimación del borde libre recomendable se tiene:

$$bl = 0{,}55208659 * \sqrt{C * y}$$

Donde y = 0,556 m y el coeficiente C varía entre 1,5 para Q = 0,57 m^3/s y 2,5 para Q = 85 m^3/s. Para un caudal de 2,4 m^3/s, el valor que le correspondería a C es = 1,5108, por lo tanto:

$$bl = 0{,}55208659 * \sqrt{1{,}5108 * 0{,}556} \qquad bl = 0{,}501\ m$$

El borde libre a adoptar será de 0,50 metros, con base en lo anterior, el canal tendrá una profundidad total de 0,556 m + 0,501 m = 1,057 m ≈ 1,06 metros

9.4.5.2 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal (Adaptado de Giles, página 171).

Un canal de sección recta trapezoidal transporta Q = 24,3 m^3/s. Si la pendiente S = 0,000144, n = 0,015, la anchura de la base es b = 6 m y las pendientes de las paredes son de 1 vertical sobre 1,5 horizontal (z = 1,5), determinar la profundidad normal de flujo y mediante la fórmula de Manning.

Se verifican los datos disponibles: se sabe que $Q = 24{,}3$ m³/s; $b = 6{,}0$ m; $n = 0{,}015$; $S = 0{,}000144$, $z = 1{,}5$.

Como error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E) se adopta el valor más cercano resultante al milímetro de altura de columna de agua 0,001 m.

Se sustituyen los valores correspondientes a n, Q y S en el lado derecho de la ecuación de Manning:

$$\frac{n * Q}{S^{1/2}} = \frac{0{,}015 * 24{,}3}{0{,}000144^{1/2}} = 30{,}375$$

A partir de las características geométricas de la sección transversal trapezoidal se reemplaza las informaciones disponibles en el lado izquierdo de la fórmula de Manning para expresar el radio hidráulico (RH) y el área de la sección mojada (A) en términos de la variable a calcular, que para el actual problema es la altura del líquido que circula en el canal.

Para canales trapezoidales se tiene que el ancho superficial (B), el área de la sección transversal mojada (A), el perímetro mojado (PM) y el radio hidráulico (RH) son:

$$B = b + (2 * z * y);\ A = (b + z * y) * y;\ RH = \frac{(b+z*y)*y}{b+(2*y*\sqrt{1+z^2})}$$

Con base en las informaciones disponibles se tiene que:

$$A = (b + z * y) * y = (6{,}0 + 1{,}5 * y) * y = 6{,}0y + 1{,}5y^2$$

$$RH = \frac{(b + z * y) * y}{b + \left(2 * y * \sqrt{1 + z^2}\right)} = \frac{(6{,}0 + 1{,}5 * y) * y}{6{,}0 + \left(2 * y * \sqrt{1 + 1{,}5^2}\right)} = \frac{6{,}0y + 1{,}5y^2}{6{,}0 + 3{,}605y}$$

Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = (6{,}0y + 1{,}5y^2) * \left(\frac{6{,}0y + 1{,}5y^2}{6{,}0 + 3{,}605y}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{(6{,}0y + 1{,}5y^2)^{5/3}}{(6{,}0 + 3{,}605y)^{2/3}}$$

Con base en lo anterior, la ecuación de Manning se encuentra expresada únicamente en términos de la variable *y*.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \quad \rightarrow \quad \frac{(6{,}0y + 1{,}5y^2)^{5/3}}{(6{,}0 + 3{,}605y)^{2/3}} = 30{,}375$$

Entonces se asumen valores para la incógnita, se resuelve dicho lado de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la expresión. Se asume como primer valor de y = 1,0 m, se lo reemplaza en el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{(6{,}0 * 1 + 1{,}5 * 1^2)^{5/3}}{\left(6{,}0 + (3{,}605 * 1)\right)^{2/3}} = 6{,}359$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 6,359 ≠ 30,375; por lo tanto, se adoptan nuevos valores para *y,* y se calcula nuevamente el lado izquierdo de la ecuación hasta que el resultado coincida con el valor del lado derecho de la misma. A continuación, en la Tabla 9.18, se presenta un resumen de los valores obtenidos en el proceso de aproximaciones sucesivas:

El valor de y que corresponde a las condiciones citadas en el problema es de 2,368 m.

Tabla 9.18 Aproximaciones sucesivas para la determinación del tirante hidráulico en canal de sección trapezoidal

Y asumido	1,00	1,50	2,00	2,50	2,30	2,35	2,37	2,368
Valor calculado	6,3597	13,065	22,123	33,672	28,744	29,937	30,421	30,372
Valor de referencia	30,375	30,375	30,375	30,375	30,375	30,375	30,375	30,375

9.4.5.3 Ejemplo de análisis de un conducto a flujo libre, canal circular (Tomado de Chow, página 139).

Determine la profundidad normal de flujo de una alcantarilla de 36” (0,9144 m) de diámetro *d*, colocada en una pendiente *S* = 0,0016 m/m, con *n* = 0,015, que transporta un caudal *Q* = 20 pies^3/s (0,5663 m^3/s) realizar los cálculos mediante la fórmula de Manning.

Se verifican los datos disponibles: se sabe que Q = 0,5663 m³/s; d = 0,9144 m; n = 0,015; S = 0,0016.

Como error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (E) se adopta el valor más cercano resultante al milímetro de altura de columna de agua 0,001 m.

Se sustituyen los valores correspondientes a n, Q y S en el lado derecho de la ecuación de Manning:

$$\frac{n * Q}{S^{1/2}} = \frac{0{,}015 * 0{,}5663}{0{,}0016^{1/2}} = 0{,}21236$$

A partir de las características geométricas de la sección transversal circular se reemplaza las informaciones disponibles en el lado izquierdo de la fórmula de Manning para expresar el radio hidráulico (RH) y el área de la sección mojada (A) en términos de la variable a calcular, que para el actual problema es la altura del líquido que circula en el canal.

Para canales circulares se tiene que el área de la sección transversal mojada (A) y el radio hidráulico (RH) son:

$$A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]$$

$$RH = \frac{d}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)}$$

$$\theta = \left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)$$

Con base en las informaciones disponibles se tiene que:

$$\theta = \left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{0{,}9144} - 1\right)\right) = \left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)$$

$$A = \frac{0{,}9144^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]$$

$$A = 0{,}1045 * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]$$

$$RH = \frac{0{,}9144}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)}$$

$$RH = 0{,}2286 * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)}$$

Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = \left(0{,}1045 * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]\right) * \left(0{,}2286 * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{0{,}03907 * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]^{\frac{5}{3}}}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)^{\frac{2}{3}}}$$

Con base en lo anterior, la ecuación de Manning se encuentra expresada únicamente en términos de la variable *y*.

$$A * {R_H}^{\frac{2}{3}} = \frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}}$$

$$\frac{0{,}03907 * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)\right]^{\frac{5}{3}}}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723y - 1)\right)^{\frac{2}{3}}} = 0{,}21236$$

Entonces se asumen valores para la incógnita, se resuelve dicho lado de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la expresión. Se asume como primer valor de $y = 0{,}50$ m, se lo reemplaza en el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{0{,}03907 * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723 * 0{,}5 - 1)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723 * 0{,}5 - 1)\right)\right]^{\frac{5}{3}}}{\left(\pi + 2 * ArcSen(2{,}18723 * 0{,}5 - 1)\right)^{\frac{2}{3}}} = 0{,}14243$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 0,14243 ≠ 0,21236; por lo tanto, se adoptan nuevos valores para *y* y se calcula nuevamente el lado izquierdo de la ecuación hasta que el resultado coincida con el valor del lado derecho de la misma. A continuación, en la Tabla 9.19, se presenta un resumen de los valores obtenidos en el proceso de aproximaciones sucesivas:

Tabla 9.19 Aproximaciones sucesivas para determinación del tirante hidráulico, canal de sección circular

Y asumido	0,5	0,6	0,7	0,69	0,68	0,675	0,66	0,656
Valor calculado	0,1424	0,1882	0,2291	0,2254	0,2216	0,2197	0,2137	0,2121
Valor de referencia	0,2124	0,2124	0,2124	0,2124	0,2124	0,2124	0,2124	0,2124

El valor de y que corresponde a las condiciones citadas en el problema es de 0,65 m.

9.4.6 Problema de dimensionamiento de conductos a flujo libre

Los pasos a seguir para realizar el dimensionamiento de un canal se describen a continuación:

- Verificar los datos disponibles de caudal de diseño (*Q*), valor del coeficiente de rugosidad según el material que se seleccionará para el canal en estudio (*n*) y la pendiente longitudinal de la solera del canal (*S*) -que se obtiene a partir de la longitud total del canal y la diferencia de alturas entre la sección inicial y final del canal-. Definir el error máximo admisible para el proceso de aproximaciones sucesivas (*E*). Se pretende determinar los elementos geométricos de la sección transversal del canal.

- Sustituir los valores correspondientes a *n*, *Q* y *S* en el lado derecho de la ecuación de Manning, denominado en algunos textos como “factor geométrico”

$$A * R_H{}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}}$$

- Asumir para el lado izquierdo de la fórmula de Manning los elementos propios de la sección transversal del tipo de canal a dimensionar (tales como el ancho de base, la pendiente de taludes laterales para canales triangulares o trapezoidales, el diámetro del canal circular) para así expresar el radio hidráulico (RH) y el área de la sección mojada (A) en términos de la variable que permitirá verificar la validez de las dimensiones asumidas, que usualmente es la altura del líquido que circula en el canal.

- Con el lado izquierdo de la expresión de Manning en función del elemento geométrico que servirá para el chequeo (y) se asumen valores para la incógnita, se resuelve dicho lado de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la expresión. Si los valores de ambos lados de la ecuación coinciden, o si el error de aproximación es menor al mayor error de aproximación tolerable se concluye el proceso de aproximaciones sucesivas; de lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor de y hasta que se coincidan ambos lados de la ecuación, momento en el cual se conocerá la profundidad del líquido que circulará por el canal bajo las condiciones geométricas adoptadas para el problema.

9.4.6.1 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal.

Determinar las dimensiones de un canal trapezoidal que transportará un caudal Q de 6 m^3/s de efluentes tratados por medio de lagunas de estabilización y que serán destinados para el cultivo extensivo de tilapia *(Oreochromis niloticus)*. El material del revestimiento del canal será en concreto áspero y la pendiente longitudinal del fondo del canal S es de 0,0018 m/m.

Se estima el factor n de Manning: según el texto de Chow (1994) el valor de n para canales revestidos en concreto sin pulir es de 0,017; por su parte, la Norma RAS (2000)

recomienda para concreto áspero un valor de $n = 0{,}016$; con base en lo anterior se decide adoptar el valor promedio de $n = 0{,}0165$.

Se calcula el factor geométrico de sección de la fórmula de Manning.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n*Q}{S^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = \frac{0{,}0165*6}{(0{,}0018)^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = 2{,}3334$$

Para canales de sección trapezoidal se tiene que sus características geométricas son (Figura 9.7):

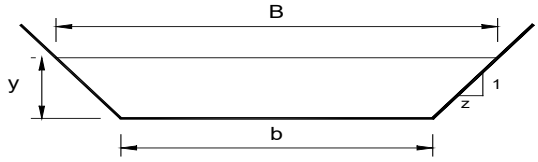


Figura 9.7 Características geométricas de un canal trapezoidal

$$A = (b + z * y) * y \qquad RH = \frac{(b+z*y)*y}{b+(2*y*\sqrt{1+z^2})}$$

Si se adopta un valor de $b = 3{,}0$ m y de $z = 1{,}5$, compatibles con el tipo de material de revestimiento a usar, se reemplazan en el lado izquierdo de la ecuación de Manning:

Con base en dichas informaciones se tiene que:

$$A = (b + z * y) * y = (3{,}0 + 1{,}5 * y) * y = 3{,}0y + 1{,}5y^2$$

$$RH = \frac{(b + z * y) * y}{b + (2 * y * \sqrt{1 + z^2})} = \frac{(3{,}0 + 1{,}5 * y) * y}{3{,}0 + (2 * y * \sqrt{1 + 1{,}5^2})} = \frac{3{,}0y + 1{,}5y^2}{3{,}0 + 3{,}605y}$$

Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = (3{,}0y + 1{,}5y^2) * \left(\frac{3{,}0y + 1{,}5y^2}{3{,}0 + 3{,}605y}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{(3{,}0y + 1{,}5y^2)^{5/3}}{(3{,}0 + 3{,}605y)^{2/3}}$$

Con base en lo anterior, la ecuación de Manning se encuentra expresada únicamente en términos de la variable *y*.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \quad \rightarrow \quad \frac{(3{,}0y + 1{,}5y^2)^{5/3}}{(3{,}0 + 3{,}605y)^{2/3}} = 2{,}3334$$

Entonces se asumen valores para *y*, se resuelve el lado izquierdo de la ecuación y se compara con el valor calculado para el lado derecho de la misma. Se asume como primer valor de y = 1,0 m, se lo reemplaza en el lado izquierdo de la ecuación:

$$\frac{(3{,}0 * 1 + 1{,}5 * 1^2)^{5/3}}{\big(3{,}0 + (3{,}605 * 1)\big)^{2/3}} = 3{,}484$$

El resultado obtenido se compara con el valor del lado derecho de la ecuación: 3,484 ≠ 2,3334; por lo tanto, se adoptan nuevos valores para *y,* y se calcula nuevamente el lado izquierdo de la ecuación hasta que el resultado coincida con el valor del lado derecho de la misma. A continuación, en la Tabla 9.20, se presenta un resumen de los valores obtenidos en el proceso de aproximaciones sucesivas para el canal trapezoidal:

Tabla 9.20 Aproximaciones sucesivas para determinación del tirante hidráulico, canal de sección trapezoidal

Y asumido	1,00	0,80	0,81	0,805	0,804
Valor calculado	3,4842	2,3127	2,3655	2,3390	2,3337
Valor de referencia	2,3334	2,3334	2,3334	2,3334	2,3334

Si con las mismas condiciones iniciales del problema se hubiese asumido un ancho de la base del canal *b* = 2 m el valor de *y* que asumiría el canal se obtiene de manera resumida, en Tabla 9.21 se ilustra las iteraciones realizadas:

Tabla 9.21 Aproximaciones sucesivas para determinación del tirante hidráulico, canal de sección trapezoidal, ancho de base = 2 m

Y asumido	1,00	0,90	0,95	0,96	0,955	0,954
Valor calculado	2,5570	2,0845	2,3141	2,3616	2,3378	2,3331
Valor de referencia	2,3334	2,3334	2,3334	2,3334	2,3334	2,3334

En esa segunda alternativa, con b = 2 m el valor de la profundidad del flujo sería de y = 0,954 m

Para la condición inicial adoptada en el problema (b = 3 m) se selecciona el valor de y que corresponde a las condiciones citadas en el problema es de 0,804 m.

Se escoge el valor de y = 0,804 que reproduce un factor geométrico de 2,3337, prácticamente igual al requerido.

Se verifica el valor de la velocidad máxima permisible a partir de las características geométricas de la sección transversal y del caudal a transportar mediante la ecuación de continuidad:

$$A = (b + z * y) * y \qquad A = (3 + 1{,}5 * 0{,}804) * 0{,}804 \qquad A = 3{,}3816 m^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \qquad V = \frac{6{,}0\ m^3/s}{3{,}3816\ m^2} \qquad V = 1{,}774\ m/s$$

La velocidad estimada es correcta, pues según la Tabla 9.17, basada en la norma RAS 2000, la velocidad máxima permisible en un canal revestido con concreto es de 12,5 m/s y en este caso los 1,774 m/s se encuentran muy por debajo de dicho valor.

Se procede a verificar que el número de Froude corresponda a un flujo subcrítico mediante la ecuación:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Para canales trapezoidales la longitud característica D es:

$$D = \frac{(b + z * y) * y}{b + (2 * z * y)} = \frac{(3 + 1{,}5 * 0{,}804) * 0{,}804}{3 + (2 * 1{,}5 * 0{,}804)} = 0{,}6248$$

$$Fr = \frac{1{,}774 m/s}{\sqrt{9{,}81 m/s^2 * 0{,}6248 m}} \qquad Fr = 0{,}716$$

Como Fr < 1 se trata de un flujo subcrítico.

El borde libre sobre la superficie del agua será:

$$bl = 0{,}55208695 * \sqrt{C * y}$$

C : Coeficiente que varía entre 1,5 para Q = 0,57 m^3/s y 2,5 para Q = 85m^3/s

y : Tirante de diseño = 0,804 m

Si se interpola linealmente los valores de C, para un caudal de 6 m^3/s, se tiene que: C = 1,5643

$$bl = 0{,}55208695 * \sqrt{1{,}5643 * 0{,}804} \quad \rightarrow \quad bl = 0{,}619 \approx 0{,}62\ m$$

Se toma como borde libre *bl* = 0,65 metros

9.4.6.2 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal circular.

Una tubería de alcantarillado que conduce aguas residuales crudas hacia una planta de tratamiento de efluentes conformada por lagunas de estabilización posee un revestimiento vitrificado ordinario (*n*=0,015) se traza con una pendiente *S* de 0,00020 m/m y conduce un caudal *Q* = 2,30 m^3/s cuando la tubería está llena al 90%, qué dimensión tendrá la tubería?

Se calcula el factor geométrico de sección de la fórmula de Manning.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n*Q}{S^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = \frac{0{,}015*2{,}3}{(0{,}00020)^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = 2{,}4395$$

Para canales de sección circular se tiene que sus características geométricas son:

$$A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right)\right]$$

$$RH = \frac{d}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2*y}{d} - 1\right)\right)}$$

Ya que se espera que la tubería funcione parcialmente llena, a un 90% de su diámetro interno, entonces el valor de *y* será igual a 0,9**d*, se reemplazan dichos valores en el lado izquierdo de la ecuación de Manning:

Con base en dichas informaciones se tiene que:

$$A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}9d}{d} - 1\right)\right) - sen\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}9d}{d} - 1\right)\right)\right]$$

$$A = \frac{d^2}{8} * [(4{,}99618) - (-0{,}95999)] \rightarrow A = 0{,}74452 * d^2$$

$$RH = \frac{d}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}9d}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}9d}{d} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\,sen\left(\frac{2 * 0{,}9d}{d} - 1\right)\right)}$$

$$RH = \frac{d}{4} * \frac{[(4{,}99618) - (-0{,}95999)]}{(4{,}99618)} \rightarrow RH = 0{,}29804 * d$$

Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = (0{,}74452 * d^2) * (0{,}29804 * d)^{\frac{2}{3}} = 0{,}33219 * \mathrm{d}^{\frac{8}{3}}$$

Con base en lo anterior, la ecuación de Manning se encuentra expresada únicamente en términos de la variable *d*.

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \rightarrow 0{,}33219 * \mathrm{d}^{\frac{8}{3}} = 2{,}4395 \rightarrow d = 7{,}34369^{\frac{3}{8}} = 2{,}112m$$

Se verifica el valor de la velocidad a partir de las características geométricas de la sección transversal y del caudal a transportar mediante la ecuación de continuidad:

$$A = 0{,}74452 * d^2 \rightarrow A = 0{,}74452 * (2{,}112m)^2 \rightarrow A = 3{,}321m^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \qquad V = \frac{2{,}30\ m^3/s}{3{,}321\ m^2} \qquad V = 0{,}693\ m/s$$

La velocidad estimada es correcta, pues según la Tabla 9.17, basada en la norma RAS 2000, la velocidad máxima permisible en un canal revestido del material usado se puede asimilar a los canales revestidos con concreto, cuyo valor es de 12,5 m/s y en este caso los 0,693 m/s se encuentran muy por debajo de dicho valor.

Se procede a verificar que el número de Froude corresponda a un flujo subcrítico mediante la ecuación:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Para canales circulares la longitud característica *D* es:

$$D = \frac{\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) * d^2}{16 * \sqrt{y * (d - y)}}$$

$$D = \frac{1}{8} * \left[\frac{\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)}{sin\left(\frac{\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)}{2}\right)}\right] * d$$

Sustituyendo los valores respectivos, y recordando que 0,9**d* = 2,112m*0,9 = 1,901 m, se tiene que:

$$D = \frac{1}{8} * \left[\frac{[(4{,}99618) - (-0{,}95999)]}{0{,}6000}\right] * 2{,}112 \quad \rightarrow \quad D = 2{,}621m$$

Sustituyendo los valores en *Fr* se tiene que:

$$Fr = \frac{0{,}693 m/s}{\sqrt{9{,}81 m/s^2 * 2{,}621 m}} \qquad Fr = 0{,}137$$

Como Fr < 1 se trata de un flujo subcrítico.

9.4.6.3 Ejemplo de diseño de un conducto a flujo libre, canal circular con el menor diámetro posible.

Se requiere determinar el diámetro del tubo más económico (de diámetro más pequeño posible) en material PVC (factor n de Manning n = 0,009) que podría transportar un caudal Q = 232 L/s de efluentes de lagunas de alta tasa que hicieron el postratamiento de efluentes de reactores anaerobios. El efluente será destinado al cultivo de tilapia del Nilo, con una pendiente de S = 0,005 m/m.

Los diámetros disponibles en la línea de tubos de PVC para conducir líquidos a flujo libre (dependiendo de la casa comercial) son: 4”; 6”; 8”; 10”; 12”; 16”, 18”, 20”; 24”, ….

Para efectos de hacer explícita la diferencia del análisis a tubo lleno y a la sección con máximo caudal para 0,938*d.

Para tuberías trabajando como conductos llenos a flujo libre se tiene que:

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} \qquad y \qquad PM = \pi * d$$

Por lo tanto:

$$RH = \frac{A}{PM} \qquad RH = \frac{\frac{\pi * d^2}{4}}{\frac{\pi * d}{1}} \qquad RH = \frac{d}{4}$$

Al sustituir los valores conocidos en el lado derecho de la expresión de Manning se tiene que:

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = \frac{0{,}009 * 0{,}232}{0{,}005^{1/2}} \qquad A * {R_H}^{2/3} = 0{,}02953$$

Considerando las características geométricas para los conductos circulares a tubo lleno se tiene que el lado izquierdo de la ecuación de Manning se expresa como:

$$A * R_H^{\frac{2}{3}} = \frac{\pi * d^2}{4} * \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow A * R_H^{\frac{2}{3}} = \frac{\pi * d^{\frac{8}{3}}}{4^{\frac{5}{3}}} = 0{,}31168 * d^{\frac{8}{3}}$$

Reemplazando los resultados obtenidos para los lados izquierdo y derecho de la ecuación de Manning se tiene:

$$0{,}31168 * d^{\frac{8}{3}} = 0{,}02953 \rightarrow d = \left(\frac{0{,}02953}{0{,}31168}\right)^{\frac{3}{8}} \rightarrow d = 0{,}41322m$$

El valor del diámetro calculado equivale a 16,27", por ello el diámetro de tubería comercial a adoptar sería el de 18" para el conducto funcionando a tubo lleno.

Ya que el mayor caudal que puede transportar la tubería a flujo libre es para $y = 0{,}938*d$; por ello se realiza el chequeo para la tubería de 16" (0,4064 m) trabajando a la condición de máximo caudal para verificar si es capaz de transportar los 232 L/s del efluente.

La profundidad de flujo para la condición de caudal máximo será y = 0,938*0,4064 m = 0,3812 m.

El área hidráulica se determina con la expresión:

$$A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sen\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]$$

$$A = \frac{0{,}4064^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}3812}{0{,}4064} - 1\right)\right) - sen\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}3812}{0{,}4064} - 1\right)\right)\right]$$

$$A = \frac{0{,}4064^2}{8} * [(5{,}27654) - sen(5{,}27654)] \rightarrow A = 0{,}12638\, m^2$$

$$RH = \frac{d}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sen\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\, sen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)}$$

$$RH = \frac{0{,}4064}{4} * \frac{\left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}3812}{0{,}4064} - 1\right)\right) - sen\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}3812}{0{,}4064} - 1\right)\right)\right]}{\left(\pi + 2 * Arc\,sen\left(\frac{2 * 0{,}3812}{0{,}4064} - 1\right)\right)}$$

$$RH = \frac{0{,}4064}{4} * \frac{[(5{,}27654) - sen(5{,}27654)]}{(5{,}27654)} \rightarrow RH = 0{,}11787m$$

Al sustituir los valores en la expresión de Manning se puede calcular el caudal así:

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \qquad Q = \frac{A * {R_H}^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{0{,}12638m^2 * (0{,}11787m)^{\frac{2}{3}} * (0{,}005m/m)^{\frac{1}{2}}}{0{,}009} \rightarrow Q = 0{,}2387\frac{m^3}{s}$$

$$Qmáximo = 238{,}7\ L/s$$

El caudal máximo de diseño del sistema podrá ser transportado por una tubería de PVC cuyo diámetro comercial para algunas casas productoras sería de 16” (0,4064 m), la cual trabajaría a tubo parcialmente lleno. De esta forma, para algunos casos es factible diseñar sistemas para transporte de efluentes con un diámetro comercial inferior al requerido seleccionando la opción de trabajo a flujo parcialmente lleno; de todas maneras, es práctica común diseñar el sistema de conducción de efluentes con holgura para que el sistema de tuberías logre soportar eventuales picos hidráulicos que no hayan sido contemplados en las consideraciones de diseño.

9.4.7 Problema de chequeo de conductos a flujo libre

Los pasos a seguir para realizar el chequeo de un canal; es decir, para determinar el caudal y la velocidad media del flujo que circula a través de dicho canal se describen a continuación:

- Verificar los datos disponibles de coeficiente de rugosidad según el material que conforma el canal en estudio (n), la pendiente longitudinal de la solera del canal (S) -que

se puede obtener a partir de la longitud total del canal y la diferencia de alturas entre la sección inicial y final del mismo-, así como la geometría que lo conforma -diámetro de la tubería, ancho de base, pendiente de taludes, tirante del líquido transportado-.

- Despejar el caudal en la ecuación de Manning, como se indica a continuación

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \rightarrow Q = \frac{A * {R_H}^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

- Sustituir los valores disponibles de las características geométricas e hidráulicas del canal para así calcular el radio hidráulico (*RH*) y el área de la sección mojada (*A*).

- Reemplazar los valores disponibles de pendiente (*S*) y coeficiente de rugosidad (*n*), para que junto a los datos del área y el radio hidráulico se pueda calcular el valor del caudal.

- Con el valor de caudal circulante y del área de la sección transversal mojada se podrá calcular la velocidad media del flujo utilizando la ecuación de continuidad:

9.4.7.1 Ejemplo de chequeo de un conducto a flujo libre, canal circular.

Se requiere determinar cuál es el mayor caudal de aguas residuales (*Q*) que podrán fluir a través de una tubería de sección circular construida en asbesto cemento (factor *n* de Manning = 0,010) con un diámetro interno *d* = 8" si su pendiente *S* es del 0,35% = 0,0035 m/m.

Se sabe que el diámetro interior es 8"; d = 0,2032 m

Como fue anteriormente comentado, el mayor caudal que puede transportar una tubería a flujo libre se presenta para la condición en la que el tirante del líquido equivale a *y* = 0,938**d*; por lo tanto, el valor de *y* = 0,938 * 0,2032 m = 0,1906 m.

El área hidráulica para la sección en la que fluye el agua residual se determina con la expresión:

$$A = \frac{d^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)\right]$$

Sustituyendo los valores disponibles se tiene que:

$$A = \frac{0{,}2032^2}{8} * \left[\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}1906}{0{,}2032} - 1\right)\right) - sin\left(\pi + 2 * ArcSen\left(\frac{2 * 0{,}1906}{0{,}2032} - 1\right)\right)\right]$$

$$A = \frac{0{,}2032^2}{8} * [(5{,}2765) - sen(5{,}2765)] \qquad A = 0{,}03159\ m^2$$

El perímetro mojado se lo calcula con la fórmula:

$$PM = \frac{d}{2} * \left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2 * y}{d} - 1\right)\right)$$

Reemplazando valores se tiene:

$$PM = \frac{0{,}2032}{2} * \left(\pi + 2 * Arc\ sen\left(\frac{2 * 0{,}1906}{0{,}2032} - 1\right)\right) = 0{,}5361m$$

Por lo tanto, el radio hidráulico será:

$$RH = \frac{A}{PM} \rightarrow RH = \frac{0{,}03159\ m^2}{0{,}5361\ m} \rightarrow RH = 0{,}05892\ m$$

Al sustituir los valores en la expresión de Manning se puede calcular el caudal máximo así:

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}} \rightarrow Q = \frac{A * {R_H}^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{0{,}03159\ m^2 * (0{,}05892m)^{\frac{2}{3}} * (0{,}0035m/m)^{\frac{1}{2}}}{0{,}010} \qquad Q = 0{,}0283\ m^3/s$$

El máximo caudal que podrá circular a través del conducto en estudio es de 28,3 L/s

9.4.7.2 Ejemplo de chequeo de un conducto a flujo libre, canal trapezoidal (Fuente: Chow, 1994, página 98).

Se requiere determinar cuál es la velocidad (V) y el caudal (Q) en un canal trapezoidal que posee un ancho de fondo b = 6,10 m, pendientes laterales de 2:1 (z =2) y con un tirante del agua residual transportada y de 1,83 m. El coeficiente de rugosidad del material que conforma el canal es n = 0,015, y la pendiente de la solera del canal es S = 0,005 m/m.

A partir de la fórmula de Manning se despeja el caudal de la siguiente manera:

$$A * {R_H}^{2/3} = \frac{n*Q}{S^{1/2}} \rightarrow Q = \frac{A*{R_H}^{2/3}*S^{1/2}}{n}$$

Para canales de sección trapezoidal se tiene que sus características geométricas son:

$$A = (b + z * y) * y \qquad RH = \frac{(b+z*y)*y}{b+(2*y*\sqrt{1+z^2})}$$

Sustituyendo los valores disponibles se tiene que:

$$A = (b + z * y) * y = (6{,}10m + 2 * 1{,}83m) * 1{,}83m = 17{,}861m^2$$

$$RH = \frac{(b + z * y) * y}{b + (2 * y * \sqrt{1 + z^2})} = \frac{(6{,}10m + 2 * 1{,}83m) * 1{,}83\text{m}}{6{,}10m + (2 * 1{,}83\text{m} * \sqrt{1 + 2^2})} = 1{,}25m$$

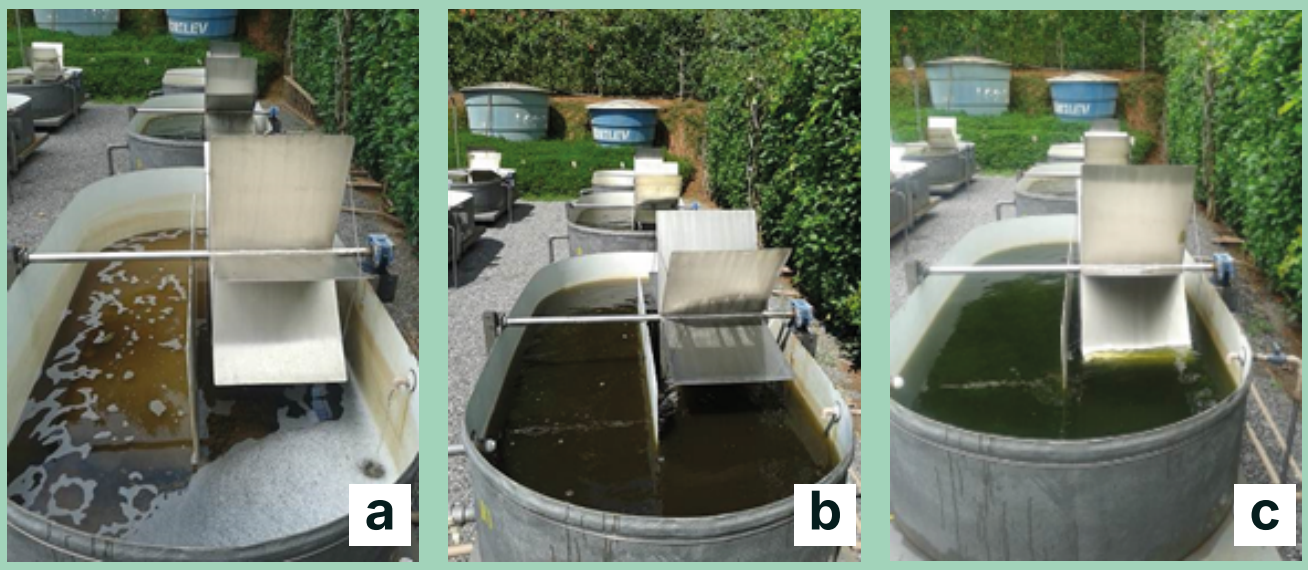
Sustituyendo los datos respectivos se tiene que:

$$Q = \frac{A * {R_H}^{2/3} * S^{1/2}}{n} \rightarrow \text{Q} = \frac{17{,}861 * (1{,}25)^{2/3} * (0{,}005)^{1/2}}{0{,}015} \rightarrow Q = 97{,}703\frac{m^3}{s}$$

Por lo tanto, el caudal de aguas residuales que circulará por el canal en estudio es de 97,703 m^3/s.

10

Aspectos técnicos de calidad del agua asociados a la producción piscícola con efluentes



Secuencia del arranque de una laguna de alta tasa. Llenado parcial inicial (a), laguna llena con agua residual después de 3 días del arranque (b), líquido en la laguna después de 7 días del arranque

En el presente capítulo se mencionarán algunos criterios técnicos asociados a la producción piscícola extensiva mediante el uso de efluentes domésticos tratados con énfasis en el cultivo de tilapia, ya que es la especie sobre la cual se ha concentrado el presente texto debido a las razones expuestas previamente. En el desarrollo del capítulo se citan los criterios técnicos más relevantes que la literatura científica ha definido como los que determinan los límites de aplicación de efluentes a las unidades de cultivo, generalmente, asociados a las máximas cargas recomendables de materia orgánica, de nitrógeno total, de fósforo y a las directrices de la OMS desde el punto de vista microbiológico. Se hace un especial énfasis al criterio asociado a las máximas cargas de nitrógeno amoniacal total por tratarse de un criterio que se logró consolidar de manera más reciente y que también contribuye al mantenimiento de la salud de los peces y, por ende, de la productividad esperada.

La tilapia, debido a su alta rusticidad, rápido crecimiento y resistencia a condiciones ambientales adversas es uno de los peces más cultivados en todo el mundo, tanto en sistemas intensivos y super intensivos, como en sistemas extensivos basados en la productividad primaria en ambientes naturales, en unidades de tratamiento de aguas residuales, o utilizando efluentes tratados. Según la FAO (2018), la tilapia del Nilo es cultivada en 87 países, de los cuales siete producen tilapia GIFT (*genetically improved farmed tilápia*), y probablemente, variedades derivadas de ese linaje estén impactando la producción en muchas otras naciones.

10.1 LA MATERIA ORGÁNICA COMO CRITERIO DE OPERACIÓN DE ESTANQUES DE PISCICULTURA EN EFLUENTES TRATADOS

De acuerdo con Edwards (1992), los peces no deben ser cultivados directamente en las aguas residuales, ya que la elevada DBO debe ser reducida antes de ser usada como insumo en los tanques de cultivo. Para ello es necesario: realizar un pretratamiento suficiente del agua residual; diluir el agua residual con agua fresca o con el agua de las propias unidades de cultivo. En todos los casos recomienda la aplicación de una carga orgánica de 25 kgDBO/ha/d en los tanques para optimizar la producción de alimento natural que favorecerá el cultivo de los peces.

10.2 LOS MACRONUTRIENTES COMO CRITERIO DE OPERACIÓN DE ESTANQUES DE PISCICULTURA EN EFLUENTES TRATADOS

Para uso de efluentes domésticos tratados en acuicultura de manera segura, la Organización Mundial de la Salud (WHO, 2006) recomendó, a partir de lo reportado por Mara et al. (1993), la implementación de una laguna anaerobia, seguida de una laguna facultativa secundaria y la disposición del efluente en tanques para piscicultura, pues sugiere tener en consideración el rápido decaimiento de las bacterias entéricas y de los virus en tanques fertilizados para cultivo de peces, que funcionan de manera similar en las lagunas de maduración. Adicionalmente, recomendó como criterio de dimensionamiento de los tanques para cultivo de los peces una carga superficial de 4 kg/ha/d de nitrógeno total (NT), y afirmó que es posible ejecutar tres ciclos de cultivo por año con producciones del orden de 5 ton/ha con cosecha para peces con peso de 200 g y una productividad final del orden de 13 t/ha/año.

10.3 EL AMONÍACO Y SU PRESENCIA EN EL AGUA

De acuerdo con la ATSDR (2004), el amoníaco se encuentra en el agua, en el suelo y en el aire, y es una de las fuentes para suplir el nitrógeno necesitado por las plantas y por los

animales. Buena parte del amoníaco en el ambiente es el resultado de la descomposición natural de estiércol, así como de animales y plantas muertos. En las aguas naturales el amoníaco está presente en la forma no ionizada (NH_3) y en la forma ionizada (NH_4^+) y puede ser muy tóxico para los peces y otras especies acuáticas (Abbas, 2006).

En el agua, el amoníaco no ionizado NH_3 (conocido simplemente como amoníaco) y el amoníaco ionizado NH_4^+ (conocido como amonio) permanecen en equilibrio dependiendo del pH y de la temperatura. La suma de los dos tipos de amoníaco es conocida como nitrógeno amoniacal total (NAT) (Timmons y Ebeling, 2010). La toxicidad del nitrógeno amoniacal total depende del porcentaje de amoníaco en la concentración del NAT.

El amoníaco puede entrar en el ambiente acuático a través de fuentes antrópicas tales como los vertimientos de efluentes municipales, escurrimiento superficial en áreas agrícolas, o a través de fuentes naturales como la fijación del nitrógeno y la excreción de residuos nitrogenados por animales (EPA, 2013). Para proteger a las diversas formas de vida acuática de los efectos tóxicos del amoníaco en el corto y largo plazo, organizaciones como la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, 2010 y EPA, 2013) establecen recomendaciones científicas para determinar los estándares de calidad del agua en lagos, reservorios, estuarios y océanos. Uno de los criterios más consolidados es el del límite máximo permitido de nitrógeno amoniacal total de 17 mg/L para toxicidad aguda en exposiciones de hasta una hora, y de 1,9 mg/L para exposición crónica por 30 días, ambos para pH de 7,0 y temperatura de 20°C.

Según Chew et al. (2005), en solución acuosa el amoníaco está presente en dos especies NH_3 y NH_4^+, la reacción de equilibrio puede ser expresada por medio de la Ecuación 10.1 como:

$$NH_3 + H_3O^+ \leftrightarrow NH_4^+ + H_2O \qquad [10.1]$$

Cuando el pH se eleva en el medio líquido, el equilibrio entre el ion amonio y el amoníaco libre tiende a desplazarse en dirección hacia la formación de NH_3. La disociación en

medio líquido del N-NH_3 puede ser expresada de acuerdo con la Ecuación 10.2:

$$NH_4^+ \leftrightarrow NH_3 + H^+ \quad [10.2]$$

Según Cavalcanti et al. (2001), en relación a la remoción de nitrógeno en lagunas de estabilización, la Ecuación 10.1 muestra que la remoción de amoníaco es equivalente a la adición de un ácido fuerte, esto es, por cada mol de NH_3 disuelto, hay una disminución de 1 mEq de alcalinidad y el aumento de 1 mEq de acidez.

La constante de equilibrio entre las dos formas puede determinarse a partir de la Ecuación 10.3:

$$K_a = \frac{[NH_3]}{[NH_4][H^+]} = 5{,}56 * 10^{-10} \quad [10.3]$$

De acuerdo con Bonmatí y Flotats (2003), la concentración del amoníaco libre en el agua, dependiendo de la temperatura y del pH puede ser calculada por medio de la Ecuación 10.4.

$$[NH_3] = \frac{[NH_3+NH_4^+]}{1+\frac{[H^+]}{K_a}} = \frac{[NH_3+NH_4^+]}{1+10^{pK_a-pH}} \quad [10.4]$$

Donde:

$[NH_3]$: Concentración de amoníaco libre;

$[NH_3+NH_4^+]$: Concentración de nitrógeno amoniacal total (NAT);

$[H^+]$: Concentración de ion hidrógeno;

pK_a : Constante de ionización ácida para el amoníaco;

pH : Potencial hidrógeno

Lo que quiere decir que el porcentaje de NH_3 en relación al nitrógeno amoniacal total en el agua puede ser determinado en función del pH y de la temperatura, a partir de la Ecuación 10.5.

$$\%NH_3 = \frac{100}{1+10^{pK_a-pH}} \quad [10.5]$$

Según Emerson et al., (1975), la constante de ionización pK_a para la Ecuación 10.4 puede calcularse por medio de la Ecuación 10.6:

$$pK_a = 0{,}09018 + \frac{2729{,}92}{T} \qquad [10.6]$$

Donde:

T : Temperatura del agua en Kelvin; es decir, la temperatura en °C + 273,2)

Según Rios (2007), para una temperatura de 25°C, la constante de disociación es pK_a = 9,24; por lo tanto, para valores de pH cercanos a de 9,2 aproximadamente 50% del amoníaco estará en la forma de NH_3 y 50% en la forma de NH_4^+; para valores de pH más elevados predomina la forma no ionizada (NH_3) y para valores de pH cercanos a la neutralidad, prácticamente todo el amoníaco se encuentra en la forma ionizada (NH_4^+), como se puede observar en la Figura 10.1.

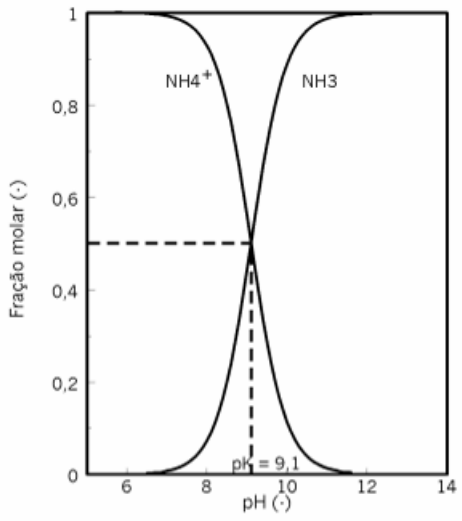


Figura 10.1 Fracción del amoníaco en la forma gaseosa (NH_3) y en la forma ionizada (NH_4^+), en función del pH. Fuente: (Adaptado de Cavalcanti et al., 2001, p 22)

A continuación, la Figura 10.2 presenta los porcentajes de NH_3 en agua dulce a partir de los efectos de la temperatura con valores entre 0 y 35° C, y del pH para valores entre 6,0 y 10,5. Los cálculos se realizaron a partir de las Ecuaciones 10.5 y 10.6.

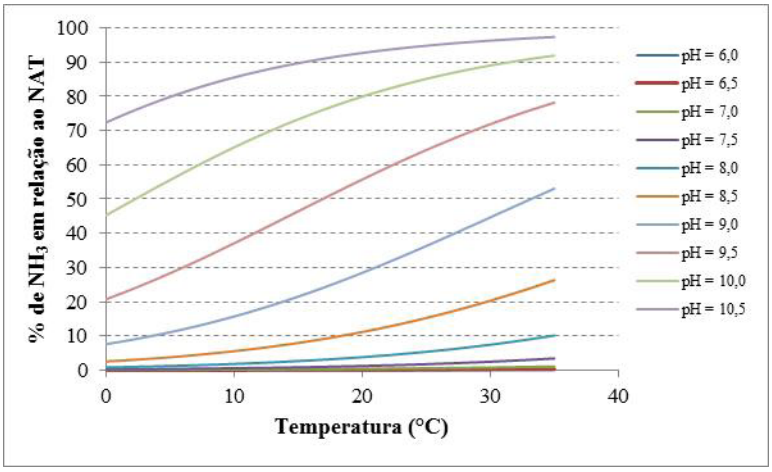


Figura 10.2 Curvas de porcentajes de NH_3 en el agua dulce para valores de pH fijos y temperaturas entre 0 y 35°C

Por su parte, la Figura 10.3 presenta los porcentajes de NH_3 en relación al NAT en el agua dulce, para valores de pH entre 0 y 14 y temperaturas entre 5 y 35° C, los cálculos se realizaron a partir de las Ecuaciones 10.5 y 10.6.

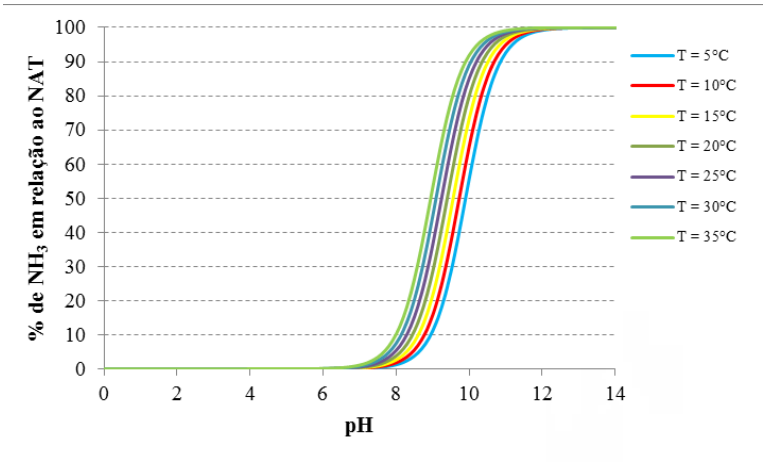


Figura 10.3 Curvas de porcentajes de NH_3 en el agua dulce para temperaturas fijas y valores de pH entre 0 y 14

De acuerdo con Passell et al. (2007), cantidades cada vez mayores de aguas residuales domésticas crudas o tratadas que son vertidas en ríos al rededor del mundo pueden

conducir al aumento de las concentraciones del amoníaco no ionizado en los ecosistemas acuáticos, en los cuales predominan valores de pH alcalinos, situación que establece amenazas para la vida acuática de los cuerpos receptores.

10.4 LA IMPORTANCIA DEL AMONÍACO EN EL CULTIVO DE PECES CON ÉNFASIS EN TILAPIA

Según Proença y Bittencourt (1994) el amoníaco es la segunda variable más importante para el cultivo de peces, después del oxígeno disuelto. Entre los diversos orígenes de dicho compuesto en el agua para piscicultura se encuentran: la descomposición de la materia orgánica, la contaminación, los excrementos de los organismos acuáticos y el colapso de *blooms* de algas.

Cuando la proteína es digerida por los peces, los residuos nitrogenados son excretados por los animales en varias formas: amoníaco, creatina, creatinina, urea, aminoácidos y ácido úrico (Rodríguez, 1996). De acuerdo con Durborow et al. (1997), el amoníaco es el principal producto final de la digestión de las proteínas por parte de los peces, los cuales excretan el compuesto a través de las branquias y de las heces. Según Ip et al. (2001), la mayor parte de la excreción nitrogenada (del orden del 90%) en muchos peces de agua dulce ocurre a través de las branquias en la forma de amoníaco.

El amoníaco es un compuesto tóxico que puede afectar adversamente la salud de los peces. La naturaleza y grado de toxicidad dependen de varios factores, incluyendo la forma química del amoníaco, el pH y la temperatura del agua, la duración de la exposición, y la etapa de vida de los peces expuestos (Levit, 2010). Las branquias son estructuras vitales para la salud de los peces, pues, además de ser el principal local para el intercambio gaseosos, también están involucradas en los procesos de osmorregulación, equilibrio ácido/base y excreción de compuestos nitrogenados (Leonardo et al., 2001). Además de eso, según Santos (2009), en algunas especies las branquias participan del proceso de alimentación por medio de la filtración. De acuerdo con Ip y Chew (2010),

cuando los peces son sometidos a la exposición ambiental del amoníaco el compuesto permea a través del epitelio branquial antes de ser transportado a través de la sangre hacia el cerebro y otros órganos.

En la naturaleza, los peces pueden experimentar elevaciones temporales de los niveles de NH_3 debido a la contaminación del agua por fuentes externas. En sistemas de cultivo intensivos, con altas densidades de biomasa y limitados recambios de agua, los peces podrán estar expuestos a niveles moderadamente altos de NH_3 con aumentos diarios después del consumo de alimento (Le Ruyet et al., 1998).

Según Piedras et al. (2006), los efectos agudos del amoníaco en los peces son inmediatos y lineales en relación a la concentración del compuesto, y pueden ser observados después de 15 minutos de exposición a través de dificultades natatorias y aumento en el consumo del oxígeno. El amoníaco actúa en el sistema nervioso central de los vertebrados, incluyendo los peces, causando hiperventilación, hiper excitabilidad, convulsiones, coma, y finalmente la muerte (Randall y Tsui, 2002, Chew et al., 2005). La exposición crónica de tilapias a concentraciones crecientes de amoníaco está comúnmente acompañada por la reducción en el desempeño del crecimiento de los peces (Hegazi et al., 2010).

De acuerdo con Kubitza (1998b), niveles de amoníaco entre 0,70 y 2,40 mg/L pueden ser letales para los peces, al ser expuestos a tales concentraciones por cortos períodos de tiempo. Según Pereira y Mercante (2005), la exposición continua o frecuente a concentraciones de NH_3 por encima de 0,02 mg/L puede causar intensa irritación e inflamación en las branquias. Pescod (1992) afirmó que, pese a que los valores de toxicidad del NH_3 comúnmente varíen entre 0,2 y 2,0 mg/L, la tolerancia al compuesto varía también para cada especie de pez. En ese sentido, según Baldisserotto (2002), existen datos sobre concentración letal (50% de muertes, o CL50) para varias especies, y afirma que a partir de dicho dato es posible calcular la concentración “segura” para el crecimiento de los peces, o sea, cuál es máximo nivel de amoníaco que puede existir en el agua sin alterar el crecimiento.

De acuerdo con Sprague (1971), los niveles "seguros" de contaminantes en el agua para peces varían comúnmente entre 0,01 y 0,4 veces el valor de la concentración letal. Los valores más elevados, de 0,1 a 0,4 se obtienen de distribución de peces en ríos contaminados y de extrapolaciones de concentraciones letales para bajos niveles de mortalidad. Los valores más bajos, de 0,01 a 0,05 son el resultado de estudios de toxicidad crónica subletal y acumulativa.

Una alternativa ampliamente utilizada para determinar el valor seguro es la recomendada por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, 2013), y consiste en adoptar en torno del 10% de la concentración letal, equivalente a 0,1*CL50 para 96 h de exposición. La concentración letal que mata 50% de los animales (CL50) depende de la especie de tilapia, del tiempo de exposición, del tamaño del pez, de la preexposición o la adaptación a niveles subletales de amoníaco, entre muchos otros factores; la CL50 para 24 a 96 h de exposición varia de 2,3 a 6,6 mg/L de NH_3. No hay una relación constante entre concentración letal y la concentración segura para el crecimiento, pueis varia de especie para especie y de acuerdo con la fase de vida de los peces.

Según Kubitza (2000a), la concentración de 0,20 mg/L de NH_3 debe servir como alerta en el cultivo de tilapias. Inclusive sin observar mortalidad directamente atribuida a la toxicidad por amoníaco, la exposición de los peces a niveles subletales afecta el lucro del proyecto, por comprometer el crecimiento y la conversión alimenticia, la tolerancia al manejo y transporte, así como la condición de salud de los peces.

A continuación, se presentan resultados de una revisión de la literatura sobre experiencias relativas a ensayos de toxicidad aguda y crónica, intentando evidenciar eventuales diferencias del efecto del amoníaco en función de la fase de vida de los peces, tal como lo afirma Baldisserotto (2002).

10.5 TOXICIDAD Y ENSAYOS PARA SU MEDICIÓN

La toxicidad se refiere a la capacidad de determinada sustancia, producto o conjunto de sustancias de provocar efectos dañinos a los organismos con los cuales entra en

contacto. Tales efectos pueden ser desde alteraciones comportamentales, alteración de crecimiento o reproducción hasta la muerte de los organismos (Arenzon et al., 2011). La evaluación de riesgo ambiental por productos químicos consiste en la identificación de los efectos que el producto puede tener sobre organismos en el ambiente, así como en la determinación de la concentración por debajo de la cual no deben ocurrir efectos adversos en una esfera ambiental de interés, por ejemplo, el medio acuático (Pretti et al., 2009). La determinación de las concentraciones letales de amoníaco para peces, así como de los efectos de las intoxicaciones agudas, son importantes para el establecimiento de criterios de calidad del agua (Martínez et al., 2006).

Para determinar la toxicidad relativa de una sustancia a un organismo acuático se realizan ensayos de toxicidad aguda para estimar la concentración letal media (CL50) de la sustancia en el agua donde los organismos están expuestos (Martínez et al., 2006). De acuerdo con la ABNT (2016), la concentración letal 50% CL50 es la concentración de solución utilizada para ensayos toxicológicos que causa efecto en la sobrevivencia de 50% de los organismos de prueba, en las condiciones de ensayo.

Dependiendo del tipo de efecto a ser evaluado, los ensayos pueden ser de toxicidad aguda o crónica. De acuerdo con Arenzon et al. (2011), los ensayos de toxicidad aguda evalúan la capacidad de la sustancia o compuesto de causar efectos dañinos (en general muerte o inmovilidad) a los organismos de prueba después de un corto período de exposición a la muestra (normalmente inferior a 96 horas). Sin embargo, según Rand (2008), también son monitoreados comportamientos anormales en los peces, tales como pérdida de equilibrio, comportamiento natatorio o cambios en la coloración.

La toxicidad aguda letal es considerada como aquella que causa daños severos y rápidos al organismo sometido a ensayo, debido a la rápida acción del mecanismo de envenenamiento, y que puede ser fatal, a menos que el organismo escape del ambiente tóxico en una fase inicial de intoxicación (Sprague, 1969).

Los ensayos de toxicidad crónica se realizan para medir los efectos de sustancias químicas sobre especies acuáticas por un período de tiempo que puede abarcar parte o todo el ciclo de vida del organismo de prueba (Costa et al., 2008). En dicho tipo de ensayos se evalúan los efectos más sutiles; de acuerdo con Rand (2008), entre los objetivos de los ensayos de exposición crónica en peces en las fases de larvas y juveniles están: la determinación de comportamientos anormales, porcentaje total de peces con deformaciones, porcentaje de sobrevivencia, peso y longitud de juveniles, número de juveniles que desarrollan maduración sexual y características sexuales secundarias. Además de esos aspectos, se han desarrollado investigaciones para evaluar los efectos de diversas concentraciones del amoníaco en el metabolismo de los peces a través del análisis de órganos vitales, como el estudio de Chetty et al. (1980), en el cual se observaron los efectos de concentraciones subletales en el hígado, cerebro, branquias y riñones de *Tilapia mossambica*.

Según la ABNT (2004), existen dos tipos básicos de ensayos de toxicidad aguda:

- El ensayo estático: los organismos de prueba son expuestos a varias concentraciones de la muestra, sin renovación, por 48 h. Este tipo de ensayo es recomendado para muestras que no causan disminución en las concentraciones del oxígeno disuelto, en muestras no volátiles o en muestras estables en medio acuoso.

- Ensayo semi estático: los organismos de prueba se exponen a varias concentraciones de la muestra por 96 h, con renovación de la solución de prueba cada 24 h o en menor intervalo de tiempo. Dicho ensayo es recomendado para muestras que causan elevada disminución en las concentraciones de oxígeno disuelto, en muestras volátiles o inestables en medio acuoso.

Además de esos dos tipos de ensayos, existe el sistema de exposición por el sistema de flujo continuo que, de acuerdo con Aragão y Araújo (2014), es el tipo de sistema en el cual las soluciones de prueba fluyen continuamente a través de los recipientes donde están los organismos de prueba. El flujo debe ser capaz de mantener concentración

constante de la sustancia de prueba y la concentración de oxígeno disuelto a 90% de saturación. Los equipos comúnmente utilizados en los ensayos de flujo continuo son los diluidores proporcionales y las bombas peristálticas.

Según Rand (2008), existen sistemas de exposición de los peces por medio de sistemas de recirculación, donde las soluciones de prueba y el líquido control pasan a través de un filtro para mantener la calidad del agua sin reducir la concentración de la sustancia a ser ensayada; posteriormente los líquidos son retornados hacia las unidades del ensayo. Dicho tipo de ensayo es similar a los ensayos estáticos, pero los costos son mayores, y hay mucha incertidumbre acerca del efecto del filtro.

10.6 INVESTIGACIONES RELATIVAS A ENSAYOS DE TOXICIDAD AGUDA DEL AMONÍACO PARA TILAPIA

En la Tabla 10.1 se presenta de manera resumida informaciones de los estudios más relevantes disponibles en la literatura, relacionados con ensayos de toxicidad del amoníaco realizados sobre tilapia. En la tabla hay una descripción de la variedad de tilapia estudiada; el peso medio o tamaño de los animales utilizados en los ensayos; valores de las concentraciones CL50 obtenidas, así como las respectivas referencias.

Tabla 10.1 Revisión de la literatura con datos de toxicidad aguda del amoníaco para tilapia

Especie estudiada	Tamaño y/o peso medio de los peces	CL50, valores adicionales sobre letalidad	Referencia
Tilapia aurea	Alevinos de 7 a 9 cm	CL50 (24h), (48h) y (72h): 2,46, 2,40 y 2,35 mg NH_3/L	Redner y Stickney (1979)
Tilapia roja (híbrido *Oreochromis mossambicus*/*O. niloticus*)	Alevinos con longitud media de 2,13 ± 0,35 cm	CL50 (48h), (72h) y (96h): 6,6; 4,07; y 2,88 mg/L de NH_3, respectivamente. Mortalidad total después de 19, 9 y 7 días de exposición a 1,854, 2,946 y 3,410 mg/L.	Daud et al. (1988)
Oreochromis mossambicus	Peces con pesos medios entre 2900 y 3200 g	CL50 96 h 1,58 mg/L	Rani et al. (1998)

Tabla 10.1 Revisión de la literatura con datos de toxicidad aguda del amoníaco para tilapia (continuación)

Especie estudiada	Tamaño y/o peso medio de los peces	CL50, valores adicionales sobre letalidad	Referencia
Oreochromis niloticus	Alevinos con peso medio de 11 g Temp.: 23 y 33°C Pesos de 3 y 45 g Temperatura de 28°C	CL50 96h: 2,25 ± 0,07 (para Temp. de 23°C) y 2,51 ± 0,16 (para Temp. de 33°C) 1,36 ± 0,45 (3 g) 2,65 ± 0,09 (45 g)	Abdalla y Mc-Nabb (1998)
Oreochromis niloticus L.	Larvas de 0,05628 ± 0,0083 g Alevinos de 10,114 ± 0,045 g	CL50 (48 h) = 1,009 ± 0,02 mg/L CL50 (48 h) = 7,40 ± 0,01 mg/L	Benli y Köksal (2005)
Oreochromis niloticus	Juveniles de tilapia con peso medio de 12,6 g	CL50 24 h: 1,46; CL50 48 h: 1,46; CL50 72 h: 1,33; CL50 96 h: 0,98; CL50 120 h: 0,85 mg/L	Evans et al. (2006)
Tilapia roja (*Oreochromis* sp.)	Larvas de 0,01 g (7 a 9 mm) Alevinos de 0,05 g (16 a 18 mm)	CL50 (96h) = 1,08 mg/L para larvas CL50 (96h) = 1,83 mg/L para alevinos	Bravo-Yumi (2007)
Tilapia nilótica (*O. niloticus*)	Alevinos con peso medio de 19,0 ± 1,0 g	CL50 48h: 7,1 mg NH_3/L	El-Sherif y El-Feky (2008)
Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*)	Juveniles de 90,0 ± 10,0 g	No hubo registro de CL50 en los 6 días del ensayo	Hanna et al. (2013a) y Hanna et al. (2013b)
Tilapia azul (*Oreochromis aureus*)	Alevinos de peso 3,28 ± 0,36 g y longitud media 61,84 ± 2,08 mm	Para 1, 8, 12, 16 y 20 µg/L de salinidad: CL50 (24h): 2,83; 2,26; 3,14; 3,11; 1,93 mg NH_3/L	Küçük (2014)

En las investigaciones disponibles en la literatura predominan los relatos de estudios realizados sobre las siguientes variedades de tilapia: tilapia azul *Oreochromis aureus* (Redner y Stickney, 1979; Küçük, 2014), tilapia roja: hibrido *Oreochromis mossambicus*/*O. niloticus* (Daud et al., 1988), *Oreochromis mossambicus* (Rani et al., 1998), *Oreochromis niloticus L.* (Benli y Köksal, 2005), tilapia del Nilo *Oreochromis niloticus* (Abdalla y Mcnabb, 1998; Evans et al., 2006; Hanna et al., 2013a; Hanna et al., 2013b), tilapia roja *Oreochromis sp.* (Bravo-Yumi, 2007), tilapia nilótica *O. niloticus* (El-Sherif y El-Feky, 2008). Las investigaciones que evaluaron los efectos agudos del amoníaco en individuos de la misma especie con diferentes tamaños han demostrado la mayor sensibilidad de los

peces de menor tamaño, tal como puede observarse en los estudios de Benli y Köksal (2005) y Bravo-Yumi, (2007).

Los efectos de la toxicidad de ciertas sustancias en los peces pueden ser observados a través del estudio de alteraciones en la configuración de las branquias. Según Leonardo et al. (2001), tales órganos son estructuras vitales para la salud de los peces, por ser el principal lugar de intercambio gaseoso, y por estar involucradas en los nos procesos de osmorregulación, del equilibrio ácido básico y en la excreción de compuestos nitrogenados. Las branquias de los teleósteos poseen cuatro pares de arcos, y para cada arco hay numerosos filamentos branquiales, que soportan miles de lamelas (Hwang y Lin, 2014).

Debido al estrecho contacto de las branquias con los contaminantes que puedan estar presentes en el agua, las sustancias tóxicas pueden causar daños en la estructura y en las funciones de dichos órganos (Romão et al., 2006). Por tal motivo, las alteraciones histológicas de las branquias son reconocidas como un método rápido y válido para determinar los daños causados por la exposición a diferentes contaminantes en los peces (García-Santos et al., 2007). De acuerdo con Castro et al. (2014), las alteraciones encontradas en branquias pueden utilizarse como medio para identificar la acción de compuestos químicos en los peces, además de servir como una herramienta de monitoreo ambiental. Investigadores como Benli y Köksal (2005), El-Sherif y El-Feky (2008) y El-Shebly y Gad (2011) evaluaron los efectos de la toxicidad del amoníaco en peces a partir de los análisis de alteraciones histológicas en branquias de tilapia.

10.6.1 Ensayos de toxicidad aguda del amoníaco para tilapia GIFT

Ya que en la literatura no existían estudios relativos a la toxicidad aguda de NH_3 en tilapia GIFT, y debido al creciente grado de relevancia de dicho linaje, se observó la importancia en la realización de investigaciones que permitan determinar los máximos niveles de concentración de NH_3 que puedan propiciar el cultivo seguro de los peces para garantizar alta sobrevivencia y buen desempeño zootécnico para los animales en diversos tamaños.

Para estudiar la toxicidad aguda del amoníaco en alevinos y juveniles de tilapia GIFT, sexualmente revertidos, el autor del presente libro realizó ensayos de toxicidad aguda en acuarios en los que se evaluó dos factores: concentración de NH_3 y densidad de siembra de peces. En dichos ensayos semi estáticos se evaluaron varias concentraciones de NH_3, además de un control, tal como lo recomienda la Norma Brasilera NBR 15088 (ABNT, 2004).

Las investigaciones se desarrollaron en el municipio de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil (20°45´14´´S, 42°52´54´´W), dentro del campus de la Universidade Federal de Viçosa –UFV-, en el Laboratorio de Nutrición y Producción de Organismos Acuáticos Ornamentales del Departamento de Zootecnia de la UFV. Para el montaje de los experimentos se instalaron módulos de repisas en estructura metálica, en los cuales se realizó el montaje de sistemas de recirculación de agua (SRA) con acuarios rectangulares con volumen útil individual de 20 L; cada nivel de repisas tuvo un sistema de iluminación por medio de luz blanca, y en cada SRA se realizó el control de la temperatura del agua en los acuarios por medio de termostatos.

Cada SRA independente, para mantenimiento de cada concentración de NH_3 evaluada, estuvo compuesto por una canaleta para colectar los efluentes de los respectivos acuarios del sistema, mediante tubería de 75 mm de diámetro cortada longitudinalmente por la mitad e instalada con pendiente del 1% para favorecer el flujo del líquido efluente hacia un tanque sedimentador; los sistemas de recirculación carecieron de biofiltro para así mantener constantes las concentraciones de amoníaco a ser evaluadas. En los sedimentadores de cada SRA se instalaron termostatos para mantener la temperatura del agua en torno a los 28°C. Una bomba localizada en la parte externa de cada sedimentador realizó la succión y bombeo del agua para su disposición controlada en los acuarios. El aire inyectado en los acuarios fue generado por un soplador marca SIEMENS modelo 1La7097 de 4 HP, y distribuido por tubos de PVC con diámetros que fueron reducidos de manera progresiva desde 50 mm hasta 20 mm. El aire se inyectó en cada acuario mediante mangueras de silicona transparente, y usando piedras difusoras.

Las concentraciones de amoníaco evaluadas en los ensayos de toxicidad aguda se determinaron a partir de una escala logarítmica, de acuerdo con el procedimiento reportado por Benli y Köksal (2005), Bravo-Yumi (2007), y Alcaraz et al. (2008). Los valores que se decidió adoptar fueron: 5,00; 2,81; 1,58; 0,89 y 0,50 mg de NH_3/L.

Para la adición del amoníaco al agua se trabajó con cloruro de amonio NH_4Cl, las concentraciones de NH_3 ensayadas se prepararon por medio de la adición de solución estándar de amonio con 1000 ppm según la metodología 4500-Norg.D de Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, AWWA, y WPCF, 2005).

En los ensayos de toxicidad se ajustó el pH inicial del agua para un valor de 7,5 y la dureza total fue corregida para una concentración entre 40 y 48 mg/L de $CaCO_3$, de acuerdo con lo establecido por la Norma Brasilera NBR 15088 (ABNT, 2004); la corrección se realizó por medio de la adición de las soluciones descritas por dicha norma.

Diariamente se sustituyó agua de los acuarios y de los sedimentadores en los SRA de los tratamientos con las respectivas concentraciones de amoníaco, y para el control se usó agua libre de cloro. La medición del pH, del oxígeno disuelto y la temperatura en los tanques de succión de los tratamientos se hizo por medio de una sonda multiparamétrica marca HACH (USA), modelo HQ40d. Para medir el NH_3 se utilizó una sonda ISENH318101, marca HACH, Loveland-Colorado USA -2013-.

Las tilapias GIFT utilizadas en los experimentos fueron producidas en la Hacienda Experimental de la Empresa de Pesquisa Agropecuaria de Minas Gerais (EPAMIG), localizada en el municipio de Leopoldina, Minas Gerais. Después de un periodo de cuarentena, los peces fueron transferidos al laboratorio de peces ornamentales, donde la distribución de los animales en cada experimento se realizó mediante biometrías. Las metodologías para transporte y medición de los peces fueron debidamente aprobadas por la Comisión de Ética en el Uso de Animales de Producción (CEUAP) de la Universidade Federal de Viçosa (UFV), mediante el protocolo no. 43/2016, aprobado el día 24 de junio de 2016.

Para sedar los peces en los procedimientos que demandaban su transporte y manipulación se recurrió al anestesiado mediante soluciones de eugenol según fue recomendado por Delbon y Ranzani-Paiva (2012). Para confirmar os resultados de los ensayos de toxicidad, en términos de los efectos agudos, se realizó análisis histológicos de branquias cuyos procedimientos se encuentran descritos por Sánchez-Ortiz et al. (2022a).

10.6.2 Primer ensayo de toxicidad aguda

Se estudió la toxicidad aguda producida por la concentración del amoníaco no ionizado en juveniles de tilapia GIFT. Se evaluaron cinco niveles del factor, que definieron los tratamientos: T1: 0,50; T2: 0,89; T3: 1,58; T4: 2,81; T5: 5,00 mg/L de NH_3, más un control, sin adición de la solución estándar de cloruro de amonio. La variable respuesta estudiada fue la mortalidad de los peces en las unidades experimentales conformadas por los acuarios de 20 L. Se determinó un diseño experimental completamente aleatorizado, donde cada tratamiento, además del control, fueron instalados con cuatro repeticiones para una densidad de siembra de 10 tilapias GIFT, para un total de 240 peces, con peso medio individual de 19,11 ± 5,10 g. A partir de los resultados de mortalidad se realizó un análisis de varianza para evaluar eventuales efectos significativos de los niveles del factor concentración de NH_3 en la variable respuesta.

En el experimento únicamente se registró una mortalidad, que ocurrió en el primer día, 6 horas después del inicio del ensayo, en la primera repetición del tratamiento 5; es decir, para 5,00 mg NH_3/L. Por tal razón no fue posible calcular el valor de la concentración CL50, en concordancia con lo reportado por Benli y Köksal (2005), que realizaron ensayos de toxicidad aguda por 48 horas con *Oreochromis niloticus* L, aplicando concentraciones de hasta 11,69 mg/L de NH_3 y calcularon una CL50 del orden de 7,40 ± 0,01 mg/L de NH_3, valor por encima de la máxima concentración evaluada en el experimento. Lo anterior evidenció también que los peces presentaron buena resistencia a la toxicidad del amoníaco, pues Abdalla y McNabb (1998) reportaron valores de CL50 de 2,65 mg NH_3/L en ensayos de toxicidad aguda de 96 horas en

juveniles de tilapia nilótica con peso medio de 45 g. De la misma manera, El-Sherif y El-Feky (2008), calcularon un CL50 de 7,1 mg NH_3/L, a partir de ensayos de toxicidad aguda de 48 horas en juveniles de tilapia nilótica con peso medio de 19 g. Los resultados obtenidos sugirieron que los juveniles de tilapia GIFT, con peso de 19,11 g, resisten concentraciones del NH_3 por encima de 5 mg/L.

10.6.3 Segundo y tercer ensayos de toxicidad aguda

En dichos experimentos se estudiaron los efectos de dos factores: concentración de NH_3 y densidad de siembra de las tilapias GIFT. Se evaluaron cuatro niveles para el factor concentración de amoníaco: 0,89, 1,58, 2,81 y 5,00 mg NH_3/L, así como tres niveles del factor densidad de siembra de los peces: 5, 10 y 20 tilapias por acuario, para un total de 12 tratamientos, además de un control sin adición de amoníaco, para cada densidad de siembra, con cuatro repeticiones por tratamiento. La variable respuesta estudiada fue la mortalidad de los peces en los tratamientos dispuestos en las unidades experimentales, conformadas por los acuarios de 20 L. Los pesos medios de los peces utilizados en el segundo y tercer experimentos fueron respectivamente de 6,54 ± 1,94 g y 0,47 ±0,21 g. Los dos experimentos se instalaron de acuerdo con un esquema de parcelas divididas totalmente al azar. Se realizó análisis de varianza de los resultados para determinar si hubo o no efecto significativo de los factores y sus respetivos niveles en la mortalidad de los peces, y se aplicaron las respectivas pruebas para identificar las diferencias entre los tratamientos, para ello se utilizó el software R.

Durante el segundo experimento murieron 16 peces, lo que representó únicamente el 2,86% de los animales utilizados. La distribución de la mortalidad a lo largo del tiempo fue: 13 peces murieron en el primer día, 2 peces murieron en el tercer día, y un pez murió en el cuarto día. La mayor mortalidad del ensayo se registró en los sistemas con concentración inicial de 5,00 mg/L de NH_3, donde más de la mitad correspondió al tratamiento con densidad de 10 peces por acuario. De la misma manera, 25% de la mortalidad total se presentó en los sistemas con concentración 2,81 mgNH_3/L,

principalmente en los tratamientos con 5 peces por unidad de cultivo. No se registró mortalidades en los sistemas con concentración inicial de 1,58 mgNH_3/L ni en el control, y únicamente murió un pez en el tratamiento con concentración de 0,89 mgNH_3/L y densidad de 20 peces/acuario.

Según los resultados de la ANOVA, la interacción de los factores concentración da amoníaco x densidad de siembra no fue significativa ($P > 0,05$). A partir del análisis simple del factor densidad de siembra, de acuerdo con la prueba F, las mortalidades para cada nivel fueron estadísticamente iguales ($P > 0,05$); al analizar el efecto simple del factor concentración de amoníaco, de acuerdo con la prueba F las mortalidades registradas para cada uno de los niveles fueron estadísticamente iguales ($P > 0,05$), donde los valores medios de mortalidades calculadas para las concentraciones de 0,0, 0,89, 1,58, 2,81 y 5,0 mg NH_3/L fueron respectivamente de 0, 0,083, 0, 0,333 y 0,917 peces. Ya que las mortalidades registradas durante el ensayo fueron bajas (mortalidad total: 2,86% de los peces, mortalidad en los tratamientos para la concentración de 5 mg/L: 1,96% del total de peces), no fue posible determinar el valor de CL50 para el tamaño de los peces utilizados en el experimento. Redner y Stickney (1979), a partir de experimentos en juveniles de tilapia azul con 7 a 9 cm de longitud, reportaron un CL50 de 2,35 mg NH_3/L para 72 horas de exposición. Con base en ensayos de 96 horas, realizados con juveniles de tilapia nilótica con peso medio de 11 g, Abdalla y McNabb (1998) calcularon valores de CL50 de 2,25 y 2,51mg NH_3/L para temperaturas de 23 y 33°C respectivamente. Benli y Köksal (2005), a partir de ensayos con alevinos de *O. niloticus* con peso medio de 10,1 g reportaron un CL50 de 7,40 mg NH_3/L para exposiciones de 48 horas. Evans et al. (2006) reportaron CL50 de 0,98 mg NH_3/L para 96 horas de exposición en juveniles de *O. niloticus* con peso medio de 12,6 g. Los valores de las mortalidades registradas en el experimento, al ser comparadas con las concentraciones para CL50 disponibles en la literatura, sugirieron que, para el tamaño de peces evaluado, la tilapia GIFT es una variedad que posee mayor resistencia que otros linajes a los efectos tóxicos del amoníaco.

Durante el tercer ensayo murieron 148 peces; la distribución de la mortalidad a lo largo del tiempo fue así: 63 peces (42,6%) murieron en el primer día, 35 peces (23,6%) en el segundo día, 33 peces (22,3%) en el tercer día, y 17 peces (11,5%) murió en el cuarto día. La mortalidad total del ensayo representó 26,43% de los peces utilizados en el experimento, 4,11% correspondió a los tratamientos sometidos a la concentración de 0,89 mg NH_3/L, 3,57% correspondió a los tratamientos de las concentraciones 1,58 y 2,81 mg/L, y 15,18% a los tratamientos para concentración de 5,0 mg/L. Al analizar la mortalidad en relación a la densidad de siembra se observó que 61,5, 23,0 y 15,5% de los peces murieron respectivamente en los tratamientos con 20, 10 y 5 peces/acuario, evidenciando así que cuanto mayor la densidad de siembra, mayor fue la mortalidad.

A partir de los valores de la prueba F de la ANOVA, se observó que los factores concentración del amoníaco y densidad de siembra ejercieron efectos muy significativos en la mortalidad de los peces ($P \approx 0$), y que hubo mucha interacción significativa entre ellos ($P < 0,001$). Al desdoblar la interacción de los factores se analizó el efecto del amoníaco dentro de los tres niveles de la densidad de siembra de los peces y se observó efectos significativos en la mortalidad de los peces para las tres densidades de siembra evaluadas ($P < 0,05$). Adicionalmente se pudo determinar que las densidades de siembra produjeron efectos significativos en la mortalidad de los peces para todas las concentraciones de NH_3 evaluadas ($P < 0,05$), con excepción del control. Las altas mortalidades registradas, principalmente para la concentración de 5 mg/L, permitieron estimar los valores del CL50 por medio del uso del software EPA Probit Analysis Program Versão 1.5 (EPA, 2013), donde el valor reportado fue de 4,806 mg NH_3/L.

Daud et al. (1988), con base en experimentos con alevinos de tilapia roja con 2,13 cm de longitud, reportaron un CL50 de 2,88 mg NH_3/L para 96 horas de exposición; con base en ensayos de 96 horas, realizados con alevinos de *O. niloticus* con peso promedio de 3 g, Abdalla y McNabb (1998) calcularon un CL50 de 1,36 mg NH_3/L para temperaturas de 28°C. Benli y Köksal (2005), a partir de ensayos con larvas de *O. niloticus* con 0,06 g, reportaron un CL50 de 1,01 mg NH_3/L para exposición de 48 horas. Bravo-Yumi

(2007) reportó un CL50 de 1,83 mg NH_3/L para 96 horas de exposición en alevinos de *O. niloticus* con peso promedio de 0,05 g. Las mortalidades registradas en el presente experimento, al ser comparadas con las concentraciones para CL50 disponibles en la literatura, sugirieron que, para el tamaño de peces evaluado, la tilapia GIFT es una variedad que posee mayor resistencia que otros linajes a los efectos tóxicos del amoníaco, pues el CL50 calculado, de 4,81 mg NH_3/L superó los valores obtenidos por los investigadores para otras variedades, inclusive para peces con tamaños mayores a los de los utilizados en la investigación del autor de este texto. A continuación, en la Tabla 10.4 se puede observar la representación gráfica de las informaciones de CL50 reportadas en la literatura.

A partir de los resultados obtenidos en los tres ensayos, fue posible concluir que cuanto menor el tamaño de la tilapia GIFT, mayor fue la susceptibilidad a las concentraciones de NH_3. La concentración segura del amoníaco, que pueda garantizar condiciones favorables para el cultivo de post larvas de tilapia, calculada adoptando el criterio del valor límite, correspondiente al 10% de la CL50 obtenida en ensayos de 96 horas, como ha sido recomendado por Ruffier et al. (1981) y EPA (2013), para la CL50 obtenida de 4,81 mg/L, es de hasta 0,48 mg/L de NH_3.

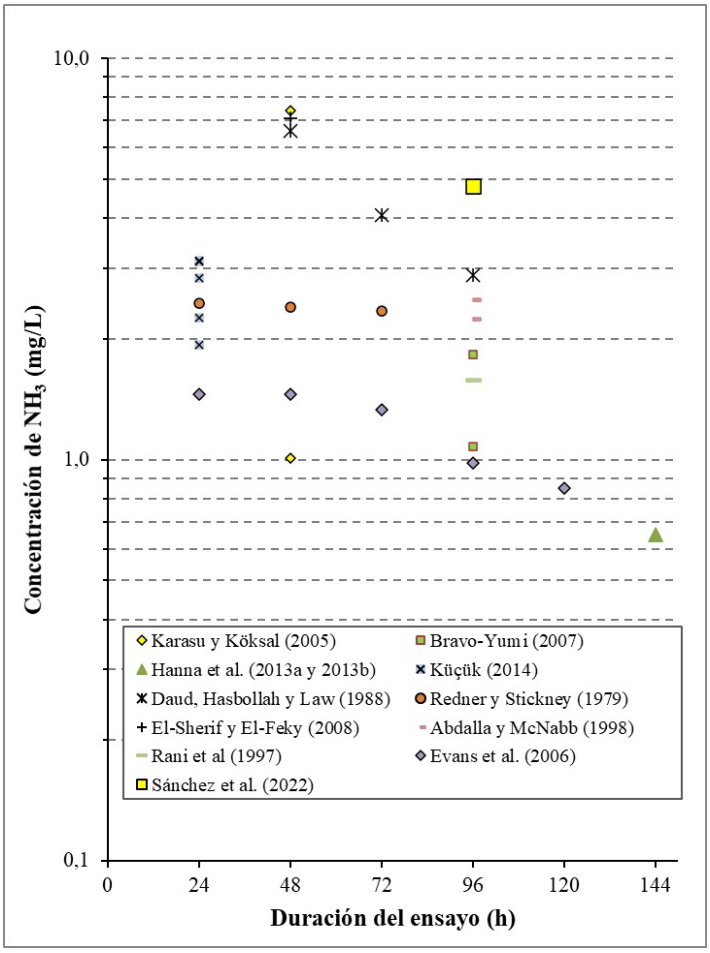


Figura 10.4 Valores de CL50 para toxicidad agua del amoníaco sobre tilapia para diversos periodos de tiempo

10.7 INVESTIGACIONES RELATIVAS A ENSAYOS DE TOXICIDAD CRÓNICA DEL AMONÍACO PARA TILAPIA

En la Tabla 10.2 se presenta de manera resumida informaciones de los estudios más relevantes de ensayos de toxicidad crónica del amoníaco realizados con tilapia. En ella hay se describe la especie de tilapia estudiada; del peso medio o tamaño de los peces utilizados en los ensayos; la duración de los experimentos y la frecuencia de la evaluación de los efectos del NH_3; las concentraciones evaluadas y los valores de letalidad y/o crecimiento de los peces, así como las respectivas referencias.

Tabla 10.2 Revisión de la literatura con datos de toxicidad crónica del amoníaco para tilapia

Especie estudiada	Tamaño y/o peso medio de los peces	Tiempo evaluado, frecuencia del monitoreo	Letalidad, crecimiento	Referencia
Oreochromis aureus	Alevinos de 7 a 9 cm	Adaptación durante 35 días concentraciones entre 0,43 y 0,53 mg NH_3/L. Después de la adaptación ensayo de 48 h para concentraciones de hasta 3,4 mg/L	Cero mortalidades en la adaptación Cero mortalidades para concentraciones entre 2,35 y 3,40 mg/L	Redner y Stickney (1979)
Oreochromis niloticus. Dureza y alcalinidad > 300 mg $CaCO_3$/L, pH entre 7,6 y 8,5.	Peces con pesos de 3 y 45 g. Temperatura del ensayo: 28°C	35 días, Efecto crónico para: 0,02 a 1,31 mg/L de NH_3	No hubo reducción en el crecimiento para 0,06 mg/L. Reducción de 50 y 100% para 0,73 y 1,46 mg/L NH_3-N,	Abdalla y McNabb (1998)
Oreochromis mossambicus	Juveniles con pesos medios entre 2900 y 3200 g	28 días Concentraciones evaluadas: 0,18, 0,26, 0,35 mg/L de NH_3	Reducción en la tasa de crecimiento frente al control de: 69,8, 49,8 y 29,8% para 0,18, 0,26 y 0,35 mg/L de NH_3	Rani et al. (1998)
Blue tilapia	Tres períodos de crecimiento, con pesos iniciales entre 14 y 64 gramos	Concentraciones evaluadas: 0, 1, 2,5 y 5 mg/L de NAT. Periodos de crecimiento y pH estudiados: - 29 d, con pH constante = 8,0 - 22 a 43 d, con variaciones diarias del pH entre 7,75 y 9,0 - 47 a 53 d, con pH entre 7,5 y 9,5	No hubo efecto en el crecimiento ni en la conversión alimenticia para 0,91 mg/L Las sobrevivencias fueron (en %): 93,8; 82,5; 96,3; 96,7 96,7; 100; 100; 100 100; 100; 100; 100	Hargreaves y Kucuk (2001)
Oreochromis niloticus	Peso medio inicial para control y para los tratamientos: 21,2; 21,5; 24,3; 26,2 y 26,1 g	2 meses y medio. 0,2 (Control), 2,9; 5,3; 7,5 y 10 mg NAT/L	Peso medio final: 36,2; 35,5; 30,1; 30,4 y 29 g. Ganancia de peso promedio: 15; 14; 5,8; 4,2 y 2,9 g	El-Shafai et al. (2004)

Tabla 10.2 Revisión de la literatura con datos de toxicidad crónica del amoníaco para tilapia (continuación)

Especie estudiada	Tamaño y/o peso medio de los peces	Tiempo evaluado, frecuencia del monitoreo	Letalidad, crecimiento	Referencia
Oreochromis niloticus	200 juveniles con peso medio de 65,93 ± 4,13 g	6 semanas. Control (C = 0), 1, 2, 5, 10 mg NH_3/L, Análisis histológicos para muestras de branquias (b), hígado (h), riñones (r)	- Cambios no observados para (C) y 1 mg/L. - Cambios en b e h para < 20% para 2 mg/L. - Cambios en b, h, r para 20 a 60% para 5 mg/L - Cambios en b e h para > 60% y en r para 20 a 60% para 10 mg/L	Benli et al. (2008)
Oreochromis niloticus	Alevinos con peso medio de 19,0 ± 1,0 g	75 días; revisión de mortalidades cada 6 horas Efecto crónico para: 0; 0,01; 0,05; 0,10 y 0,15 mg NH_3/L	Crecimiento óptimo para 0,01 a 0,004 mg/L	El-Sherif y El-Feky (2008)
Oreochromis niloticus	Peso medio inicial 5 g	84 días. Primer experimento: 0 1000, 2000 y 4000 µM de NAT 56 días. Segundo experimento: 0, 75, 150, 300, 600, 1200 y 2400 µM de NAT	La menor ganancia de peso se registró para 4000 µM de NAT No hubo diferencias significativas en la ganancia de peso de los peces	Morrow (2009)
Oreochromis niloticus	Peso medio inicial de 46,75 ± 4,5 g	60 días. Se evaluaron 4 concentraciones de NH_3: control (0,0), 0,1; 0,2; 0,4 y 0,6 mg/L	Mortalidades de 0, 0; 6,7; 23,7 y 43,3% para control y tratamientos. Pesos medios finales: 91 ± 10,4; 68,6 ± 7,5; 55 ± 5; 47 ± 4 y 42 ± 2,5 g	El-Shebly y Gad (2011)

Tabla 10.2 Revisión de la literatura con datos de toxicidad crónica del amoníaco para tilapia (continuación)

Especie estudiada	Tamaño y/o peso medio de los peces	Tiempo evaluado, frecuencia del monitoreo	Letalidad, crecimiento	Referencia
Oreochromis niloticus	Alevinos con peso medio inicial de 0,31 g	12 semanas, monitoreo dos veces/día Adición semanal de 0,00; 0,25 y 0,50 g de NH_4Cl, mantenimiento de 3 condiciones de pH: 6,2 ± 0,5; 7,2 ± 0,8 y 8,8 ± 0,3. En los dos últimos se midieron valores de 0,12 y 0,15 mg NH_3/L	0 mortalidad en medio neutro para los 3 tratamientos de NH_4Cl y en el medio ácido para 0 y 0,25 g/tanque; y abajo del 20% en los demás tratamientos. La menor ganancia de peso se registró en el medio alcalino	Silva et al. (2013)
Oreochromis niloticus	Juveniles con peso medio de 1,61 ± 0,06 g	8 semanas. En el experimento se mantuvo el pH en los valores: 4,12 ± 0,84; 5,13 ± 0,74; 6,14 ± 0,64 y 8,06 ± 0,48, controlado por adición de HCl Concentraciones del NH_3 abajo de 0,01 mg/L en tanques con pH 4, 5 y 6. En tanques con pH de 8 los niveles llegaron a 0,12 mg/L	Sobrevivencias finales: 97,5, 96,0, 96,5 y 96,5%	Rebouças et al. (2015)

Como se observa en la Tabla 10.2, en términos generales, en la mayor parte de los estudios de toxicidad crónica se evaluaron los efectos en juveniles de la especie. Únicamente Silva et al. (2013) trabajaron con peso medio menor a 1 g; Abdalla y McNabb (1998), Morrow (2009) y Rebouças et al. (2015) utilizaron tilapias com pesos entre 1 y 5 g; Redner y Stickney (1979), Hargreaves y Kucuk (2001), El-Shafai et al. (2004), Benli et al. (2008), El-Sherif y El-Feky (2008), Morrow (2009), El-Shebly y Gad (2011) y Silva et al. (2013) trabajaron con peces cuyos pesos variaron entre 6 y 65 g.

De las investigaciones anteriormente citadas, únicamente Rani et al. (1998) evaluaron los efectos en tilapias con pesos por encima de 100 g. Probablemente la tendencia para realizar investigaciones con peces grandes sea debido a que en las fases de crecimiento más avanzadas existe una mayor resistencia a la toxicidad, el efecto que pasa a asumir mayor importancia es la ganancia de peso, que va a determinar el lucro del proyecto piscícola.

Un aspecto que llama la atención es que en la literatura disponible no existían reportes de valores de toxicidad para la tilapia *Oreochromis niloticus* del linaje *genetically improved farmed tilapia* (GIFT). Según Marengoni y Wild (2014), la tilapia GIFT fue desarrollada inicialmente por el International Center for Living Aquatic Resources Management (ICLARM), el mejoramiento genético se realizó como resultado del cruce y selección por 10 generaciones, entre 1988 y 1997. De acuerdo con Massago et al. (2010), la tilapia GIFT fue el resultado del cruce de ocho linajes, de las cuales cuatro correspondieron a linajes africanos salvajes y cuatro a linajes domesticados en Asia. Los linajes africanos provenían de Ghana, Egipto, Kenia y Senegal, y los linajes asiáticos provenían de Israel, de Filipinas, así como linajes introducidos de Singapur, Taiwán (ambos probablemente derivados de la introducción de Israel) y Tailandia (probablemente de origen egipcio).

En virtud de la ausencia de informaciones relativas a la toxicidad crónica se observó la importancia de realizar estudios por medio de la evaluación de la exposición a largo plazo de alevinos y juveniles de tilapia GIFT ante diferentes concentraciones de amoníaco. En el LabNut del Departamento de Zootecnia de la UFV se realizaron tres experimentos simultáneos para estudiar la toxicidad crónica de NH_3 en alevinos de tilapia GIFT sexualmente revertidos a partir de la evaluación de tres niveles del factor concentración de NH_3 y tres niveles del factor densidad de siembra de peces. Para el montaje del experimento se dispusieron 27 tanques rectangulares con ancho de 0,55 m; largo de 0,79 m; profundidad de 0,40 m y volumen útil de 150 L; los tanques se distribuyeron en tres grupos independientes, conformados por 9 unidades de cultivo, así como por un tanque adicional que funcionó como sedimentador y como unidad

para monitoreo de la temperatura, mediante termómetro digital y calentamiento del agua, por medio de resistencias de 220 V. Los sistemas de recirculación carecieron de biofiltro para mantener las concentraciones del amoníaco, el agua fue recirculada desde el tanque sedimentador mediante una bomba centrífuga.

En los experimentos para evaluación de los efectos por la toxicidad crónica del amoníaco de ajustó el pH inicial del agua para un valor de 7,5 mediante la adición de soluciones de NaOH 0,1N o HCl 0,1N. El control de las concentraciones de NH_3 se realizó por medio de la adición de solución de cloruro de amonio, o por la dilución de la concentración del NH_3, cuando el líquido de las unidades de cultivo presentaba niveles por encima de los valores definidos para el experimento.

Las tilapias GIFT utilizadas en los experimentos fueron cultivadas en la Hacienda Experimental de la EPAMIG, localizada en el municipio de Leopoldina, Minas Gerais; después de la cuarentena, los peces fueron transferidos para el laboratorio de peces ornamentales. El peso inicial medio de los peces fue de $2,60 \pm 0,15$ g y fueron mantenidos en los sistemas de recirculación por 12 semanas, que es el tiempo recomendado por Kubitza (2000a) para alcanzar un peso de 90 g en tanques con baja renovación de agua. Los peces fueron alimentados *ad libitum* tres veces al día con concentrado comercial con 40% de proteína bruta. Se realizó monitoreo periódico (en los días 25, 57 y 69 de los experimentos) de la variable zootécnica ganancia de peso en la totalidad de los animales de cada unidad de cultivo.

En los tanques con volumen útil individual de 150 L, se evaluaron las densidades de 5, 10 y 20 peces por tanque (33, 66 y 132 peces/m^3) y tres niveles para el factor concentración de HN_3: 0,50, 0,89 y 1,58 mg NH_3/L con tres repeticiones para cada tratamiento; tales valores se seleccionaron a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de toxicidad aguda, considerando los niveles de concentración que registraron menores mortalidades. La variable respuesta estudiada fue la ganancia de peso de los peces en los diferentes tratamientos dispuestos en las unidades experimentales. Se

realizó un análisis conjunto a la ganancia de peso de los peces de los tres experimentos y se verificó la significancia de los factores concentración de NH_3, densidad de siembra y tiempo de cultivo, se realizó la comparación de medias de los tratamientos por medio de la prueba de Tukey utilizando el software R.

A partir de las biometrías realizadas en muestras de los peces después de 28 y 56 días, así como la biometría realizada sobre la totalidad de los peces después de 69 días de los experimentos se observó menor consumo de alimento en los tratamientos con peces sometidos a las mayores concentraciones de NH_3, y, en consecuencia, menor ganancia de peso. A partir del día 30 y, hasta el día 46 de los experimentos, se registraron mortalidades en los peces de los tratamientos con 1,58 mg NH_3/L, cuyos valores acumulados llegaron al 89,5%. Los resultados de la ANOVA, no hubo interacción entre los niveles de los factores concentración de amoníaco, densidad de siembra y tiempo, tampoco hubo interacción significativa entre los factores densidad de siembra y concentración de NH_3 estudiados en los experimentos; sin embargo, sí hubo interacción significativa entre las concentraciones de amoníaco y tiempo de cultivo. La información por extenso de los análisis y discusiones realizadas en este estudio se pueden consultar en Sánchez-Ortiz et al. (2023).

Al comparar la ganancia de peso promedio dentro de cada concentración de NH_3 a lo largo del tiempo, se observó que hubo diferencias significativas en las concentraciones 0,50 y 0,89 mg/L para as tres biometrías mientras no hubo variaciones significativas en la ganancia de peso registrada para las tilapias cultivadas en 1,58 mg NH_3/L después de 25, 56 y 69 días ($P > 0,05$). A partir de los pesos medios registrados durante el experimento se hizo análisis de regresión para determinar el tipo de ecuación que describió mejor el crecimiento de los peces en cada tratamiento a lo largo del tempo. Las ganancias de peso calculadas para los peces cultivados en las concentraciones de 0,50 y 0,89 mg/L de amoníaco representaron del orden de 59 a 70% de los valores obtenidos por Santos et al. (2013) en el cultivo de tilapia GIFT. De la misma manera, representaron entre 70 a 83% de la ganancia de peso esperable para buenas condiciones de cultivo, así como

entre 47 y 56% de lo esperado para condiciones de cultivo óptimas, de acuerdo con los valores sugeridos para tilapia por Kubitza (2000a).

10.8 INVESTIGACIONES RELATIVAS A TOXICIDAD CRÓNICA DEL AMONÍACO DE EFLUENTES TRATADOS PARA TILAPIA

En los sistemas productivos piscícolas, para no comprometer de manera significativa la sobrevivencia y la ganancia de peso de los peces es de fundamental importancia evitar los efectos tóxicos del amoníaco. Esa consideración es ampliamente aplicada en sistemas de cultivo intensivo y super intensivo, caracterizados por el alto nivel de control de las variables ambientales. Dicho control también asume gran importancia en el cultivo de peces en efluentes tratados, ya que además de la gran variabilidad estacional de parámetros tales como la temperatura, se presentan drásticos cambios en variables como el pH y el oxígeno disuelto en cortos períodos de tiempo, inferiores a 24 horas, lo que lleva a que los efectos del amoníaco puedan también cambiar de manera intensa al predominar la forma no ionizada del amoníaco presente en el líquido.

Hay pocas referencias, en la literatura de cultivo de tilapia en monocultivo o policultivo en efluentes tratados o en sistemas para tratamiento de aguas residuales, que relaten de manera explícita la mortalidad de los peces como resultado de la toxicidad del amoníaco. A continuación, en la Tabla 10.3 se presentan algunos ejemplos de los casos relatados para diferentes tipos de mecanismos de cultivo de tilapia en aguas residuales tratadas.

Tabla 10.3 Altas mortalidades de peces asociadas a la toxicidad del amoníaco en el cultivo de tilapia (mono o policultivo), en unidades para tratamiento de aguas residuales o recibiendo efluentes tratados

Sistema de cultivo, mecanismo de aplicación del agua residual	Sistema de tratamiento, lugar de la investigación	Concentraciones de nitrógeno amoniacal	pH	Especies cultivadas - densidades de siembra evaluadas	Mortalidad	Referencia
Estanques con área y volúmenes individuales de 100 m^2 y 60 m^3. Aplicación discontinua: Recambio semanal de 10 m^3 (16,67%) del volumen de los tanques con efluente tratado	PTAR con tres lagunas de estabilización en serie en Montpellier, Francia	Niveles subletales por encima de 0,1 mg/L de NH_3 y niveles letales por encima de 0,5 mg/L de NH_3	Valores de hasta 9 y 10 unidades al final de la tarde	Carpa cabezona (*Aristichthys nobilis*), carpa común (*Cyprinus carpio*), carpa herbívora (*Crenopharyngodon idella*), carpa plateada (*Hypophihoimichthys molitrix*), y Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*)	Altas mortalidades, principalmente de carpa común, por la toxicidad del amoníaco, así como por la caída en el oxígeno disuelto después del colapso de un *bloom* de algas	Bailly (1978) y Bailly (1979) apud Edwards (1985)
Tanques de oxidación circulares para tratamiento de aguas residuales con volumen y área individuales de 10 m^3 y 10 m^2. Aplicación discontinua: disposición intermitente de efluente decantado	PTAR de Bloemfontein, Sudáfrica, se utilizó efluente de um sedimentador primario	Entre 0,9 y 4,5 mg/L de NH_3 registrados en un estudio de 48 horas	Durante las 48 horas se registró: pH entre 8,6 y 9,2, temperatura entre 18 y 27°C y oxígeno disuelto entre 9 y 22 mg/L	*Clarias gariepinus* en 3 tanques, y *Oreochromis mossambicus*; *Hypophthamichthys molitrix*, *Cyprinus carpio* y *Labeo umbratus* en un tanque.	En verano se registraron bajos niveles de oxígeno disuelto con valores abajo de 1,0 mg/L. Altos niveles de amoníaco (debido a pH altos) produjeron mortalidades masivas.	Wrigley (1988)
Tanque de acero con dimensiones: L = 1 m, B = 0,5 m, h = 0,4 m recibiendo efluente tratado en flujo continuo	3 tanques en escala experimental funcionando en serie como lagunas facultativas y laguna de maduración en El Cairo, Egipto	NAT afluente al tanque de piscicultura entre 0 y 7,3 mg/L con promedio de 2,7 mg/L equivalente a 0,41 mg/L de NH_3	En la laguna de maduración varió entre 7,2 y 10,1	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) y carpa plateada (*Hypopthalmichthys molltrix*)	Mortalidad de 100% de las carpas, pero las tilapias sobrevivieron y presentaron buena ganancia de peso en 92 días del experimento	El-Gohary et al. (1995)

Tabla 10.3 Altas mortalidades de peces asociadas a la toxicidad del amoníaco en el cultivo de tilapia (mono o policultivo), en unidades para tratamiento de aguas residuales o recibiendo efluentes tratados (continuación)

Sistema de cultivo, mecanismo de aplicación del agua residual	Sistema de tratamiento, lugar de la investigación	Concentraciones de nitrógeno amoniacal	pH	Especies cultivadas - densidades de siembra evaluadas	Mortalidad	Referencia
Tanques con área individual de 240 m^2. Aplicación discontinua: 2 tanques recibían efluente primario y otros 2 recibían efluente secundario	PTAR con rejillas, desarenador, pre aireación, sedimentación primaria – lagunas aireadas, lodos activados, zanjas de oxidación en El Cairo, Egipto	Concentraciones medias de 30,3 y 28,3 mg/L de NAT en los efluentes primario y final	En los tanques varió entre 7,3 y 9,8	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) y carpa común (*Cyprinus carpio*)	Mortalidades de las tilapias de 39 y 19% en los tanques que recibieron efluente primario y efluente secundario. En las carpas, mortalidades de 100 y 80% después de 22 días debido a la toxicidad del amoníaco	Khalil y Hussein (1997)
Tanque en escala piloto. Flujo continuo con disposición de efluente secundario	PTAR con tres sistemas de lagunas anaerobias y facultativas en paralelo en Lins-São Paulo, Brasil	Nitrógeno amoniacal entre 15 y 30 mg/L, valor promedio de 19,2 mg/L de NAT	pH entre 7,0 y 9,5, valor promedio de 8 unidades	Tilapia	Elevada mortalidad resultado de los altos niveles de amoníaco, de la elevada carga orgánica y de las variaciones considerables de pH	Bastos et al (2003)
Tanque de cultivo con área y volumen individuales de 16,22 m^2 y 13,8 m^3. Flujo continuo con disposición de efluente terciario	PTAR con reactor UASB + biofiltro aireado sumergido + 2 lagunas de pulimento en Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Concentración media de NAT afluente en el tanque 25,6 ± 4,9 mg/L	pH afluente y efluente 7,8 ± 0,6 8,2 ± 0,8	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*)	Altas mortalidades debido a la toxicidad del amoníaco, sobrevivencia final de 29% de los peces	Ruas y Dornelas (2006)

Las referencias analizadas sugieren que la tilapia posee una resistencia mayor, al ser comparada con especies como la carpa, frente a los efectos tóxicos del amoníaco asociados a los drásticos cambios ambientales y de calidad del agua, propios de los ambientes de cultivo en tanques que reciben efluentes tratados, o en las unidades de tratamiento de aguas residuales domésticas.

Para no comprometer, en ambientes acuáticos basados en el uso de efluentes tratados, ni la sobrevivencia de los peces, ni la ganancia de peso hasta niveles que puedan volver inviable el cultivo da tilapia, es necesario determinar criterios relativos a la máxima tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal total en tanques de piscicultura. Dicho tipo de criterio, así como el de la máxima concentración de NH_3 en las unidades de cultivo, asociados a los ya existentes en la literatura, relativos a las máximas cargas de materia orgánica y de nitrógeno total a aplicar en los tanques para piscicultura extensiva en efluentes, contribuirá al aumento de la productividad de ese tipo de actividad acuícola.

Inclusive dentro de las pocas referencias existentes en la literatura sobre cultivo de tilapia en efluentes tratados no se contaba con datos relativos al comportamiento de alevinos y juveniles de tilapia GIFT criados en aguas residuales tratadas y menos aún con tomando como referencia el criterio de la carga de nitrógeno amoniacal aplicada a las unidades de cultivo en aras de evaluar la toxicidad del amoníaco sobre los individuos. Con base en lo anterior, el autor del presente texto realizó investigaciones que permitieran determinar como criterio de operación la máxima carga de nitrógeno amoniacal total que se podría aplicar por unidad de área, asociada también a la más adecuada densidad de biomasa para el desarrollo de piscicultura extensiva con tilapia GIFT en efluentes tratados. A continuación, se describen algunos aspectos de tales estudios y sus resultados más relevantes.

10.8.1 Experimentos de cultivo de tilapia GIFT en efluentes tratados

Se realizaron, a escala piloto y a nivel de campo, tres experimentos para cultivo de tilapia GIFT en tanques que recibieron en condición operacional de flujo continuo el efluente de

laguna de alta tasa, utilizada para el tratamiento de aguas residuales domésticas efluentes de reactores anaerobios. Se evaluó, para las fases de alevinos y juveniles, los efectos en los parámetros zootécnicos la combinación de diferentes tasas de aplicación superficial (TAS) de nitrógeno amoniacal total y de diferentes densidades de siembra (DS).

En los dos primeros experimentos se avaluaron 6 tratamientos, determinados por las TAS1, TAS2 y TAS3: 0,6, 1,2 y 2,4 kg NAT/ha.d, y por las DS1 y DS2: 6 y 12 peces/m^2; en el tercer experimento se evaluaron 9 tratamientos, determinados por las TAS1, TAS2 y TAS3, y por las DS13, DS23 y DES3: 3, 6 y 12 peces/m^2. La duración del primer, segundo y tercer experimentos fueron de 84, 84 y 180 d, y los respectivos pesos medios iniciales de las tilapias utilizadas fueron de 2,6, 58,2 y 7,55 g.

Las investigaciones se desarrollaron en el municipio de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil dentro del campus de la UFV. Las lagunas de alta tasa estuvieron localizadas en el Laboratorio de Ingeniería Sanitaria y Ambiental –LESA- de dicha universidad. Bajo las condiciones meteorológicas naturales de Viçosa, en tanques de 300 L se realizaron los experimentos para evaluar los efectos de diferentes tasas de aplicación superficial del amoníaco presente en efluente de laguna de alta tasa, utilizado en el cultivo de alevinos y juveniles de tilapia GIFT para diferentes densidades de siembra, teniendo como única fuente de alimento para los peces el plancton del líquido tratado. Los niveles de recambio del líquido efluente de la laguna de alta tasa permitieron controlar las TAS del nitrógeno amoniacal total en las unidades de cultivo. En los tres experimentos se utilizó aguas residuales domésticas de barrios del perímetro urbano de Viçosa, cuyas PTAR son operadas por el Servicio Autónomo de Agua y Aguas Residuales (SAAE de Viçosa) a saber: La PTAR del barrio Coelhas está conformada por unidades prefabricadas que incluyen una cámara con rejillas gruesas, una cámara con rejillas finas, un desarenador, un tanque séptico y un filtro anaerobio; La PTAR del barrio Romão dos Reis tiene en su tren de tratamiento una canasta para remoción de los sólidos de mayor tamaño, seguida de un desarenador con dos cámaras operadas en paralelo, un tanque séptico y un filtro anaerobio, todas las unidades fueron construidas in loco.

Cada quince días, se colectó y transportó para el LESA de la UFV 3000 L del efluente de tanque séptico. En los dos primeros experimentos se utilizó efluente del tanque séptico de la PTAR del barrio Coelhas; en el tercer experimento se usó efluente del tanque séptico de la PTAR del barrio Romão dos Reis. Ya en el LESA el efluente se almacenaba en tanques reservorios y se distribuía para su postratamiento hacia lagunas de alta tasa construidas en fibra de vidrio con las siguientes dimensiones: largo 2,86 m; ancho 1,28 m; profundidad total 0,5 m; profundidad útil 0,3 m; área superficial de 3,3 m^2, volumen útil de 1 m^3. Las lagunas fueron operadas con un TRH que varió entre 4 y 8 días, en ellas se agitó el líquido con 6 palas de acero inoxidable impulsadas por un motor eléctrico de 1 CV que garantizó una velocidad del líquido entre 0,10 y 0,15 m/s.

Para el arranque de las lagunas, en el primer día, la unidad se llenaba hasta una altura de 15 cm de columna de líquido (Figura 10.5a) y se encendía el sistema de agitación, después de 24 horas se completaba el volumen equivalente a 1 m^3 (Figura 10.5b) y se continuaba la operación sin adición ni remoción del agua residual por un período de 7 días al final de los cuales se pudo apreciar alta presencia de fitoplancton que le otorgaba un intenso color verde al líquido (Figura 10.5c).

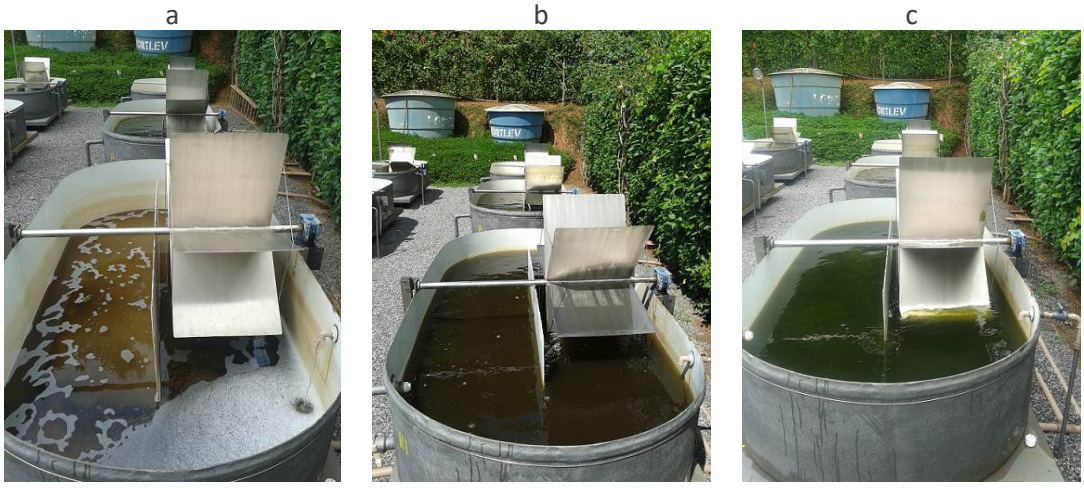


Figura 10.5. Secuencia del arranque de una laguna de alta tasa. Llenado parcial inicial (a), laguna llena con agua residual después de 3 días del arranque (b), líquido en la laguna después de 7 días del arranque

Detalles adicionales del monitoreo del arranque de lagunas de alta tasa y de su desempeño en términos de la remoción de nitrógeno, fósforo, materia orgánica, inactivación de *E. coli* y el desarrollo de la comunidad fitoplanctónica durante dicho periodo se pueden encontrar en Sánchez et al. (2024).

En los tanques de cultivo se controlaron las tasas de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal total (TAS), con base en las concentraciones del amoníaco registradas en el efluente de las lagunas, las cuales determinaron los caudales del líquido afluente para mantener tres diferentes niveles de TAS. Los valores de TAS evaluados fueron: como valor mínimo, 0,60 kg de NAT/ha/d, que es un valor cercano al relatado en las investigaciones realizadas por Bastos et al. (2003) y Edwards et al. (1981); así mismo, se evaluaron los efectos de valores dos y cuatro veces mayores, esto es 1,20 y 2,40 kg NAT/ha/d.

Para determinar las densidades de siembra dispuestas en las unidades de cultivo se consideraron las recomendaciones realizadas por Edwards et al. (1981) de cultivar un máximo de 10 peces/m^3, que para un peso comercial por pez de 300 g, representaría una biomasa de 3 kg/m^3; de la misma manera, se consideró lo recomendado por León y Moscoso (1996) en términos de una capacidad de carga permisible de 4410 kg/ha, que para el caso de profundidades de columna de agua de 1 m representaría una biomasa de 4,41 kg/m^3; finalmente, considerando que Kubitza (2000a) recomendó capacidades de soporte del orden de 1000 a 3700 kg/ha (3,7 kg/m^3) para cultivo de peces en tanques con fertilización orgánica y/o inorgánica. Considerando que las lagunas de alta tasa producen altas cantidades de biomasa fitoplanctonica se decidió trabajar con densidades de 10 y 20 peces/m^3.

Ya que el máximo volumen útil de los tanques era de 250 L, la biomasa máxima mantenida fue de 20 peces/m^3 x 0,30 kg x 0,25 m^3 = 1,50 kg de peces, para un peso comercial de 200 g, la cantidad máxima de peces mantenida en los tanques fue de 8 tilapias/tanque. Ya que el área superficial de cada tanque fue de 0,665 m^2, la máxima densidad de peces adoptada fue de 12 peces/m^2. Con base en dichas informaciones, en los dos primeros

ensayos se evaluaron como densidades de siembra de los peces de 4 y 8 tilapias por tanque, que correspondieron respectivamente a 6 y 12 peces/m^2, con tres repeticiones por tratamiento. Por otro lado, en el tercer ensayo, se evaluaron tres densidades de siembra (2, 4 y 8 alevinos por tanque, que correspondieron respectivamente a 3, 6 y 12 peces/m^2), con dos repeticiones por tratamiento.

Los pesos medios iniciales de las tilapias en el primer, el segundo y el tercer ensayo fueron respectivamente de 2,60; 58,24 y 7,50 g. En los dos primeros experimentos, los peces fueron mantenidos en el sistema por un tiempo de 12 semanas, mientras que el tercer ensayo tuvo una duración de 20 semanas. El primer ensayo se ejecutó principalmente en la época del otoño, el segundo en invierno, y el tercero en la primavera. Al final de cada experimento, para cada unidad de cultivo, se determinaron los parámetros zootécnicos de sobrevivencia y crecimiento de los peces, cuya única fuente de alimento fue el plancton presente en el efluente de las lagunas de alta tasa.

Para realizar los experimentos en la zona externa del LESA se instaló 18 tanques con capacidad máxima de 320 L y el volumen útil de 210 L, organizados en 3 grupos de 6 unidades, así como un sistema hidráulico compuesto por tubos funcionando a presión, dispuesto de tal manera que los tanques recibían en flujo continuo el efluente de LAT. Cada grupo de tanques recibió una TAS de nitrógeno amoniacal total, cuyo valor fue controlado por medio del caudal afluente, previa medición de la concentración del amoníaco a la salida de la laguna y considerando el área de la superficie del líquido en la unidad de cultivo de acuerdo con la Ecuación 10.7 que se presenta a continuación:

$$TAS_{NAT} = \frac{[\text{NAT}]*Q}{A} \qquad [10.7]$$

TAS_{NAT}: Tasa de aplicación superficial de nitrógeno amoniacal total aplicada (kg NAT/ha.d)

[NAT] : Concentración de nitrógeno amoniacal total en el efluente de la LAT (kg/m^3)

Q : Caudal afluente a la unidad de cultivo (m^3/d)

A : Área de la superficie de líquido en el tanque (ha)

Con base en la TAS del tanque, en el área superficial del agua en la unidad de cultivo y en la concentración del efluente de la laguna de alta tasa se calcularon los respectivos caudales a aplicar en los tanques. Por ejemplo, para una tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal de 1,2 kgNAT/ha.d, una concentración efluente de 15 mg/L = 0,015 kgNAT/m^3, y un diámetro de la superficie del líquido de 0,92 m, que representa un área de $6{,}65.10^{-5}$ ha, el caudal del líquido a disponer en el tanque es de $5{,}32.10^{-3}$ m^3/d = 5,32 L/d. El recambio parcial del líquido de los tanques se realizó mediante flujo continuo; el caudal era controlado dos veces al día por medio de válvulas con las que se regulaba el flujo afluente a cada tanque de cultivo.

En el primer y segundo ensayos se montaron respectivamente tres experimentos, cada uno constituido por una línea de seis tanques para evaluar uno de los niveles del factor TAS de nitrógeno amoniacal total, esto es: 0,60, 1,20 o 2,40 kg NAT/ha.d, donde cada línea representó un ambiente experimental con su propio caudal de aguas residuales tratadas. Cada experimento obedeció a un diseño completamente al azar con tres repeticiones para las densidades de siembra evaluadas de 6 y 12 peces/m^2 (4 y 8 peces/tanque). En el tercer ensayo se evaluaron los mismos tres niveles del fator TAS de nitrógeno amoniacal total de los dos primeros ensayos, así como tres niveles del factor densidad de siembra de los peces: 3, 6 y 12 peces/m^2 (2, 4 y 8 peces/tanque). Las variables respuesta estudiadas fueron: ganancia de peso y mortalidad de los peces en los diferentes tratamientos dispuestos en las unidades experimentales, conformadas por los tanques con volumen útil de 210 L.

10.8.2 Resultados primer ensayo, alevinos con peso inicial de 2,6 g y temporada cálida

En el primer ensayo se utilizaron alevinos de tilapia GIFT con peso medio inicial de 2,6 g, se ejecutó durante 3 meses con temperatura predominantemente caliente, distribuidos

en el fin del verano y las tres primeras semanas del otoño. El segundo ensayo, que también duró 3 meses, se ejecutó durante el otoño y la primera semana de invierno con cultivo de juveniles de tilapia GIFT con peso medio inicial de 58,2 g. Para cada ensayo se realizó un análisis conjunto a los datos de ganancia de peso y mortalidad de los peces de los tres experimentos, se verificó la significancia de los factores TAS de nitrógeno amoniacal total y densidad de siembra de los peces, y se realizó la comparación de promedios de los tratamientos por medio de la prueba de Tukey utilizando el software R. El tercer ensayo consistió en un experimento factorial, en el que se utilizaron alevinos de tilapia GIFT con peso medio inicial de 7,55 g; se ejecutó durante 5 meses con temperatura predominantemente caliente, distribuidos en el verano y la primavera. Se realizó un análisis de varianza de los resultados del ensayo para determinar si hubo efecto significativo de los factores evaluados y sus respetivos niveles en los parámetros zootécnicos de los peces; los análisis se realizaron por medio del software R.

Los monitoreos realizados a los parámetros de calidad del agua demostraron que la laguna de alta tasa logró muy buenos niveles de tratamiento del efluente de los tanques sépticos; así mismo, los tanques destinados para piscicultura extensiva contribuyeron de manera importante al mejoramiento de la calidad del efluente tratado en términos de la remoción de materia orgánica, nitrógeno, fósforo y en la inactivación de *E. coli*. Los resultados por extenso, tanto los relacionados con el desempeño de las unidades de cultivo en términos del mejoramiento de la calidad del agua como en términos del desempeño en términos productivos pueden consultarse en Sánchez-Ortiz et al. (2018).

A partir de la biometría realizada en el día 84 se pudo determinar que la máxima ganancia de peso por unidad de tiempo fue de 0,225 g/d, registrado en el tratamiento 3 (1,2 kg NAT/ha.d – 6 peces/m^2), y la menor ganancia de peso se presentó en el tratamiento 1 (0,6 kg NAT/ha.d – 6 peces/m^2), cuyo valor fue de 0,058 g/d. En términos generales, la ganancia de peso fue menor a la reportada por autores como Edwards et al. (1981), Mota et al. (2009a) y Monteiro et al. (2011). Los resultados de la ANOVA evidenciaron que no hubo interacción significativa entre los factores TAS y densidad de siembra; así mismo

indicaron que los efectos simples de dichos factores tampoco fueron significativos. Con base en la prueba de Tukey se concluyó que no hubo diferencias significativas en la ganancia de peso medio entre los dos niveles de densidad de siembra evaluados.

En los tratamientos con TAS de 2,4 kg NAT/ha.d, el crecimiento de los peces puede haber sido inhibido debido a las altas concentraciones da amoníaco. En ese sentido, El-Sherif y El-Feky (2008) observaron que la ganancia de peso en tilapias disminuye con el aumento de los niveles de NH_3. Por otro lado, la baja ganancia de peso registrada en los tratamientos con TAS de 0,6 kg NAT/ha.d puede haber estado asociado a la limitada disponibilidad de fitoplancton. En términos generales, los resultados sugieren el potencial de cultivo de alevinos de tilapia GIFT en tanques recibiendo moderadas tasas de aplicación superficial de nitrógeno amoniacal total.

Las mortalidades acumuladas en los tratamientos variaron entre 16,7 y 66,7%. Los episodios de mortalidades simultaneas de varios peces ocurrieron principalmente después de drásticas variaciones de temperatura en cortos períodos de tiempo, pues la amplitud térmica fue muy alta durante el tiempo de ejecución de los experimentos. Las diferencias observadas en términos de la ganancia de peso y sobrevivencia se pueden justificar por la jerarquía entre los peces, pues de acuerdo con Sloman y Wilson (2005), el "estrés social" asociado al estatus social conduce a diversas diferencias fisiológicas entre los peces dominantes y los subordinados; tales autores manifiestan que los peces subordinados presentan características como mayores tasas metabólicas y reducción en las tasas de crecimiento, así como menor resistencia a enfermedades.

10.8.3 Resultados segundo ensayo, juveniles con peso inicial de 58,2 g y temporada fría

Con base en los datos recolectados se determinó que la eficiencia de remoción acumulada de nitrógeno total Kjeldhal por parte de la laguna de alta tasa y los tanques de cultivo que recibieron las tasas de aplicación superficial 0,60, 1,20 o 2,40 kg NAT/ha.d fueron respectivamente de 90,7, 87,5 y 82,1%. Las remociones acumuladas de

nitrógeno amoniacal total fueron de 92,7, 91,9 y 83,6% respectivamente las líneas de tanques con dichas tasas de aplicación superficial. Por su parte, las remociones acumuladas de fósforo total fueron de 66,5, 57,3 y 40,2% respectivamente, mientras que las remociones acumuladas de DQO fueron de 88,3, 86,3 y 84,2%. A partir de los datos medios del conteo de *E. coli*, se determinó que las correspondientes eficiencias de remoción acumuladas fueron de 2,52, 2,40 y 2,22 unidades logarítmicas.

Durante el ensayo la temperatura promedio del aire registrada fue de 17,54 ± 4,06°C, casi 5°C por debajo de la media calculada para el primer ensayo y las temperaturas máxima y mínima fueron respectivamente de 31,0 y 7,3°C. A continuación, en la Figura 10.6 se ilustra la apariencia del sistema de producción extensiva de los peces en la temporada del invierno.

Figura 10.6 Imagen de las condiciones ambientales de baja temperatura durante el segundo ensayo

A partir de los resultados de la biometría final realizada en el experimento se pudo observar que hubo ganancias de peso muy bajas, e inclusive se registró pérdida de peso

en relación a la masa inicial. La máxima ganancia de peso por unidad de tiempo fue de 0,03 g/d, registrada en el tratamiento que combino la TAS de nitrógeno amoniacal de 2,4 kg NAT/ha.d y la densidad de siembra de 6 peces/m^2, y la mayor pérdida de peso se presentó en el tratamiento que combinó la TAS de 0,6 kg NAT/ha.d y la densidad de siembra de 12 peces/m^2, cuyo valor fue de -0,03 g/d. Dichos valores pudieron deberse a la baja temperatura del agua que prevaleció durante el segundo ensayo, que junto al efecto del NAT comprometieron el metabolismo de las tilapias inhibiendo su crecimiento, pero sin producir mortalidades, debido al gran tamaño de los animales. De acuerdo con El-Sayed (2006), en temperaturas por debajo de los 20°C, hay una reducción drástica en el consumo del alimento en las tilapias, para temperaturas del orden de los 16°C ya no hay más consumo de alimento, y para los 12°C ocurren mortalidades severas.

Los resultados de la ANOVA, a partir del análisis conjunto de los tres experimentos que conformaron el segundo ensayo indicaron que no hubo interacción significativa entre los factores TAS y densidad de siembra con respecto a la ganancia de peso; así mismo permitieron concluir que los efectos simples de los factores TAS de nitrógeno amoniacal total y densidad de siembra no fueron significativos.

Las ganancias de peso negativas (pérdida de peso) registradas pueden ser explicadas: por el efecto inhibidor del crecimiento que ejercieron las bajas temperaturas en el desarrollo de los peces; por la baja disponibilidad de alimento, para el caso de los tratamientos con el menor valor de TAS de nitrógeno amoniacal total; y por la mayor concentración de NH_3 en los tratamientos con mayor TAS, que actuó sobre el sistema nervioso, afectando el centro nervioso de la saciedad de los peces, que pudo limitar el consumo del fitoplancton lo que hace que las tilapias utilicen parte de las reservas corporales de masa muscular y de grasa. Santos et al. (2010) evaluaron el cultivo de alevinos de tilapia GIFT bajo temperaturas de 22 y 30°C y reportaron diferencias en el crecimiento de los peces al ser sometidos a temperaturas por debajo de los valores óptimos. Según Beamish (1970), quien investigó en juveniles de *T. nilótica*, con pesos medios entre 5,6 y 11,8 g, la combinación de salinidades entre 0 y 30‰ y temperaturas entre 15 y 35°C reportó

que el mejor desempeño se presentó para temperaturas entre 28 y 30°C, mientras que Fukusho (1968) recomendó para la misma especie una temperatura de 32°C.

De Acuerdo con El-Sayed (2006), la tilapia puede tolerar bajas temperaturas, del orden de 7 a 10°C, pero únicamente por cortos períodos de tiempo, pues exposiciones mayores pueden conducir a mortalidades masivas de los peces. Según Chevrinski (1982), para temperaturas por debajo de los 20°C hay una reducción en la actividad y en el consumo de alimento de las tilapias y el crecimiento es interrumpido a partir de temperaturas del orden de los 16°C. Para el caso de la tilapia GIFT, Sifa et al. (2002), realizaron experimentos para evaluar la resistencia a las bajas temperaturas en juveniles con pesos medios de 77 y 80 g, los autores concluyeron que la mortalidad de los peces comienza para temperaturas entre 8,4 y 11°C, con valores de 50% de mortalidad para 8,8°C.

10.8.4 Resultados tercer ensayo, juveniles con peso inicial de 7,50 g, temporada cálida

La ANOVA realizada con los resultados de ganancia de peso obtenidos durante el tercer ensayo indicaron que no hubo interacción significativa entre los factores TAS y densidad de siembra y que no fueron significativos los efectos simples de la TAS; sin embargo, fueron muy significativos los efectos simples de la densidad de siembra. Se observó que hubo diferencias estadísticas significativas entre los tratamientos con densidades de siembra de 3 y 6 peces/m^2, así como entre los tratamientos con densidades de siembra de 3 y 12 peces/m^2. Las mejores ganancias de peso se obtuvieron para la densidad de siembra de 3 peces/m^2, posiblemente alcanzando la capacidad de soporte del tanque. Adicionalmente se pudo concluir que, dentro de dicha densidad, el tratamiento que reportó la mejor ganancia de peso, de 0,84 g/d, se obtuvo para la tasa de aplicación superficial de 1,2 kg NAT/ha.d.

La densidad de siembra que presentó los mejores resultados es similar a la reportada por Kund-Hansen y Lin (1996), que durante 149 días evaluaron diferentes densidades de siembra en el cultivo de *Oreochromis niloticus* revertidos, con peso inicial promedio

de 10 g, en estanques en tierra de 280 m^2 fertilizados con estiércol de pollo, urea y superfosfato. Las densidades evaluadas fueron de 0,6, 1,2 y 2,4 peces/m^2, las tasas de crecimiento extrapoladas fueron respectivamente de 14,2, 19,2 y 25,7 kg/ha.d para sobrevivencia media de 86,4%, que varió entre el 75,9 y el 94,1%. Dichos autores concluyeron que las mayores tasas de producción anuales pueden obtenerse para la densidad de siembra de 2,4 peces/m^2.

No se observó una tendencia específica en la mortalidad de los peces en función de los niveles de tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal total, ni de la densidad de siembra, pues buena parte de las mortalidades se presentó de manera masiva, como resultado de eventos específicos asociados a las características meteorológicas.

Los *blooms* de algas pueden ser muy fugaces o pueden permanecer por varios días con consecuencias perjudiciales para los peces, como bajo crecimiento y hasta mortalidad masiva, debido al deterioro en la calidad del agua, principalmente por la caída en las concentraciones del oxígeno disuelto (Padmavathi y Durga, 2007). Según Edwards (1985), Bailly (1978; 1979) reportó mortalidad masiva de peces en Francia en dos tanques que recibían efluentes de una serie de lagunas de estabilización, dicho autor atribuyó el fenómeno a la disminución en los niveles del oxígeno disuelto después del colapso de un *bloom* de algas.

La elevada variabilidad diaria en el oxígeno disuelto, el pH y la temperatura puede haber generado efectos que aumentaron la toxicidad del amoníaco produciendo la muerte a algunos peces, tal como lo relatado por Sprague (1970). La susceptibilidad de los peces de agua dulce al amoníaco es mayor para altas temperaturas, según lo relatado por Barbieri y Bondioli (2015) quienes realizaron estudios con Pacú (*Piaractus mesopotamicus*), donde el aumento de la temperatura de 15 hasta 25°C hizo aumentar la susceptibilidad en 21,8%, 9,5%, 31,9% y 30,97%, después de 24, 48, 72 y 96 horas de exposición. Una situación similar fue relatada por Kir et al. (2016) para peces marinos, en estudios realizados con corvina (*Argyrosomus regius*) para temperaturas de 18, 22 y

26°C, en los cuales las CL50 para 96 horas aumentaron en un 30% para 22°C, y en 56% para una temperatura de 26°C, en relación a la calculada para 18°C.

Según El Sayed (2006), las tilapias toleran amplios rangos de valores de pH. Dicho autor afirmó que la *Tilapia congica* logra vivir en ambientes muy ácidos, con pH variando entre 4,5 y 5,0 en el lago Tumba en Zaire; por otro lado, Coe (1966) reportó que la *Tilapia grahami* vive en el ambiente extremo del lago Magadi en Kenia, con valores de pH de hasta 10,5 y temperaturas de hasta 43°C, situación que de acuerdo con Randall et al. (1989) se debe a la capacidad de realizar las excreciones de los residuos nitrogenados exclusivamente en la forma de urea y no principalmente en la forma de amoníaco, como ocurre en la gran mayoría de peces de agua dulce. Experimentos desarrollados por Reite et al. (1974) con *Tilapia grahami* evidenciaron la resistencia de este pez por al menos 24 h a valores entre 5 y 11 unidades de pH y temperaturas entre 16 y 40°C. Wangead et al. (1988), evaluaron la sobrevivencia de *Oreochromis niloticus* cultivados por 60 días bajo condiciones de 4 y 5 unidades de pH, y reportaron para alevinos de 1 g respectivamente sobrevivencias de 57,8 y 82,2%; y para juveniles de 45,4 g, expuestos a los mismos valores de pH por 70 días reportaron sobrevivencias de 86,6 y 100%.

De acuerdo con Bergman et al. (2010), la *Tilapia grahami* además de vivir en condiciones extremas de altos pH y temperatura del lago Magadi, ha logrado adaptarse a las drásticas variaciones de los niveles de oxígeno disuelto, con hiperoxia diurna e hipoxia nocturna como resultado de la alta capacidad de difusión del oxígeno disuelto por medio de las branquias, de la adaptación metabólica a los ciclos diarios de temperaturas y de oxígeno disuelto, así como de una respiración facultativa.

Fukusho (1968) utilizó alevinos de siete especies de tilapia *T. zillii*, *T. sparmanni*, *T. galilaea*, *T. mossambica*, *T. macrochir*, *T. nilotica*, y *T. macrocephala*, para evaluar la respuesta de los peces ante diferentes niveles de temperatura del agua. El mejor desempeño de las especies fue categorizado en cuatro grupos: 24°C *T. sparmanni*, 28°C *T. zillii*, *T. macrochir* y *T. macrocephala*, 28-32°C *T. nilótica*, 32°C *T. galilaea* y *T. mossambica*. En

términos del orden de tolerancia a las bajas temperaturas, *T. sparmanni* fue la de mayor resistencia en los ensayos con temperaturas de 1, 5 y 10°C, seguida de la *T. mossambica* y de la *T. nilótica*, cuya letalidad se presentó antes de 12 horas de exposición a las tres temperaturas; en la tolerancia a altas temperaturas, el orden fue inverso en los ensayos con temperaturas de 35, 40 y 45°C con letalidad para 40°C antes de 1 hora de exposición.

De acuerdo con Chevrisnki (1982), la tilapia tolera bajas concentraciones de oxígeno disuelto, del orden de 1,0 mg/L, pero a partir de dicho valor puede depender del oxígeno atmosférico. Para concentraciones por debajo del 25% de la saturación disminuye el crecimiento, y se presenta mortalidad de los peces para niveles de oxígeno disuelto por debajo del 20% de la saturación durante períodos de 2 a 3 días consecutivos.

Parte de las mortalidades registradas en el tercer experimento pudo deberse a la falta de oxígeno durante la madrugada. También se presentaron bajos niveles de oxígeno disuelto por varios días, como resultado de la poca radiación solar durante la época de las lluvias más intensas del verano o por el limitado paso de la radiación solar a través de la columna del líquido debido al desarrollo de gruesa capas de fitoplancton en la superficie de los tanques. Dabrowski et al. (2012) desarrollaron investigaciones con juveniles de carpa común, carpa koi, pez gato y trucha arco-iris, para evaluar los efectos en la toxicidad del amoníaco por la exposición de los peces a concentraciones subletales entre 0,3 y 0,7 mg/L de NH_3 y de los niveles 2,5-3,5; 4,5-5,5 y 7,5-8,5 mg/L de oxígeno disuelto, los autores reportaron el aumento de hasta 30% en la toxicidad del NH_3 para los más bajos niveles de oxígeno disuelto en el agua. Los efectos aditivos de bajas concentraciones de oxígeno disuelto y altos niveles de NH_3 también fueron reportados por Sargent y Galat (2002).

Se pudo concluir que las mortalidades registradas en el tercer ensayo fueron el resultado de variaciones drásticas de las variables de calidad del agua oxígeno disuelto, pH, amoníaco y temperatura, y que casos específicos asociados al colapso de capas de fitoplancton produjeron mortalidades masivas, que en la práctica pueden ser evitadas por medio del control del espesor y disposición de la capa de biomasa planctónica

a través de su remoción o desplazamiento hacia lugares específicos de las unidades de cultivo, procedimiento relatado por Sarkar et al. (2009), en la preparación de los "bheries" en Calcuta del Este.

Para estimar la productividad esperada en tanques para cultivo de tilapia GIFT en unidades que reciben efluentes domésticos tratados por medio de tanque séptico y laguna de alta tasa, se adoptaron los resultados de la mejor ganancia de peso, considerando la densidad de siembra que presentó el mejor crecimiento de los peces, así como la respectiva mortalidad media. El cálculo se realizó con base en la Ecuación 10.8:

$$\text{Prod.} = \left(\frac{\text{P.I.} + (\text{G.P.}*\text{t})}{1000}\right) * \left(\text{D.S.}* \left(\frac{1-M}{100}\right) * \text{fc}\right) \qquad [10.8]$$

Donde:

Prod. : Productividad esperada (kg/ha.año)

P.I. : Peso inicial de los peces (g)

G.P. : Ganancia de peso esperada por unidad de tiempo (g/d)

t : Tiempo de cultivo de los peces (d)

D.S. : Densidad de siembra adoptada (peces/m^2)

M : Mortalidad media estimada (%)

fc : factor de conversión de m^2 a hectáreas = 10000

El valor de la mejor ganancia de peso de 0,84 g/d fue el registrado para la densidad de siembra de 3 peces/m^2 y para la tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal total de 1,2 kg NAT/ha.d. Considerando que uno de los tanques del tratamiento 4 presentó mortalidad total debido al desarrollo de una gruesa capa de fitoplancton, y que en términos prácticos, es factible evitar mortalidades masivas mediante el control de las capas de la biomasa algal, se estimó la mortalidad media de 43%, como resultado del promedio entre los valores de los tratamientos con densidad de siembra de 3 peces/m^2, del 50%, y de los tratamientos con tasa de aplicación superficial de 1,2 kg NAT/ha.d, del 35,4%.

A partir de los valores anteriormente comentados, y considerando un tiempo de cultivo de 6 meses/año, representados por el período con temperaturas calientes en países tropicales, favorables al crecimiento de los peces, para el cultivo de tilapia GIFT, con peso medio inicial de 5 g, la productividad esperable es del orden de 2671 kg/ha.año. Para comunidades de clima caliente, localizadas en regiones de clima ecuatorial con temperaturas altas durante los 12 meses del año, la productividad para un peso comercial del orden de los 156 g podría llegar a las 5,34 ton/ha.año, valor que puede ser aún mayor en función de la disminución de la mortalidad, como resultado de la adecuada operación del sistema de tratamiento y de los tanques de cultivo.

La productividad anual calculada fue menor a los valores extrapolados por Edwards y Sinchumpasak (1981), para cultivo de tilapia en efluente tratado por laguna de alta tasa, pero vale la pena resaltar que tales autores trataron un efluente muy débil que no se enmarca en las concentraciones típicas de materia orgánica, nitrógeno, fósforo y amoníaco de las aguas residuales domésticas y urbanas comunes. La productividad estimada también fue inferior a la registrada por autores como: (a) Santos et al. (2008) y Mota et al. (2009b), de hasta 6,2 ton/ha.año para tilapia cultivada en tanques recibiendo de manera discontinua el efluente de una laguna de maduración; (b) Das (1995), de 9,35 ton/ha.año e el cultivo de tilapia en un tanque recibiendo efluente de PTAR diluido con agua limpia en una proporción 1:3 y recambios del 10% del volumen del tanque por día; (c) Idder et al. (2012), de 5,7 ton/ha.año en el cultivo de tilapia en un tanque que recibía efluente de una serie de 3 lagunas de estabilización.

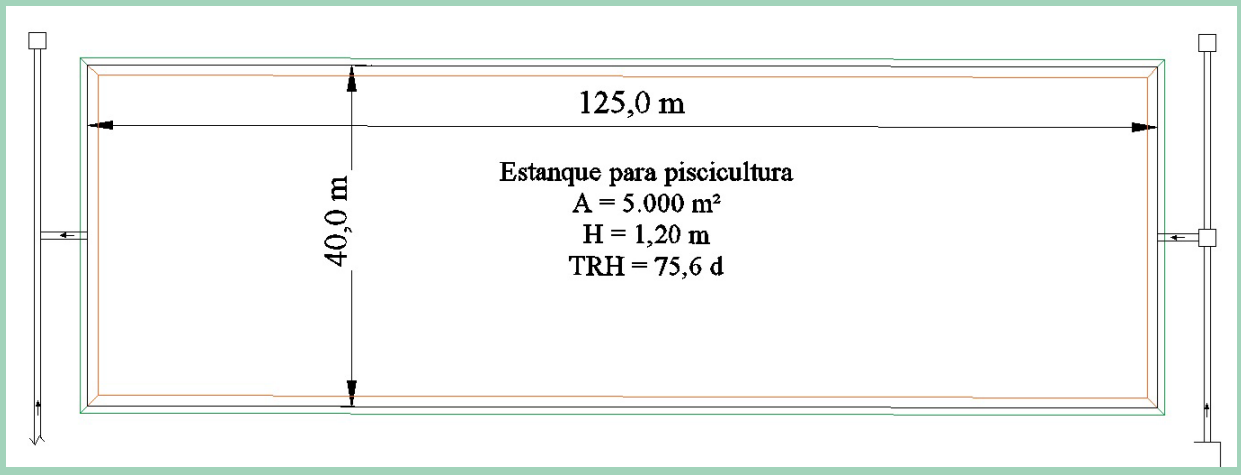
El valor de la productividad estimada en la investigación fue compatible con el reportado por: (a) León y Moscoso (1996), del orden de 5,54 ton/ha.año, para el cultivo de tilapia con peso inicial de 50 g durante 6 meses/año en efluente de lagunas de estabilización terciarias; (b) Shereif et al. (1995), de 5 a 7 ton/ha.año, para el cultivo de *Oreochromis niloticus* y *Mugil sehli* en tanques que recibieron efluente de lagunas de maduración; (c) Jana (1998), de hasta 5,7 ton/ha.año para policultivo de 9 especies de peces en tanques

que recibían efluente de un sistema de tratamiento constituido por laguna anaerobia, laguna facultativa y canal de macrófitas; (d) Bastos et al. (2003), de 3,9 ton/ha.cosecha en el cultivo de tilapia en tanques que recibieron efluente de un sistema de tratamiento conformado por un reactor UASB y tres lagunas de estabilización en serie; (e) Pereira (2004) y Pereira y Lapolli (2009), de hasta 3,94 ton/ha.cosecha, en el cultivo de tilapia en tanques en formato de *raceway* con aireación de tipo *airlift* que recibían efluente de lagunas facultativas.

La productividad estimada en la presente investigación fue mayor a los valores reportados por: (a) Sin y Chiu (1987), de hasta 1,08 ton/ha.año en el cultivo de tilapia en lagunas de maduración; (b) Wrigley et al. (1988), de hasta 3 ton/ha en el cultivo de tilapia en policultivo dentro de tanques de oxidación operados en serie, recibiendo de manera intermitente efluente urbano después de sedimentación primaria; (c) Silva et al. (2000), de hasta 1,71 ton/ha.año en el cultivo de tilapia en lagunas de maduración; (d) Abdul-Rahaman et al. (2012), de hasta 0,27 ton/ha.año en jaulas sumergidas en lagunas facultativas y lagunas aerobias; (e) Ruas y Dornelas (2006), de 0,096 ton/ha.año en el cultivo de tilapia en tanques que recibieron efluente de un sistema de tratamiento conformado por un reactor UASB y tres lagunas de estabilización en serie.

11

Criterios técnicos, productivos, operacionales y de monitoreo de los estanques



Dimensiones básicas de un estanque para piscicultura extensiva en efluentes tratados

En el presente capítulo se abordan diversos aspectos asociados a las densidades de siembra recomendadas y a algunas prácticas que deben ser aplicadas para la producción extensiva de peces en efluentes tratados, se hace énfasis en el cultivo de tilapia debido a su presencia en una gran cantidad de países con diversas condiciones térmicas y por su aceptación en la gran mayoría de culturas como fuente de proteína de origen animal. Es claro que en este capítulo, así como en general en el presente libro, no se cubren aspectos fundamentales para el éxito de los proyectos de piscicultura en efluentes tratados y que se relacionan con los conocimientos propios de la acuicultura tales como la fisiología, la nutrición, la reproducción, la sanidad y actividades como el transporte, selección, siembra y cosecha, que son del dominio de profesionales en el área como los Ingenieros en Producción Acuícola de la Universidad de Nariño, en el suroccidente de Colombia, a los cuales se debe recurrir para la concepción y operación de este tipo de proyectos.

11.1 INFORMACIONES RELATIVAS AL CULTIVO DE TILAPIA UTILIZANDO EFLUENTES TRATADOS

A continuación, se resumen algunos datos relevantes sobre experiencias asociadas a la producción extensiva de tilapia en la modalidad de monocultivo o junto con otras especies hidrobiológicas, tanto en tanques que recibieron efluentes de manera discontinua (en lotes) como en flujo continuo.

11.1.1 Cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma discontinua

En la Tabla 11.1, sobre el cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma discontinua, se describe el máximo nivel de tratamiento que se le suministró a los efluentes previa disposición del líquido tratado en las unidades de cultivo, la profundidad de la columna de agua, la(s) especie(s) cultivada(s), así como la productividad obtenida o la ganancia de peso reportada por los investigadores.

Tabla 11.1 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Dos etapas de filtración biológica + sedimentación final en tanques con macrófitas	H entre 0,97 m y 1,07 m. Sembrados con macrófitas sumergidas, el efluente de la PTAR compensaba pérdidas por evaporación e infiltración	Perca americana (*Micropterus salmoides*), mojarra azul (*Lepomis macrochirus*), (*M. dolomieu*), (*M. punctulatus*), tilapia de Mozambique (*O. mossambicus*) y *T. sparrmani*.	Productividad estimada para tilapia de 1,1 ton/ha.año	Athlone, Suráfrica	Hey (1953)
Tanques Imhoff	H entre 0,4 y 0,6 m	Carpa plateada, gurami besador (*Helostoma temminckii*) y tilapia (*O. mossambicus*)	Productividad en policultivo de 2 a 5 ton/ha.año	Bojongloa-Java, Indonesia	Vaas (1957) apud Edwards (1985)
Laguna de estabilización de 744,2 m^2 y 1,4 m de profundidad.	H = 1 m. Experimento I, se usó efluente puro y diluido al 25, 33, 33 y 50%, y 100% de agua de dilución. Experimento II, 5 estanques trabajaron en serie recibiendo efluente puro	En el experimento I cada tanque tuvo 50 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*) y 50 alevinos de rohu (*Labeo rohita*). En el experimento II cada tanque tuvo 100 alevinos de carpa común (*Cyprinus carpio*).	Experimento I: para el efluente con dilución al 33% *C. carpio* alcanzó peso individual de 350 g en 6,5 meses. Experimento II: en el quinto tanque hubo peso medio de 800 g en 4 meses comparados a los 350 g obtenidos en el tercer tanque.	Nagpur, India Central	Krishnamoorthi et al (1975)
Lagunas aireadas + lodos activados + zanjas de oxidación	H = 0,90 m. De los cuales 2 fueron llenados con efluente primario, 2 con efluente secundario y 2 con agua subterránea (control)	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) y carpa común (*Cyprinus carpio*). Densidad de 100 peces/m^3 para cada especie	Ganancia de peso de 1,07 y 1,11 y 0,92 g/d respectivamente en los tanques que recibieron efluente primario, efluente secundario y en el control	El Cairo, Egipto	Khalil y Hussein (1997)
Biofiltro aireado sumergido en escala real + 3 LP en escala piloto	H = 0,55 m Renovación diaria, en lotes, de 5, 10, 15 y 20% del volumen líquido (TRH's de 20, 10, 7,5 y 5 días)	Tilapia (*Oreochromis niloticus*) con densidades de: 10, 20, 30 y 40 alevinos/m^3	Máxima ganancia de peso: 0,26 g/pez/día para la densidad de 10 peces/m^3	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Freitas (2006); Freitas et al. (2023)
Biofiltro aireado sumergido en escala real y serie de LP en escala piloto	H = 0,60 m. Renovación diaria en lotes de 5% del líquido	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), con densidades de 20 peces/m^3 con dos pesos iniciales diferentes: 1,89 y 26,63 g	Ganancias de peso individuales de 0,04 g/d en los peces pequeños y de 0,10 g/d en los peces más grandes	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Sousa (2007)

Tabla 11.1 Cultivo de tilapias en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en lotes (continuación)

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
1 LA, 1 LF y 2 LM con TRH's de 1,19, 3,10, 1,87, y 1,86 d, TRH total = 8,02 d	H = 1 m, recibiendo efluente de las LM en lotes.	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), con densidad de 3 alevinos/m^2	Ganancia de peso: 1,74 g/día. Productividad de 34,7kg/ha/día	Aquiraz-Ceará, Brasil	Santos (2008) y Santos et al. (2009)
1 LA, 1 LF y 2 LM en serie	H = 1 m, recibiendo efluente de la LM en lotes, con reposición de pérdidas de agua por evaporación	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), densidad de 3 alevinos/m^2	Ganancia de peso de 1,34 y 1,75 g/día. Productividades de 6204 y 5486 kg/ha después de 160 días de cultivo	Aquiraz-Ceará, Brasil	Mota et al. (2009a), Santos et al. (2008), Mota et al. (2009b)
1 LF aireada + 2 LF secundarias + LM en paralelo	H = 1,45 m, renovación diaria de 15% del volumen por lotes. Se evaluó el cultivo en efluente tratado sin aireación, y con aireación	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), en densidad de 2,63 peces/m^3	Ganancia de peso en los tratamientos de 1,45 y 2,05 g/d. Después de 154 días productividad de 34,9 y 48,6 kg/ha/día	Teresina, estado de Piauí, Brasil	Monteiro (2011)
1 LA + 1 LF + 2 LM	H = 1 m. Cultivo en efluente tratado y en efluente tratado con aireación. Reposición de pérdidas por evaporación, recambio de 50% del volumen cada 28 días	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) en densidad de 12 alevinos/m^2. Los peces fueron alimentados con concentrado balanceado	Productividades de 1,56 y 7,02 ton/ha.cosecha en los tratamientos de cultivo en efluente tratado sin aireación y con aireación	Aquiraz, estado de Ceará, Brasil	Santos et al. (2011)
1 LF aireada + 2 LF secundarias + 2 LM en paralelo	H = 1,20 m, recibiendo efluente de LM para renovación diaria de 15% del volumen. Se evaluaron dos tratamientos sin y con aireación *air-lift*	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus*), densidade de 2,63 peces/m^3	Ganancia de peso sin y con aireación: 0,47 y 0,65 g/día, productividades de 12,15 y 16,24 kg/ha/día	Teresina, estado de Piauí, Brasil	Monteiro et al. (2011)
PTAR conformada por: 1 LA + 1 LF + 2 LM operando con TRH's respectivos de 1,19, 3,10, 1,87 y 1,86 días	H = 1 m. Reposición de 50% del volumen con efluente de las LM cada 15 días. Se evaluaron 3 tratamientos: 50 y 25% de alimento comercial suplementado con vitamina C y 50% de concentrado sin suplemento de vitamina C	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus)* en densidad de 3 alevinos /m^3	Ganancia de peso de 1,44; 1,27 y 1,24 g/pez/día, productividad de 43,2; 37,7 y 37,2 kg/ha/día	Aquiraz, estado de Ceará, Brasil	Fontenelle (2011)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración

En los sistemas productivos reportados en la Tabla 11.1, por tratarse de una alimentación discontinua de las unidades de cultivo se han obtenido buenos resultados para el aprovechamiento de efluentes de sistemas de tratamiento operados hasta un nivel primario, como la experiencia de Vaas (1957), así como en un nivel secundario, como fue reportado por Krishnamoorthi et al (1975), pero principalmente en unidades que recibieron efluente tratado hasta el nivel terciario como se pudo apreciar en las demás referencias de la Tabla 11.1.

Algunas de las profundidades de columna de agua reportadas en las investigaciones fueron menores a 1 metro, como en las experiencias de Vaas (1957), Khalil y Hussein (1997), Freitas (2006), Freitas et al. (2023) y Sousa (2007); en diversos experimentos se adoptó la profundidad de 1 metro, como los realizados por Krishnamoorthi et al (1975), Santos (2008), Santos et al. (2009), Santos et al. (2008), Mota et al. (2009a), Mota et al. (2009b), Santos et al. (2011) y Fontenelle (2011); finalmente, algunos investigadores optaron por profundidades que superaron dicho valor, llegando inclusive a columnas de líquido de 1,45 m, entre dichas experiencias se encuentran la de Hey (1953), Monteiro (2011) y Monteiro et al. (2011).

En relación a la productividad esperada cabe mencionar que los valores extrapolados son bastante promisorios; sin embargo, obedecen en su gran mayoría a investigaciones realizadas en países localizados en zonas con las cuatro estaciones y por ello se tratan de estimaciones valiosas para eventuales producciones a lo largo de todo el año. De igual manera, es importante resaltar que los resultados reportados por Santos et al. (2011) obedecieron al cultivo de alevinos en efluentes tratados con presencia de alimento natural pero donde a los peces se les suministró alimento concentrado comercial, situación que les permitió a los investigadores obtener producciones de hasta 7,02 ton/ha por ciclo productivo; así mismo, en la investigación realizada por Fontenelle (2011), donde se registraron producciones de hasta 43,2 kg/ha/día, se recurrió al suministro de alimento comercial balanceado y suplementado con vitamina C.

11.1.2 Cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma continua

En la Tabla 11.2, sobre el cultivo de tilapia recibiendo aguas residuales tratadas de forma continua se describe el máximo nivel de tratamiento que se le suministró a los efluentes previa disposición del líquido tratado en las unidades de cultivo, la profundidad de la columna de agua, la(s) especie(s) cultivada(s), así como la productividad obtenida o la ganancia de peso reportada por los investigadores.

En términos generales, las experiencias de cultivo de tilapia utilizando efluentes tratados ha reportado ganancias de peso compatibles con las esperadas para producción extensiva en ambientes con alto contenido de plancton. La alimentación del efluente en flujo continuo hacia las unidades de cultivo ha registrado buenos resultados para el aprovechamiento de efluentes de sistemas de tratamiento primarios, un ejemplo de ello es la experiencia de Hepher y Schroeder (1977); en sistemas recibiendo efluentes de sistemas de tratamiento secundarios productividades se observaron productividades más elevadas, como las reportadas por Edwards y Sinchumpasak (1981), Edwards et al. (1981), Gaigher y Krause (1983) y Bastos et al. (2003). Nuevamente, las unidades de cultivo que recibieron efluente tratado hasta un nivel terciario registraron elevada productividad tal como se puede verificar en las demás referencias de la Tabla 11.2. El tratamiento hasta el nivel terciario garantiza la aplicación de menores cargas de materia orgánica y macronutrientes a los tanques de piscicultura, lo que le brinda mayor estabilidad en términos de diversos parámetros de la calidad del agua; de igual manera, el nivel terciario mejora las características microbiológicas del efluente y reduce la cantidad de eventuales patógenos que podrían llegar a las unidades de cultivo.

Tabla 11.2 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Tanque de sedimentación de aguas residuales domésticas con TRH de 3,8 h	H = 1,5 m. Tanques llenados con agua limpia recibiendo efluente para reponer pérdidas de agua	Carpa y tilapia	Entre 8 y 8,6 ton/ha en 8 meses	Israel	Hepher y Schroeder (1977) apud Edwards (1985)
Laguna de alta tasa con TRH de 6 días	H = 1,0 m. recibiendo el efluente de la laguna	Tilapia nilótica, con densidades de 1, 2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 13, 17, 20, 25 y 30 peces/m^3	Productividad extrapolada entre 16 a 20 ton/ha/año	Bangkok, Tailandia	Edwards y Sinchumpasak (1981), Edwards et al. (1981)
Investigación 1: Laguna de 0,3 ha para tratamiento de efluente de porcicultura	H jaula flotante = 0,9 m. En tanque recibiendo agua de río y efluente de la laguna.	*Hypophthnlmichthys molitrix*: 17 y 51 peces/m^3 y tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus)*: 105 y 435 peces/m^3	Ganancia de peso de las tilapias: entre 0,3 y 1,3 g/d para 105 peces/m^3, y entre 0,1 y 0,5 g/d para 435 peces/m^3	Bloemfontein, Suráfrica	Gaigher y Krause (1983)
Investigación 2: PTAR para efluentes domésticos hasta nivel terciario con LM	H jaula flotante = 0,9 m. En tanque recibiendo efluente de la LM, cultivo en una jaula flotante	Tilapia de Mozambique (*Oreochromis mossambicus)*: 17 peces/m^3	Ganancia de peso: entre 0,6 y 1,4 g/d para los 17 peces/m^3	Bloemfontein, Suráfrica	Gaigher y Krause (1983)
2 lagunas primarias + 1 laguna secundaria + 1 laguna terciaria	H = 1,0 m. tanques con TRH´s entre 22,7 y 55 días	Tilapia del Nilo (*Oreochrormis niloticus*), cultivada en densidades de 0,2; 1,0; 1,1; 1,5; 2,2; 3,0; 3,2 y 5,0 peces/m^2	Productividad máxima: 30,79 kg/ha/d ≈ 5,54 ton/ha.año, con cultivo durante 6 meses	San Juan de Miraflores--Lima, Perú	León y Moscoso (1996); Moscoso et al. (1992a); Moscoso et al., (1992b); Cointreau (1987)
1 LF + 1 LM con TRH's de 10 días en cada laguna	H = 0,40 m. Recibiendo efluente de la LM, operado con TRH de 5 d	Tilapia del Nilo, (*Oreochromis niloticus*) y carpa plateada. 20 carpas, 20 tilapias	Crecimiento de 1,43% de la biomasa/d. después de 92 días	Cairo, Egipto	El-Gohary et al. (1995)

Tabla 11.2 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo (continuación)

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
2 sistemas de tratamiento: 1 LA + 1 LF + 2 LM	H = 1,5 m. Recambio de 3,57 % del volumen por día	*Oreochromis niloticus* y *Mugil sehli*. No se reportaron densidades de cultivo	5 a 7 toneladas/ha/año	Suez, Egipto	Shereif et al. (1995)
Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas Titagarh	No se informó profundidad del agua. Tanque recibiendo efluente de la PTAR diluido con agua limpia en proporción 1:2 o 1:3. Recambios de 10% del volumen por día	Tilapia (*Oreochromis mosambicus*) en densidades de 17000, 55000 y 20000 peces/ha.	Productividades de 9,35 ton/ha.año; 4,85 ton/ha en 7 meses; 9,53 ton/ha en 14 meses	Rahara-Bengala Occidental, India	Das (1995)
PTAR de la Universidad de Kamaraj, compuesta por 3 lagunas de estabilización	No se informó profundidad del agua. 6 tanques en serie recibiendo efluente de la PTAR.	Policultivo con siembra de: 100 *Channa striatus*, 400 *Oreochromis mossambicus*, 40 *Hypophthalmichthys molitrix*, 10 *Ctenopharyngodon idella*, 40 *Cyprinus carpio var. communis*, 30 *Catla catla,* 40 *Labeo rohita* y 40 *Cirrhinus mrigala* por tanque	Ganancia de peso para las especies respectivamente de 1,33; 0,41; 2,43; 1,87; 1,79; 2,47; 2,37, y 1,62 g/día después de 300 días	Madurai, India	Balasubramanian et al. (1995)
Investigación 1: PTAR Mudialy: 1 LA + 1 LF + 425 m de canal con macrófitas	No se informó profundidad del agua. 8 tanques de cultivo con TRH's entre 3 y 4 d	9 especies de peces entre carpa y tilapia, siembra con 200000 a 300000 alevinos/ha/año	Productividades entre 2,16 y 5,7 ton/ha/año	Calcuta, India	Jana (1998)
Investigación 2: PTAR Kalyani: 2 LA – 2 LF	No se informó profundidad del agua. 4 tanques de cultivo en serie con TRH's entre 12 y 14 d	10 especies de peces entre carpa y tilapia: 30000 – 50000 juveniles/año	Productividades variando entre 0,59 y 0,88 ton/ha/año		

Tabla 11.2 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo (continuación)

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
2 LA + 1 LF + 2 LM con TRH total de 21 d	Estanques de tierra	*Mugil cephalus* y *Mugil capita*; *Tilapia nilotica*, *Tilapia aureus* y *Tilapia zilli*	5 a 7 ton/ha/año	Suez - Egipto	Mancy et al. (2000)
Reactor UASB + 3 Lagunas en serie	H = 0,60 m. Tanques recibiendo efluente de las lagunas, con renovación de 10% del volumen/día	Tilapia del Nilo. Densidades de 3, 6, 9, 10, 12, 18, 20 y 30 peces/m^3	Capacidad de soporte 3,9 ton/ha/cosecha	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Bastos et al. (2003)
PTAR con tres sistemas de LA + LF operando en paralelo	H = 0,9 m y TRH de 7 días	Alevinos de tilapia, altas mortalidades en los primeros alevinajes por los altos niveles de amoníaco, variaciones del pH y elevada carga orgánica. El pH fue corregido para 7,0 y se implementó aireación artificial	Ganancia de peso de 1 g/día	Lins-São Paulo, Brasil	Bastos et al. (2003)
1 LA + 3 LF con TRH total de 15,3 d	H = 1,20 m. Tanques con aireación *airlift* recibiendo efluente de las LF, con renovación de 20% del volumen/día (TRH de 5 d)	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) con densidades de 3 y 7 peces/m^2	Producciones de 3,81 y 3,94 ton/ha.cosecha para densidades de 3 y 7 peces/m^2	Florianópolis-Santa Catarina, Brasil	Pereira (2004), Pereira y Lapolli (2009)
Reactor UASB + Biofiltro aireado sumergido + 2 LP, con TRH's de 5,13 y 4,14 días	H = 0,90 m, con TRH de 18,48 d	Tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*), para densidad de 1 pez/m^3	0,096 ton/ha/año	Viçosa-Minas Gerais, Brasil	Ruas y Dornelas (2006)
PTAR de la Universidad Abdou Moumouni, 3 LE en serie con área y volumen |individuales de 14 m^2 y 7 m^3	H = 0,5 m	Alevinos de tilapia con densidades de 5 a 6 peces/m^2	Productividad de 5,7 ton/ha.año	Niamey-República de Níger, África	Idder et al. (2012)

Tabla 11.2 Cultivo de tilapia en tanques recibiendo efluente de tratamiento de aguas residuales en flujo continuo (continuación)

Máximo(s) nivel(es) de tratamiento	Altura de columna de agua en unidades de cultivo	Especies cultivadas – densidades de cultivo evaluadas	Ganancia de peso - Productividad	Lugar de la investigación	Referencia
Pretratamiento + Tanque séptico + laguna de alta tasa	H = 0,4 m	Alevinos de tilapia GIFT con densidades de 6 y 12 peces/m^2	Ganancia de peso de 0,225 g/d durante las temporadas de otoño e invierno	Viçosa, Minas Gerais--Brasil	Sánchez et al. (2018)
Pretratamiento + Tanque séptico + laguna de alta tasa	H = 0,4 m	Alevinos de tilapia GIFT con densidades de 3, 6 y 12 peces/m^2	Ganancia de peso de 0,84 g/d durante las temporadas de primavera y verano y productividad de 5,34 ton/ha.año	Viçosa, Minas Gerais--Brasil	Sánchez et al. (2022)

PTAR: planta de tratamiento de aguas residuales; TRH: tiempo de retención hidráulica; LE: laguna de estabilización; LA: Laguna anaerobia; LF: laguna facultativa: LM: laguna de maduración

Varias de las profundidades de columna de agua reportadas en la literatura fueron inferiores a 1 metro, como las registradas en las experiencias de Gaigher y Krause (1983), El-Gohary et al. (1995), Bastos et al. (2003), Ruas y Dornelas (2006), Idder et al. (2012), Sánchez et al. (2018) y Sánchez et al. (2022); en algunas investigaciones se adoptó la profundidad de 1 metro, como las efectuadas por Edwards y Sinchumpasak (1981), Edwards et al. (1981), León y Moscoso (1996), Moscoso et al. (1992a), Moscoso et al., (1992b) y Cointreau (1987); otros estudios reportaron profundidades de columna de líquido de 1,5 m, como los de Hepher y Schroeder (1977) y Shereif et al. (1995). La adopción de profundidades del orden de 1 metro y superiores son adecuadas para evitar la proliferación de plantas enraizadas emergentes, así como la acción de posibles predadores de las especies hidrobiológicas cultivadas.

Nuevamente, las productividades esperadas ofrecen extrapolados bastante atractivos, con importantes estimaciones para eventuales producciones durante los 12 meses del año, pero que obedecen a investigaciones realizadas en países con presencia de las cuatro estaciones; adicionalmente, la mayor parte de las investigaciones reportadas realizaron los experimentos en unidades de cultivo en materiales tales como plástico, concreto, ladrillo y metal y con bajas alturas de columna de agua. Vale la pena considerar que la producción en estanques de tierra puede propiciar condiciones más favorables para el desarrollo de las comunidades de fitoplancton y zooplancton, así como complejas comunidades microbiológicas que continúan la estabilización de la materia orgánica y la nitrificación, lo que podría favorecer una mayor homogeneidad en las características de calidad del agua.

Con base en lo anteriormente comentado, es esperable que la aplicación de los efluentes tratados en estanques en tierra, para columnas de líquido entre 1,0 y 1,3 m generen aun mayor riqueza en la productividad primaria que servirá de alimento para los peces cultivados. Así mismo, las condiciones propias de las zonas ecuatoriales, debido a la estabilidad térmica a lo largo de todo el año favorece la producción continua de especies hidrobiológicas durante los 12 meses, a diferencia de lo observado en los

países localizados en los trópicos con la presencia de las 4 estaciones que muchas veces impiden el cultivo de peces en las temporadas de otoño e invierno.

11.2 CRITERIOS DE OPERACIÓN ASOCIADOS A LA CALIDAD DEL AGUA

A continuación, se describen los criterios más relevantes reportados en la literatura relativos a la calidad del agua que se aplicará a las unidades de cultivo que reciben efluentes tratados. Se hará énfasis en lo pertinente a las cargas de materia orgánica, de nitrógeno total, de nitrógeno amoniacal y a los aspectos microbiológicos en virtud del riesgo de transmisión de infecciones gastrointestinales a través de organismos patógenos presentes en las aguas residuales tratadas.

11.2.1 Criterio de aplicación de carga orgánica a los estanques

En relación a la aplicación de carga orgánica proveniente del agua residual es pertinente resaltar lo recomendado por Edwards (1992), en el sentido que los peces no pueden ser cultivados directamente en efluentes crudos, y que para reducir las cargas de materia orgánica aplicadas a los estanques será necesario: realizar un tratamiento adecuado del agua residual; diluir las aguas residuales con agua fresca, antes de su introducción en los tanques; o diluir el agua residual con el agua de las propias unidades de cultivo. Para todos los casos anteriores, el autor recomienda la aplicación de una carga orgánica de 25 kgDBO/ha.d en los estanques para optimizar la producción de alimento natural que favorecerá el cultivo de los peces. En esa misma línea de raciocinio, la experiencia brasilera a través del Programa de Saneamiento Básico -PROSAB- recomienda que sobre los estanques se apliquen cargas que oscilen entre 10 a 20 kg DBO/ha.día (Bastos et al., 2003); adicionalmente a ello, legislación interna brasilera perteneciente al estado de Ceará define que la máxima concentración de materia orgánica que debe ser aplicada a estanques para producción piscícola extensiva con efluentes tratados es de 30 mg DBO/L (CEARÁ, 2017).

Para efectos de dimensionamiento y operación de los estanques que recibirán efluentes tratados se debe adoptar una carga orgánica dentro de los rangos antes mencionados como el valor límite de referencia, siendo un valor conservador el de 20 kg DBO/ha.día. Por lo tanto, al proyectar un sistema de tratamiento de las aguas residuales se deberá estimar la concentración final de la DBO efluente; por ejemplo, al implementar una serie de lagunas de estabilización conformadas por unidades anaerobias, facultativas secundarias y de maduración se considerará la concentración de la DBO efluente de la última unidad del tren de tratamiento previa a la disposición en los tanques de piscicultura.

11.2.2 Criterio de aplicación de carga de nitrógeno total a los estanques

De acuerdo con Mara et al. (1993), el criterio más importante para el diseño de estanques para producción de peces recibiendo efluentes tratados es el de la carga de nitrógeno total (NT) aplicada a las unidades de cultivo puesto que la aplicación de muy poco nitrógeno se verá reflejada en una baja biomasa algal en el estanque, y en consecuencia con pequeñas tasas de crecimiento de los peces; por otro lado, la aplicación de demasiado nitrógeno generará elevadas concentraciones de algas con el resultante riesgo de severas caídas en los niveles del oxígeno disuelto en los periodos nocturnos y como consecuencia de ello mortalidades en las especies hidrobiológicas cultivadas. Los mismos autores, en consonancia con lo recomendado por Edwards (1992), manifiestan que la carga de nitrógeno óptima a ser aplicada en los estanques es de 4 kg NT/ha.d. Adicionalmente, para evitar concentraciones muy elevadas de NT Mara et al. (1993) manifestaron que, ya que en los reactores anaerobios (tales como las lagunas anaerobias) existe muy poca o nula remoción de nitrógeno total, es recomendable incluir en el tren de tratamiento al menos una laguna facultativa, cuya concentración efluente puede estimarse a partir de la ecuación recomendada por Reed (1985) que se presenta a continuación.

$$C_e = C_i * e^{\{-[0{,}0064*(1{,}039^{T-20})]*[\theta+60{,}6*(pH-6)]\}} \qquad [11.1]$$

Donde:

C_e : Concentración de nitrógeno total en el efluente de la laguna facultativa (mg NT/L)

C_i : Concentración de nitrógeno total en el afluente que ingresa a la laguna facultativa (mg NT/L)

T : Temperatura del agua residual adoptada para el diseño (°C)

θ : Tiempo de retención hidráulica de la laguna facultativa (d)

pH : pH del líquido en la laguna facultativa

Para efectos de estimar las concentraciones de nitrógeno a la salida de lagunas facultativas o de maduración se puede recurrir a las expresiones recomendadas por von Sperling (2021) que se presentan a continuación en las Ecuaciones 11.2 y 11.3.

- Para lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano al flujo en pistón:

$$C_e = C_i . e^{\{-K*[t+60,6*(pH-6,6]\}} \quad [11.2]$$

En la Ecuación 11.2 se tiene que: $K = 0,0064 * 1,039^{(T-20)}$

- Para lagunas facultativas con régimen hidráulico más cercano a la mezcla completa:

$$C_e = \frac{C_i}{1 + t * (0,000576*T - 0,00028) * e^{(1,08 - 0,042 * T).(pH-6,6))}} \quad [11.3]$$

Donde:

C_e : Concentración efluente (mg/L)

C_i : Concentración afluente (mg/L)

K : Coeficiente de remoción (d^{-1})

T : Temperatura del líquido (°C)

pH : pH en la laguna analizada

t : Tiempo de retención hidráulica en la laguna (d)

11.2.3 Criterio de aplicación de carga de nitrógeno amoniacal total a los estanques

En virtud de la toxicidad del amoníaco para los peces y dado el efecto negativo de la exposición de los organismos hidrobiológicos a altos niveles de los compuestos nitrogenados amoniacales, cuyas concentraciones pueden variar en las aguas residuales tratadas se recomienda tomar como referencia las investigaciones desarrolladas por Sánchez-Ortiz et al. (2022b) y Sánchez-Ortiz et al. (2024b), donde se evaluó simultáneamente los efectos de diversas tasas de aplicación de nitrógeno amoniacal total (NAT): 0,6; 1,2 y 2,4 kg NAT/ha.d, y de diversas densidades de siembra (DS) de peces: 3, 6 y 12 peces/m^2 en la ganancia de peso y sobrevivencia de alevinos y juveniles de tilapia GIFT cultivados en efluente de laguna de alta tasa, la cual a su vez trató efluentes de tanques sépticos. Los resultados obtenidos en dichas investigaciones sugirieron que la mejor tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal total fue de 1,2 kg NAT/ha.d, ya que la aplicación de cargas mayores podría conducir a la acumulación de exposiciones crónicas a una toxicidad elevada del amoníaco induciendo a inhibiciones en el crecimiento y eventuales mortalidades; por otro lado, la aplicación de tasa menores se asociarán al criterio comentado en el anterior ítem sobre la baja disponibilidad de nitrógeno que puede reflejarse en bajas poblaciones de la comunidad algal y la consecuente falta de alimento para los peces.

La densidad de siembra de peces recomendada por Sánchez-Ortiz et al. (2022b) fue de 3 peces/m^2, valor que coincide con el valor sugerido por Mara et al. (1993) para obtener producciones del orden de 5 a 7 ton/ha.año para producción de carpa en estanques en Calcuta en unidades de cultivo con áreas de hasta decenas de hectáreas. En aras de optimizar la producción dichos autores recomiendan realizar el monocultivo en estanques con áreas entre 0,5 y 1 hectáreas, destinados a fases de crecimiento diferenciadas, drenados en su totalidad cada 3 a 4 meses y considerando pérdidas del orden del 25% debido a mortalidad de los peces, predación por aves y pesca furtiva y

como resultado de ello manifiestan que se podría esperar una producción del orden de hasta 13 ton/ha.año.

Para efectos de estimar las concentraciones de amoníaco a la salida de lagunas facultativas o de maduración se puede recurrir a las expresiones recomendadas por von Sperling (2021), que se presentan a continuación en las Ecuaciones 11.4 y 11.5.

- Para temperaturas del agua residual menores a los 20° C:

$$C_e = \frac{C_i}{1+[(A/Q) * (0{,}0038+0{,}000134*T) * e^{(1{,}041+0{,}044*T)*(pH-6{,}6)}]} \quad [11.4]$$

- Para temperaturas del agua residual mayores o iguales a los 20° C:

$$C_e = \frac{C_i}{1+[(A/Q) * (0{,}0038+0{,}000134*T) * e^{(1{,}041+0{,}044*T)*(pH-6{,}6)}]} \quad [11.5]$$

Donde:

C_e : Concentración efluente (mg/L)
C_i : Concentración afluente (mg/L)
A : Área superficial de la laguna (m^2)
Q : Caudal afluente (m^3/d)
T : Temperatura del líquido (°C)
pH : pH del agua residual en la laguna

11.2.4 Criterio de la calidad microbiológica del efluente aplicado a los estanques

Para habilitar el uso de efluentes domésticos tratados en acuicultura de manera segura, la Organización Mundial de la Salud (WHO, 2006) en aras de proteger la salud de los consumidores de los productos acuícolas recomienda que la calidad microbiológica de los efluentes tratados presentes en los tanques de piscicultura haya ausencia de huevos viables de trematodos de origen humano, ≤ 1 huevos de helmintos/L y menos de 10^4 bacterias *E. coli* por cada 100 mL; como complemento a ello, recomienda que el agua

residual tratada afluente al estanque presente menos de 10^5 bacterias *E. coli* por cada 100 mL. Investigaciones desarrolladas en Brasil en torno al reúso de efluentes tratados en piscicultura ratifican la importancia de mantener dichas directrices sanitarias para proteger la salud de los consumidores; adicionalmente ratifican las directrices de la OMS para proteger la salud de los trabajadores y comunidades locales que recomiendan que la calidad microbiológica de los efluentes tratados presentes en los tanques de piscicultura tenga ausencia de huevos viables de trematodos de origen humano, ≤ 1 huevos de helmintos/L y menos de 10^3 bacterias coliformes termotolerantes por cada 100 mL y que el agua residual tratada afluente al estanque presente menos de 10^4 bacterias *E. coli* por cada 100 mL (Bastos et al., 2003; Bastos y Bevilacqua, 2006).

Para efecto de cumplir con las condiciones sanitarias anteriormente citadas la OMS recomendó la implantación de una laguna anaerobia, seguida de una laguna facultativa secundaria, pues sugiere tener en cuenta el rápido decaimiento de las bacterias entéricas y virus en tanques fertilizados para cultivo de peces, que funcionan de manera similar a las lagunas de maduración. Mara et al. (1993) recomiendan la siguiente expresión para estimar la cantidad de coliformes fecales por cada 100 mL presentes en el efluente de unidades de tratamiento de aguas residuales conformadas por lagunas de estabilización:

$$N_p = \frac{N_i}{(1+k*\theta_a)*(1+k*\theta_f)*(1+k*\theta_p)} \qquad [11.6]$$

Donde:

N_p : Número de coliformes fecales por cada 100 mL en el estanque (CF/100 mL)

N_i : Número de coliformes fecales por cada 100 mL en el agua residual cruda (CF/100 mL)

k : Constante de primer orden para remoción de coliformes fecales (d^{-1})

$\boldsymbol{\theta}_a$, $\boldsymbol{\theta}_f$, $\boldsymbol{\theta}_p$: Tiempos de retención hidráulica de la laguna anaerobia, facultativa y del estanque, respectivamente

11.3 EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES DE CULTIVO PARA PISCICULTURA EXTENSIVA CON EFLUENTES TRATADOS

A continuación, se describe el proceso de dimensionamiento de una estación piscícola para cultivo de tilapia en efluentes tratados por una serie de lagunas de estabilización aplicando los criterios más relevantes reportados en la literatura relativos a la calidad del agua que se usará en los estanques que reciben efluentes tratados.

Para el ejemplo de diseño se dispone de las siguientes informaciones:

Población : 15.000 habitantes

Caudal afluente : 2.400 m^3/d

Se decidió implementar dos lagunas anaerobias, donde el área superficial efectiva de cada laguna anaerobia es: A = 17 m * 34 m = 578 m^2; por tratarse de dos unidades trabajando en paralelo el área total es A = 578 m^2 * 2 m = 1.156 m^2

Se optó por incluir en el tren de tratamiento dos lagunas facultativas secundarias, donde el área superficial efectiva de cada laguna facultativa es: A = 42 m * 126 m = 5.292 m^2; por tratarse de dos unidades trabajando en paralelo el área total es A = 5.292 m^2 * 2 m = 10.584 m^2

Si se decide implementar dos lagunas de maduración para alcanzar los estándares de calidad microbiológica que garantice la protección de los consumidores (<10^5 CF/100 mL), donde el área superficial efectiva de cada laguna es: A = 67 m * 201 m = 13.467 m^2; se tendría que por tratarse de dos unidades trabajando en serie el área total es A = 13.467 m^2 * 2 m = 26.934 m^2

Si se implementara tres lagunas de maduración para alcanzar los estándares de calidad microbiológica que garantice la protección de los consumidores (<10^4 CF/100 mL), con un área superficial efectiva de cada laguna de: A = 67 m * 201 m = 13.467 m^2; se tendría que por tratarse de tres unidades trabajando en serie el área total es A = 13.467 m^2 * 3 m = 40.401 m^2

Recordando que la evaporación previamente calculada por el método de Penman fue de 4,0 mm/d. Si se asume que el material del fondo de las lagunas de estabilización es

totalmente impermeable y no se admiten pérdidas por infiltración (0 mm/d) se tiene que las pérdidas diarias de agua en las unidades de tratamiento serán de 4,0 mm/d.

Si se adoptase la serie de lagunas de estabilización incluyendo hasta una segunda laguna de maduración el área de espejo de agua es: 1.156 m^2 + 10.584 m^2 + 26.934 m^2 = 38.674 m^2; con base en ello se tiene que el volumen de agua que se pierde diariamente en las lagunas es de 38.674 m^2 * 0.004 m = 154,7 ≈ 155 m^3/d. Dicho volumen debe restarse al valor del caudal promedio afluente a la PTAR; por lo tanto, la cantidad de efluente tratado disponible por día será: 2.400 – 155 **= 2.245 m^3/d**

Si se adoptase la serie de lagunas de estabilización incluyendo hasta una tercera laguna de maduración el área de espejo de agua sería: 1.156 m^2 + 10.584 m^2 + 40.401 m^2 = 52.141 m^2; a partir de dicha área se tiene que el volumen de agua que se pierde diariamente en las lagunas es de 52.141 m^2 * 0.004 m = 208,6 ≈ 209 m^3/d. Este volumen debe restarse al valor del caudal promedio afluente a la PTAR; por lo tanto, la cantidad de efluente tratado disponible por día será: 2.400 – 209 **= 2.191 m^3/d**

Para respaldar numéricamente los cálculos a realizar en el dimensionamiento, en la Tabla 11.3 se presenta un resumen de los valores correspondientes a los parámetros de calidad del agua en los efluentes de la serie de lagunas de estabilización

En la Tabla 11.4 se presenta un resumen de los valores correspondientes a las concentraciones efluentes calculadas para la serie de lagunas de maduración en términos de nitrógeno total y amoníaco considerando pH constante y pH creciente en las lagunas.

Tabla 11.3 Resumen de los cálculos para determinar la remoción de DBO en la serie de lagunas

Laguna de la serie	$DBO_{totalEfl}$ (mg/L)	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)	N_e (CF/100mL)
Lagunas Anaerobias	130	53,0	25,0	$6,8*10^7$
Lagunas Facultativas	67	47,79	24,01	$9,65*10^6$
Laguna de Maduración 1	60	44,56	21,56	$7,18*10^5$
Laguna de Maduración 2*	53	41,48	17,33	$5,34*10^4$

Tabla 11.3 Resumen de los cálculos para determinar la remoción de DBO en la serie de lagunas (continuación)

Laguna de la serie	$DBO_{totalEfl}$ (mg/L)	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)	N_e (CF/100mL)
Laguna de Maduración 3**	47	38,54	11,35	$3,97*10^3$
Laguna de Maduración 4 ***	41	35,75	5,31	$2,95*10^2$

* Cantidad de lagunas para ajustar el efluente a las directrices de la OMS para protección de los consumidores de productos acuícolas cultivados en efluentes tratados $\leq 10^5$ CF/100 mL.

** Cantidad de lagunas para ajustar el efluente a las directrices de la OMS para protección de los trabajadores en acuicultura con efluentes tratados $\leq 10^4$ CF/100 mL.

*** Cantidad de lagunas para ajustar el efluente a las directrices de la OMS para irrigación sin restricciones con efluentes tratados $\leq 10^3$ CF/100 mL.

Caudal afluente : 2.400 m^3/d

Concentraciones iniciales en el agua residual cruda: DBO = 325 mg/L; NT = 49 mg/L; NH_3: = 21 mg/L
Número inicial de coliformes fecales (termotolerantes) en el agua residual cruda: $N_0 = 6,8*10^7$ CF/100 mL.

Tabla 11.4 Resumen de los cálculos para determinar la remoción de NT y NH_3 en la serie de lagunas

Laguna de la serie	pH = 7,5		pH creciente	
	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)	C_e (mg NT/L)	C_e (mg NH_3/L)
Laguna de Maduración 1	44,56	21,56	44,56	21,56
Laguna de Maduración 2	41,55	19,37	41,48	17,33
Laguna de Maduración 3	38,74	17,40	38,54	11,35
Laguna de Maduración 4	36,12	15,63	35,75	5,31

Se decide adoptar para cada unidad de cultivo un espejo de agua de 0,5 hectáreas. Si se proporciona al estanque una relación largo:ancho de 3:1 se tiene que las dimensiones del espejo de agua serán:

$$Área = L * B$$

Para dicha geometría L = 3*B, sustituyendo en la ecuación anterior se tiene que:

$$Área = 3B * B \quad \rightarrow \quad Área = 3 * B^2$$

Como el serán de 5000 m^2 se tiene que el valor del ancho del espejo de agua es:

$$5000m^2 = 3 * B^2 \quad \rightarrow \quad B^2 = \frac{5000m^2}{3} \quad \rightarrow \quad B = \sqrt{1666{,}7m^2} \quad \rightarrow \quad B = 40{,}82m$$

Se decide aproximar el valor de B a 40 metros, para que al momento de realizar muestreo o cosecha por chinchorreo se utilice un chinchorro de 40 m de longitud. Ya que L = 3*B se tiene que la longitud del espejo de agua será: L = 40 m * 3 = 120 m; sin embargo, para garantizar el área de 5000 m^2 se decide aproximar el valor de L a 125 m. Se utilizará una profundidad media de la columna de agua H = 1,2 m.

Utilizando las dimensiones anteriormente comentadas, el área del espejo de agua será: A = L*B, entonces A = 125 m * 40 m = 5000 m^2.

El volumen efectivo individual de cada estanque es: V = 5000 m^2 * 1,2 m → V = 6.000 m^3

A continuación, la Figura 11.1 presenta las dimensiones básicas de un estanque de media hectárea de espejo de agua para piscicultura extensiva utilizando efluentes tratados

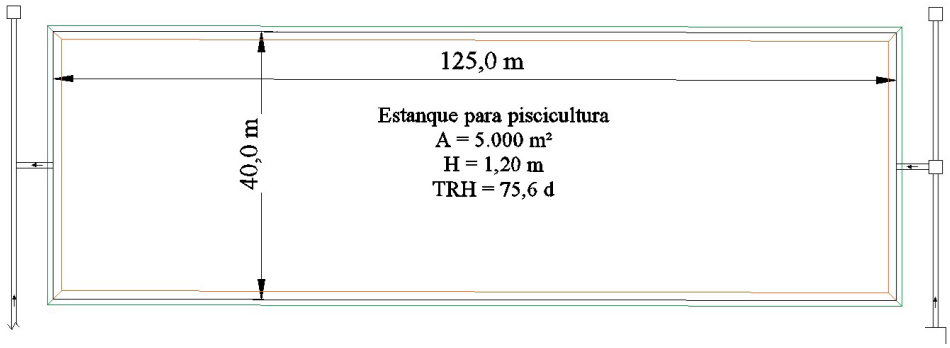


Figura 11.1 Dimensiones básicas de un estanque para piscicultura extensiva en efluentes tratados

11.3.1 Diseño de la batería de estanques recibiendo efluente ajustado a las directrices de la OMS para protección de los consumidores (≤10^5 CF/100mL)

Como se comentó anteriormente para garantizar la calidad microbiológica del afluente a los tanques de piscicultura en aras de la protección de los consumidores se requiere de una

serie de lagunas que incluya hasta una segunda laguna de maduración. En aras de ilustrar el impacto que tendría en el diseño de la batería de estanques la adopción de valores de pH constante o de valor creciente en las lagunas de maduración se ejemplificará la aplicación de los criterios de calidad del agua para ambas condiciones.

El efluente de la segunda laguna de maduración presenta las siguientes concentraciones de los contaminantes de interés para determinar el caudal de diseño de cada estanque:

a. Para valores de pH de: 7,5 en la primera laguna de maduración y 8,0 en la segunda laguna: 53 mg DBO/L, 41,48 mg NT/L y 17,33 mg NH_3/L

b. Para pH constante igual a 7,5 en las lagunas de maduración: 53 mg DBO/L, 41,55 mg NT/L y 19,37 mg NH_3/L

Una vez cumplidos los requisitos de tipo sanitario se considerarán los demás criterios de calidad del agua para así determinar el caudal de efluente tratado a aplicar a los estanques. El criterio basado en la carga de materia orgánica establece que se debe aplicar un valor del orden de 20 kg DBO/ha.día; el criterio basado en la carga de Nitrógeno Total aplicado a los estanques recomienda un valor de 4 kg NT/ha.d; adicionalmente, la mejor tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal es de 1,2 kg NAT/ha.d.

En términos generales, la tasa de aplicación de un contaminante al estanque se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Tasa\ de\ aplicación\ \left(\frac{kg}{ha * d}\right)$$

$$= Concentración\left(\frac{mg}{L}\right) * \left(\frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g}\right)\left(\frac{1000L}{m^3}\right) * \frac{Caudal\left(\frac{m^3}{d}\right)}{Área(ha)}$$

A partir de un valor definido de tasa de aplicación de un contaminante, el caudal a disponer se determina mediante la expresión:

$$Caudal = \frac{Tasa\ de\ aplicación\left(\frac{kg}{ha * d}\right) * Área(ha)}{Concentración\left(\frac{mg}{L}\right) * \left(\frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g}\right)\left(\frac{1000L}{m^3}\right)}$$

- El caudal de diseño con base en el criterio de carga orgánica a aplicar de 20 kg DBO/ha.día, para un área individual de cada estanque de 0,5 ha y una concentración de materia orgánica de 41 mg DBO/L es:

$$Caudal_{DBO} = \frac{20\frac{kg}{ha * d} * 0{,}5ha}{53\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 188{,}7 \approx 189\frac{m^3}{d}$$

Dicho caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{DBO} = 189\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 2{,}19\frac{L}{s}$$

- El caudal de diseño con base en el criterio de carga de Nitrógeno Total a aplicar de 4 kg NT/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NT de 41,48 mg NT/L (obtenida para valores de pH de: 7,5 en la primera laguna de maduración y 8,0 en la segunda laguna) es:

$$Caudal_{NT} = \frac{4\frac{kg}{ha * d} * 0{,}5ha}{41{,}48\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 48{,}2\frac{m^3}{d}$$

Dicho flujo expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NT} = 48{,}2\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}56\frac{L}{s}$$

El caudal de diseño con base en el criterio de carga de Nitrógeno Total a aplicar de 4 kg NT/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NT de 41,55 mg NT/L (obtenida para un pH constante de 7,5 en la serie de lagunas de

maduración) es:

$$Caudal_{NT} = \frac{4\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{41{,}55\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 48{,}1\frac{m^3}{d}$$

El caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NT} = 48{,}1\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}56\frac{L}{s}$$

Se observa que básicamente no existe un cambio en el caudal calculado en función de la carga de NT indistintamente del valor de pH adoptado en las lagunas de maduración.

- El caudal de diseño según el criterio de carga de NH_3 a aplicar de 1,2 kg NH_3/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NH_3 de 17,33 mg NT/L (obtenida para valores de pH de: 7,5 en la primera laguna de maduración y de 8,0 en la segunda) es:

$$Caudal_{NH_3} = \frac{1{,}2\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{17{,}33\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 43{,}3\frac{m^3}{d}$$

Dicho caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NH_3} = 43{,}3\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}50\frac{L}{s}$$

El caudal de diseño según el criterio de carga de NH_3 a aplicar de 1,2 kg NH_3/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NH_3 de 19,37 mg NH_3/L (obtenida para un pH constante de 7,5 en la serie de lagunas de maduración) es:

$$Caudal_{NH_3} = \frac{1{,}2\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{19{,}37\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 31{,}0\frac{m^3}{d}$$

Dicho flujo expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NH_3} = 31{,}0\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}36\frac{L}{s}$$

Se observa que al asumir valores de pH más elevados en las lagunas de maduración se incrementa la remoción estimada de NH_3, situación que puede ser adoptada por el diseñador pues según von Sperling (2021), en la serie de lagunas de maduración se registran valores que superan las 9 unidades de pH, lo que favorece la remoción de NH_3. Como resultado de ello se puede observar que el caudal a aplicar a los estaques puede ser casi 39% mayor fruto de la menor concentración de NH_3 obtenida para valores de pH crecientes.

Caudal de diseño de los estanques

El caudal de diseño para cada estanque será el valor más restrictivo obtenido al considerar los criterios relativos a las cargas de materia orgánica, nitrógeno total y nitrógeno amoniacal.

Para el presente caso, si se contempla el funcionamiento de las lagunas de maduración con un pH constante de 7,5 los caudales calculados fueron: Q_{DBO} = 2,19 L/s; Q_{NT} = 0,56 L/s; Q_{NH3} = 0,36 L/s; con base en lo anterior, el caudal de diseño de los estanques sería de 0,36 L/s (31,0 m^3/d), definido por las altas concentraciones remanentes de NH_3 en el efluente de la segunda laguna de maduración.

Como complemento a ello, si se considera el funcionamiento de las lagunas de maduración con pH's crecientes (de 7,5 y 8,0 para la primera y segunda lagunas) los caudales calculados fueron: Q_{DBO} = 2,19 L/s; Q_{NT} = 0,56 L/s; Q_{NH3} = 0,50 L/s; con base en lo anterior, el caudal de diseño de los estanques será de 0,50 L/s (43,3 m^3/d), definido por la tasa de aplicación de NH_3, valor muy cercano al definido por la tasa de aplicación de nitrógeno total recomendada por la literatura.

Es evidente que ante elevadas concentraciones de los compuestos nitrogenados amoniacales y su toxicidad será el criterio de aplicación de NH_3 el que defina el caudal de diseño de los estanques, sobreponiéndose al criterio de la materia orgánica y del nitrógeno total. Esa situación se puede presentar en unidades de cultivo recibiendo efluentes de lagunas facultativas o al prever un pH bajo en lagunas de maduración.

Por otro lado, en una serie de lagunas de maduración poco profundas, donde hay elevados niveles de pH fruto de intensos procesos fotosintéticos se esperan eficientes remociones del NH_3, ello junto a las cada vez menores concentraciones de DBO hacen que el criterio para calcular el caudal de diseño sea el de la tasa de aplicación del nitrógeno total. Para efectos del presente ejemplo de dimensionamiento de la estación piscícola se adoptará como caudal de diseño de los estanques de 0,50 L/s (43,3 m^3/d), definido por la tasa de aplicación de NH_3.

11.3.1.1 Pérdidas de agua por evaporación y por infiltración.

En esta etapa de la determinación del caudal de diseño es necesario también considerar los valores de las eventuales pérdidas de aguas por evaporación en la superficie libre del líquido y por infiltración en el fondo de las unidades de cultivo.

Recordando que la evaporación previamente calculada por el método de Penman fue de 4,0 mm/d. Si se asume que el material del fondo de los estanques es prácticamente impermeable y se admiten pérdidas por infiltración del orden de 1,5 mm/d se tiene que las pérdidas diarias de agua en los estanques serán de 5,5 mm/d. Como el área de espejo de agua de cada estanque es de 5.000 m^2 se tiene que el volumen de agua que se pierde diariamente es de 5.000 m^2 * 0.0055 m = 27,5 m^3/d.

El caudal total que deberá aplicarse a cada estanque es la suma del definido a partir del criterio de carga de NT aplicada adicionado al caudal para reponer las pérdidas de agua; es decir:

$$Q_{Diseño} = 43{,}3\frac{m^3}{d} + 27{,}5\frac{m^3}{d} = 70{,}8\frac{m^3}{d}$$

Ya que el caudal medio disponible en la PTAR con una serie de lagunas que incluye hasta una segunda laguna de maduración es de 2.245 m^3/d y el caudal a aplicar a cada estanque es de 70,8 m^3/d, el número de estanques a instalar es:

$$Número\ estanques = \frac{Q_{PTAR}}{Q_{Estanque}}$$

Reemplazando los valores disponibles se tiene que el número de estanques a abastecer es

$$Número\ estanques = \frac{2.245\,\frac{m^3}{d}}{70{,}8\,\frac{m^3}{d * estanque}} = 31{,}7 \approx 30\ estanques$$

El tiempo de retención hidráulica de cada estanque será:

$$TRH = \frac{V_{estanque}}{Q_{estanque}} = \frac{6000 m^3}{70{,}8\,\frac{m^3}{d}} = 84{,}7\ días$$

11.3.2 Diseño de la batería de estanques recibiendo efluente ajustado a las directrices de la OMS para protección de los trabajadores (≤10^4 CF/100mL)

Para garantizar la calidad microbiológica del afluente a los tanques de piscicultura en aras de la protección de los consumidores se requiere de una serie de lagunas que incluya hasta una tercera laguna de maduración.

El efluente de la tercera laguna presenta las siguientes concentraciones de los contaminantes de interés para determinar el caudal de diseño de cada estanque:

Para valores de pH de: 7,5 en la primera laguna de maduración; 8,0 en la segunda y 8,5 en la tercera; laguna: 3,97*10^3 CF/100mL, 47 mg DBO/L, 38,54 mg NT/L y 11,35 mg NH_3/L.

Se considerarán los criterios de calidad del agua complementarios basados en: Carga de materia orgánica, que recomienda aplicar un valor del orden de 20 kg DBO/ha.día; Carga de Nitrógeno aplicado a los estanques, que recomienda un valor de 4 kg NT/ha.d; Tasa de aplicación superficial del nitrógeno amoniacal con un valor recomendado de

1,2 kg NAT/ha.d.

- El caudal de diseño con base en el criterio de carga orgánica a aplicar de 20 kg DBO/ha.día, para un estanque de 0,5 ha y una concentración de materia orgánica de 47 mg DBO/L es:

$$Caudal_{DBO} = \frac{20\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{47\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 212{,}8 \approx 213\frac{m^3}{d}$$

El caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{DBO} = 213\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 2{,}47\frac{L}{s}$$

- El caudal de diseño con base en el criterio de carga de Nitrógeno Total a aplicar de 4 kg NT/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NT de 38,54 mg NT/L es:

$$Caudal_{NT} = \frac{4\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{38{,}54\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 51{,}9\frac{m^3}{d}$$

El caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NT} = 51{,}9\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}60\frac{L}{s}$$

- El caudal de diseño según el criterio de carga de NH_3 a aplicar de 1,2 kg NH_3/ha.día, para un área individual por estanque de 0,5 ha y una concentración de NH_3 de 11,35 mg NH_3/L es:

$$Caudal_{NH_3} = \frac{1{,}2\frac{kg}{ha*d} * 0{,}5ha}{11{,}35\frac{mg}{L} * \frac{g}{1000mg} * \frac{kg}{1000g} * \frac{1000L}{m^3}} = 66{,}1\frac{m^3}{d}$$

El caudal expresado en unidades de L/s será:

$$Caudal_{NH_3} = 66{,}1\frac{m^3}{d} * \frac{1.000L}{m^3} * \frac{d}{86.400s} = 0{,}77\frac{L}{s}$$

- Caudal de diseño de los estanques

El caudal de diseño para cada estanque será el valor más restrictivo obtenido al considerar los criterios relativos a las cargas de materia orgánica, nitrógeno total y nitrógeno amoniacal. Para el presente caso los caudales calculados fueron: Q_{DBO} = 2,47 L/s; Q_{NT} = 0,60 L/s; Q_{NH3} = 0,77 L/s; con base en lo anterior, el caudal de diseño de los estanques será de 0,60 L/s (51,9 m^3/d). Se observa que en esta oportunidad el caudal de diseño ya no será definido por la tasa de aplicación de NH_3 sino por la de nitrógeno total recomendada por la literatura, ello debido a la elevada eficiencia de remoción de nitrógeno amoniacal por parte de las lagunas de maduración.

Como la evaporación previamente calculada por el método de Penman fue de 4,0 mm/d y admitiendo pérdidas por infiltración del orden de 1,5 mm/d se tiene que las pérdidas diarias de agua en los estanques serán de 5,5 mm/d. Como el área de espejo de agua de cada estanque es de 5.000 m^2 se tiene que el volumen de agua que se pierde diariamente es de 5.000 m^2 * 0.0055 m = 27,5 m^3/d.

El caudal total que deberá aplicarse a cada estanque es la suma del definido a partir del criterio de carga de NT aplicada adicionado al caudal para reponer las pérdidas de agua; es decir:

$$Q_{Diseño} = 51{,}9\frac{m^3}{d} + 27{,}5\frac{m^3}{d} = 79{,}4\frac{m^3}{d}$$

Ya que el caudal medio disponible en la PTAR conformada por una serie de lagunas que incluye hasta una tercera laguna de maduración es de 2.191 m^3/d y el caudal a aplicar a cada estanque es de 79,4 m^3/d, el número de estanques a instalar es:

$$Número\ estanques = \frac{2.191\,\frac{m^3}{d}}{79{,}4\,\frac{m^3}{d * estanque}} = 27{,}6 \approx 27\ estanques$$

El tiempo de retención hidráulica de cada estanque será:

$$TRH = \frac{V_{estanque}}{Q_{estanque}} = \frac{6000 m^3}{79{,}4\,\frac{m^3}{d}} = 75{,}6\ días$$

A continuación, la Figura 11.2 presenta la configuración propuesta para la serie de lagunas de estabilización y la batería de estanques de media hectárea de espejo de agua para piscicultura extensiva utilizando efluentes tratados.

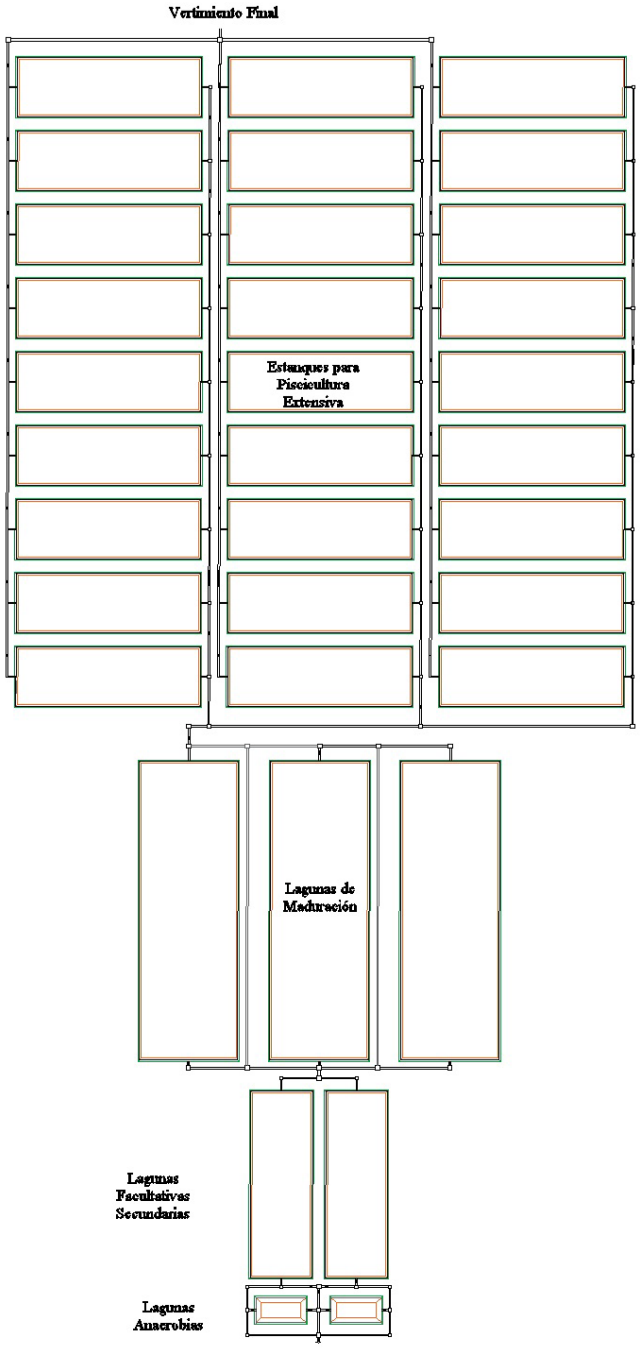


Figura 11.2 Configuración propuesta para la serie de lagunas de estabilización y los estanque para piscicultura extensiva en efluentes tratados

11.3.3 Estimación de la calidad del efluente de la batería de estanques

Adoptando la serie de lagunas de estabilización que incluye hasta la tercera laguna de maduración se tiene que el efluente de la última laguna presenta las siguientes concentraciones de contaminantes: 47 mg DBO/L, 38,54 mg NT/L, $3,97*10^3$ CF/100 mL. y 11,35 mg NH_3/L.

Las dimensiones del espejo de agua de cada estanque son: L = 125 m; B = 40 m; H = 1,2 m; A = 5000 m^2.

El caudal total a ser aplicado a cada uno de los 30 estanque es de 79,4 m^3/d; como el volumen medio efectivo de cada estanque es de 6000 m^3, el tiempo de retención hidráulica es de 75,6 días.

- Concentración de CF en el efluente de los tanques de cultivo analizados como laguna de maduración

La concentración de coliformes en el efluente de los estanques adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso se calcula mediante la fórmula:

$$N = N_0 * \frac{4*a*e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2*e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2*e^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde

N : Concentración de coliformes en el efluente (CF/100 mL)

N_0 : Concentración de coliformes fecales en el afluente (CF/100 mL); $N_0 = 3,97*10^3$ CF/100 mL

Se calcula el número de dispersión (adimensional) mediante las expresiones de:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0,184*t*v*(B+2*H)^{0,489}*B^{1,511}}{(L*H)^{1,489}}$

Agunwamba et al (1992): $d = 0,102 * \left(\frac{3*(B+2*H)*t*v}{4*L*B*H}\right)^{-0,410} * \left(\frac{H}{L}\right) * \left(\frac{H}{B}\right)^{-\left(0,981+\frac{1,385*H}{B}\right)}$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{L}{B}\right)+1{,}014*\left(\frac{L}{B}\right)^2}$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{L}{B}\right)}$

Donde:

L : Largo de cada estanque (125 m)

B : Ancho de cada estanque (40 m)

H : Profundidad media de cada estanque (1,20 m)

t : Tiempo de retención hidráulica de cada estanque (75,6 d)

v : Viscosidad cinemática del agua, (para 24,5 °C = 0,007393 m^2/d)

Reemplazando los valores correspondientes en las diferentes fórmulas se tiene:

Polprasert y Batharai (1983): $d = \frac{0{,}184*75{,}6*0{,}07793*(40+2*1{,}2)^{0{,}489}*40^{1{,}511}}{(125*1{,}2)^{1{,}489}} \rightarrow d = 1{,}0264$

Agunwamba et al (1992):

$$d = 0{,}102 * \left(\frac{3*(40+2*1{,}2)*75{,}6*0{,}07793}{4*125*40*1{,}2}\right)^{-0{,}410} * \left(\frac{1{,}2}{125}\right) * \left(\frac{1{,}2}{40}\right)^{-\left(0{,}981+\frac{1{,}385*1{,}2}{40}\right)} \rightarrow d = 0{,}1463$$

Yanez (1993): $d = \frac{\left(\frac{125}{40}\right)}{-0{,}261+0{,}254*\left(\frac{125}{40}\right)+1{,}014*\left(\frac{125}{40}\right)^2} \rightarrow d = 0{,}2995$

von Sperling (1999): $d = \frac{1}{\left(\frac{125}{40}\right)} \rightarrow d = 0{,}320$

Se utilizará para efectos de dimensionamiento el valor promedio del coeficiente de dispersión sin considerar el valor obtenido por medio de la ecuación de Polprasert y Batharai por ser demasiado elevado y discrepante con los determinados a través de las otras expresiones:

$$d_{prom} = \frac{0{,}1463+0{,}2995+0{,}320}{3} \rightarrow d = 0{,}255$$

Se determinará el valor de "a" para ser sustituido en la ecuación que permite estimar la concentración de CF en el efluente de la laguna de maduración mediante la fórmula:

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

Donde:

d : Número de dispersión (adimensional), d = 0,255

K : Coeficiente de remoción de coliformes (d^{-1})

t : Tiempo de retención de cada estanque (75,6 d)

Se determina el coeficiente de remoción de coliformes, para ello se utiliza la ecuación recomendada por von Sperling (2021):

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * H^{-1{,}259}$$

Como la profundidad media de la columna de agua en los estanques es de 1,20 m se tiene que:

$$K_b(flujo\ disperso) = 0{,}542 * 1{,}20^{-1{,}259} \rightarrow K_b(flujo\ disperso) = 0{,}4308 \approx 0{,}431d^{-1}$$

El valor de Kb calculado corresponde a una temperatura de 20°C; como la temperatura del aire es de 24,5°C se realiza la correspondiente corrección:

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)}$$

Según von Sperling (2021) un valor del coeficiente de temperatura θ recomendable para corregir el coeficiente de remoción de coliformes es de 1,07; con base en lo anterior, se tiene que

$$K_{bT} = K_{b20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}431 * 1{,}07^{(24{,}5-20)} = 0{,}584d^{-1}$$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}584 * 75{,}6 * 0{,}255)} \rightarrow a = 6{,}785$$

Se estima la concentración de CF en el efluente bajo el régimen de flujo disperso:

$$N = 3{,}97 * 10^3 \frac{4*6{,}785*e^{\frac{1}{2*0{,}255}}}{(1+6{,}785)^{2}*e^{\frac{6{,}785}{2*0{,}255}} - (1-6{,}785)^{2}*e^{\frac{-6{,}785}{2*0{,}255}}} \rightarrow N = 0{,}04\frac{CF}{100mL}$$

Se puede apreciar que, desde el punto de vista de la calidad microbiológica, se estima que el efluente de los tanques de cultivo carezca de coliformes fecales debido al elevado tiempo de retención hidráulica y las condiciones adversas para la sobrevivencia de los patógenos, tales como las variaciones del pH y la penetración de la radiación solar debido a la poca profundidad de las unidades de cultivo. La alta calidad microbiológica y la presencia de cantidades moderadas de materia orgánica y macronutrientes hacen que el efluente de los estanques sea muy propicio para uso en irrigación de diversos tipos de especies vegetales, incluidas las destinadas a la alimentación humana y que son consumidas crudas (irrigación sin restricciones).

- Estimación de la remoción adicional de DBO en los estanques

Se estima la concentración de la DBO soluble efluente adoptando el régimen hidráulico de flujo disperso, a partir de las siguientes características de los estanques:

L : Largo (125 m); B : Ancho (40 m); A : Área superficial (5.000 m^2 = 0,5 ha); H : Profundidad (1,20 m); Caudal afluente : 79,4 m^3/d; t : Tiempo de retención hidráulica (75,6 d); *v* : Viscosidad cinemática del agua (0,007393 m^2/d)

DBO total efluente de la tercera laguna de maduración, afluente a los estanques = 47 mg DBO/L

A partir del caudal afluente, el área superficial del estanque y la concentración de la DBO afluente se determina la tasa de aplicación superficial practicada L_S:

$$L_S = \frac{S_0 * \mathrm{Q}}{\mathrm{A}} \rightarrow L_S = \frac{47 \frac{mgDBO}{L} * \frac{1000L}{m^3} * \frac{1kg}{1'000.000mg} * 79{,}4 \frac{m^3}{d}}{0{,}5\mathrm{ha}} = 7{,}5 \frac{kg\ DBO}{ha * d}$$

La fórmula para determinar la concentración de DBO_5 soluble efluente es:

$$S = S_0 * \frac{4 * \mathrm{a} * \mathrm{e}^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 * e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 * e^{\frac{-a}{2d}}}$$

S : Concentración de DBO soluble efluente (mg/L)

S_0 : Concentración de DBO total afluente (47 mg DBO/L)

$$a = \sqrt{1 + (4 * K * t * d)}$$

d : Número de dispersión (adimensional)

K : Coeficiente de remoción de DBO (d^{-1})

t : Tiempo de retención de cada estanque (75,6 d)

Utilizando las ecuaciones de Arceivala (1981) y Vidal (1983) para el régimen de flujo disperso, el valor del coeficiente de remoción de DBO (K) es:

La fórmula de Arceivala (1981): $K = (0{,}132 * Log7{,}5) - 0{,}14 = -0{,}02d^{-1}$

La fórmula de Vidal (1983): $K = 0{,}091 + (2{,}05 * 10^{-4} * 7{,}5) = 0{,}092$

Se adoptará como K el valor obtenido por la fórmula de Vidal = 0,092 d^{-1}

Se aplica la corrección del valor de K para la temperatura del líquido, adoptando como valor para el coeficiente de temperatura (θ) 1,035;

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)} \rightarrow K_T = 0{,}092 * 1{,}035^{(24{,}5-20)} = 0{,}107d^{-1}$$

El número de dispersión previamente calculado para los estanques según las diferentes expresiones fue:

Polprasert y Batharai (1983): $d = 1{,}0264$

Agunwamba et al (1992): $d = 0{,}1463$

Yanez (1993): $d = 0{,}2995$

von Sperling (1999): $d = 0{,}320$

Se utilizará el valor promedio del coeficiente de dispersión sin considerar el obtenido por medio de la ecuación de Polprasert y Batharai por ser demasiado discrepante con los determinados a través de las otras expresiones:

$$d_{prom} = \frac{0{,}1463+0{,}2995+0{,}320}{3} \rightarrow d = 0{,}255$$

Se sustituyen los valores disponibles para determinar el valor de "*a*" de la siguiente manera:

$$a = \sqrt{1 + (4 * 0{,}107 * 75{,}6 * 0{,}255)} \rightarrow a = 3{,}041$$

Se estima la concentración de DBO_5 soluble efluente (S) bajo el régimen de flujo disperso:

$$S = S_0 * \frac{4{*}a{*}e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^{2}{*}e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^{2}{*}e^{\frac{-a}{2d}}}$$

$$S = 47 * \frac{4{*}3{,}041{*}e^{\frac{1}{2*0{,}255}}}{(1+3{,}041)^{2}{*}e^{\frac{3{,}041}{2*0{,}255}} - (1-3{,}041)^{2}{*}e^{\frac{-3{,}041}{2*0{,}255}}} \rightarrow S = 0{,}61\frac{mgDBO}{L}$$

Se estima la concentración de la DBO particulada efluente:

Con las mismas consideraciones mencionadas para las lagunas de maduración, se admite una concentración de SS efluente en los estanques del orden de los 20 mg/L. Considerando que cada 1 mgSS/L corresponde a una DBO_5 del orden de 0,35 mg/L, se tiene que:

$$S_{DBOPart.} = 0{,}35\frac{\text{mg}DBO_5}{mgSS} * 20\frac{mgSS}{L} \rightarrow S = 7\frac{mgDBO_5}{L}$$

Se determina el valor de la DBO total efluente de los estanques

DBO total efluente = DBO soluble + DBO particulada = 0,61 + 7 = 7,61 ≈ 8 mg/L

Se calcula la eficiencia total del sistema de tratamiento conformado por lagunas anaerobias seguidas de lagunas facultativas, tres lagunas de maduración y los estanques de piscicultura actuando como unidades de pulimento para la remoción de la DBO

$$E = \frac{(S_o - DBO_{\text{efl}})}{S_o} * 100 = \frac{325-8}{325}\text{x}100 = 97{,}5\ \%$$

- Remoción adicional de Nitrógeno en los estanques

Usando la expresión de Pano y Middlebrooks (1982):

$$C_e = \frac{C_0}{1 + [\ 5{,}035{*}10^{-3} * (A/Q) * \ e^{\ (1{,}540\ *\ (pH-6{,}6))}\ ]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente a las unidades de cultivo, para NH_3 (11,35 mg/L)

Adoptando un pH = 8,0 en las unidades de cultivo, para un área superficial por estanque A = 5.000 m^2 y un caudal afluente por estanque Q = 79,4 m^3/d. Sustituyendo valores se tiene que:

$$C_e = \frac{11{,}35}{1 + \left[5{,}035 * 10^{-3} \ * \left(\frac{5.000}{79{,}4}\right) \ * \ e^{\ (1{,}540\ *\ (8{,}0-6{,}6))}\right]} \rightarrow C_e = 3{,}04\frac{mgNH_3}{L}$$

Se calcula la eficiencia del estanque en la remoción del NH_3

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{11{,}35\ \text{-}3{,}04}{11{,}35} \text{x} 100 = 73{,}22\%$$

Para la remoción de nitrógeno total adoptando para régimen hidráulico de mezcla completa se utiliza la expresión:

$$C_e = \frac{C_o}{1\ + \text{t} * (\ 0{,}000576 * T - 0{,}00028) * \text{e}^{\ (1{,}08\ \text{-}\ 0{,}042\ *\ \text{T}) * (\ \text{pH}-6{,}6))}\ ]}$$

Donde:

C_0 : Concentración afluente, para Nitrógeno (38,54 mg/L)

Para los estanques se tiene las siguientes características: T = 24,5 °C; pH = 8,0; tiempo de retención hidráulica t = 75,6 d

Con base en la información disponible, el valor la concentración efluente es:

$$C_e = \frac{38{,}54}{1 + [75{,}6 * (\,0{,}000576 * 24{,}5 - 0{,}00028) * e^{\,(1{,}08\,-\,0{,}042\,*\,24{,}5) * (\,8{,}0 - 6{,}6))}\,]} \rightarrow C_e = 18{,}15\,\frac{mgNT}{L}$$

Se calcula la eficiencia de la segunda laguna de maduración en la remoción del nitrógeno total

$$E = \frac{(C_o - C_e)}{C_o} * 100 = \frac{38{,}54 - 18{,}15}{38{,}54} \text{x} 100 = 52{,}91\%$$

11.4 CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO

Es evidente que la producción de peces de manera extensiva utilizando efluentes tratados requiere de medidas sanitarias adecuadas para así proteger la salud de los consumidores del producto final y la de los productores. La implementación de lagunas de maduración en serie podrá brindar las condiciones adecuadas para garantizar la protección de ambos grupos de personas. En el ejemplo desarrollado en este capítulo se observó que con tres lagunas de maduración se alcanzó el estándar definido por la OMS para protección de los consumidores ($\leq 10^5$ CF/100 mL), y con la adición de una unidad en la serie se lograría también la protección de los trabajadores ($\leq 10^4$ CF/100 mL). La implementación de una cuarta laguna de maduración brindaría las condiciones sanitarias más favorables para practicar la piscicultura de la manera más segura posible; sin embargo, representaría "sacrificar" la construcción de dos estanques para el cultivo de la especie hidrobiológica seleccionada. Dependiendo del tamaño del proyecto a desarrollar se justifica plenamente la inversión de un área adicional con la inclusión de una laguna de maduración adicional en favor de la calidad sanitaria del efluente, ello les brindará la protección necesaria a los trabajadores, así como mayor confiabilidad a los peces a ser consumidos o comercializados.

Las lagunas de maduración dentro del tren de tratamiento de las aguas residuales representan una opción valiosa para mejorar la calidad del efluente en términos de la reducción adicional de materia orgánica por parte de las comunidades microbiológicas presentes tanto en la

columna de agua como en el fondo de los estanques y por el consumo de organismos acuáticos -incluidos algunos peces- que favorecen la estabilización del material orgánico. Adicionalmente, en dichas lagunas se desarrolla una riquísima comunidad planctónica que asimila a su biomasa parte del nitrógeno y del fósforo; complementariamente a ello se presenta la remoción de nitrógeno amoniacal como fruto de procesos de nitrificación y volatilización gracias a elevados niveles de pH resultado de los procesos fotosintéticos. Las variaciones del pH, las altas concentraciones de oxígeno disuelto -que muchas veces logran niveles de supersaturación-, la predación por parte de microorganismos acuáticos, y la alta incidencia de radiación solar con su efecto viricida y bactericida crean condiciones ambientales adversas para la sobrevivencia de los patógenos.

Los aspectos anteriormente comentados favorecen la generación de un efluente de excelentes características sanitarias y físico químicas, susceptibles de ser vertidos a los cuerpos receptores generando un mínimo impacto, con altos niveles de productividad primaria que pueden ser fuente de alimento y de producción de oxígeno.

12

Manejo y disposición final de lodos de lagunas de estabilización y de estanques de piscicultura extensiva con efluentes tratados

Lechos para secado de lodos de la PTAR del municipio de Marinópolis, estado de São Paulo, Brasil

La piscicultura en cualquiera de sus modalidades: extensiva, semi intensiva, intensiva, superintensiva, en monocultivo o policultivo, genera sólidos tanto disueltos como en suspensión, algunos de los cuales permanecen en la columna de agua y otros se sedimentan para formar progresivamente el lodo de fondo de las unidades de cultivo.

La producción piscícola resulta en la generación y acumulación de sedimentos en las unidades de cultivo a lo largo del tiempo. Una excesiva carga de sedimentos puede conducir a la reducción en la profundidad efectiva de los estanques y en el espacio disponible para que habiten los peces; adicionalmente, puede conducir a la caída en las concentraciones del oxígeno disuelto y en la liberación de gases tóxicos tales como H_2S y NO_2 (Dróżdż et al. 2020).

Según Avnimelech y Ritvo (2003), el suelo del fondo del estanque y los sedimentos acumulados son partes integrales de los estanques. Las concentraciones de nutrientes, materia orgánica y la densidad de microorganismos en el fondo del estanque son varios órdenes de magnitud mayores que en el agua. La intensa degradación de la materia orgánica en el fondo del estanque y la alta demanda de oxígeno en los sedimentos superan la tasa de renovación de oxígeno a nivel de fondo del estanque. Esto conduce al desarrollo de condiciones anóxicas en los sedimentos y en la interfaz sedimento-agua.

En el caso particular de estanques para la piscicultura extensiva abastecidos por efluentes de lagunas de estabilización es previsible la generación de lodos como resultado de la sedimentación de material particulado conformado por: flóculos biológicos naturalmente formados en las unidades de tratamiento que anteceden a los tanques de piscicultura; formas de fitoplancton y zooplancton, provenientes de las lagunas de estabilización o que se desarrollan en las unidades de cultivo, que al completar su ciclo vital se sedimentan; mortalidades de los peces cultivados; especies predadoras u otras formas de fauna que eventualmente ingresan a los estanques y finalizan su ciclo vital en la unidad de cultivo. Ya que los estanques para piscicultura extensiva se encontrarán asociados a efluentes de lagunas de estabilización es previsible que los lodos generados en las unidades de cultivo aún tengan

la eventual presencia de organismos potencialmente patógenos, por ello es recomendable que los lodos que se remuevan periódicamente de los estanques sean manejados junto con los provenientes de la PTAR. En el presente capítulo se abordan temáticas relativas a la producción, manejo y disposición final de lodos generados en las plantas de tratamiento de aguas residuales, que conformarán la mayor cantidad de lodos producidos en el sistema que asocia las unidades de tratamiento de efluentes mediante lagunas de estabilización y la serie de estanques para cultivo de peces en los efluentes tratados.

12.1 PRODUCCIÓN DE LODO EN LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

De acuerdo con von Sperling y Gonçalves (2014), entre los tipos de subproductos sólidos que se generan en el tratamiento de las aguas residuales se encuentran el lodo primario, el lodo secundario y el lodo químico (cuando en el tren de tratamiento se incluya una etapa físico-química). Pese a que el lodo pueda en la mayor parte de las etapas de su manejo estar constituido por más de 95% de agua, solamente por convención se lo denomina como "fase sólida", ello con miras a distinguirlo del flujo del líquido que está siendo tratado (fase líquida).

Al planear el gerenciamiento del lodo de PTAR's, los siguientes aspectos deben ser considerados y cuantificados: la producción de lodo en la fase líquida, el descarte de lodo de la fase líquida, el descarte de lodo de la fase sólida (von Sperling y Gonçalves, 2014).

Según von Sperling (2012), la producción de lodo a ser generado es función directa del sistema de tratamiento utilizado para la fase líquida. En principio, todos los procesos de tratamiento biológico generan lodo. Los procesos que reciben el agua residual cruda en sedimentadores primarios generan el lodo primario, compuesto por los sólidos sedimentables del agua residual cruda. En la etapa biológica de tratamiento, se tiene el así denominado lodo biológico o lodo secundario que consiste en la propia biomasa que creció a expensas del alimento suministrado por el agua residual afluente. En caso

de que la biomasa no sea removida, ella tiende a acumularse en el sistema, pudiendo eventualmente salir con el efluente final, deteriorando su calidad en términos de sólidos en suspensión y materia orgánica.

Dependiendo del tipo de sistema, el lodo primario puede ser enviado para el tratamiento junto con el lodo secundario; para dicha situación, el lodo resultante de la mezcla pasa a ser denominado lodo mixto. En todos estos casos, es necesario el descarte del lodo, o sea, su remoción de la fase líquida. Sin embargo, no todos los sistemas de tratamiento de aguas residuales necesitan del descarte continuo de dicha biomasa. Algunos sistemas de tratamiento logran almacenar el lodo por todo el horizonte de operación de la planta de tratamiento (por ejemplo, las lagunas facultativas), otros permiten una remoción eventual (como es el caso de los reactores anaerobios) y otros requieren de una remoción continua o bastante frecuente (por ejemplo, los lodos activados). El lodo biológico descartado también es denominado lodo de exceso.

En la Tabla 12.1 se presenta una breve descripción de los principales tipos de subproductos sólidos y su origen en el tratamiento de aguas residuales con énfasis en los sistemas de tratamiento anaerobios y por medio de lagunas de estabilización. Todos los procesos de tratamiento son iniciados por el tratamiento preliminar, donde hay, necesariamente, la generación de material tamizado y retenido por rejillas y arena. La espuma y materiales flotantes varían entre un proceso y otro, pudiendo o no ocurrir de manera sistemática. El lodo primario solamente es generado en plantas de tratamiento que poseen una etapa de tratamiento primario (sedimentación –también conocida en algunos textos como decantación- primaria). El lodo secundario es generado en todos los procesos de tratamiento biológico. El tipo de lodo varía, distinguiéndose en la tabla los lodos aerobios -no estabilizados-, lodos aerobios -estabilizados- y lodos anaerobios -estabilizados- (von Sperling y Gonçalves, 2014).

Tabla 12.1 Origen y descripción de los principales subproductos sólidos generados en el tratamiento de aguas residuales

Subproducto sólido	Origen	Descripción
Sólidos gruesos	• Rejillas	Los sólidos removidos por las rejillas incluyen todos los sólidos, orgánicos e inorgánicos, con dimensiones superiores al espacio libre entre los barrotes. El material orgánico varía en función de las características del sistema de alcantarillado y de la época del año. La remoción puede ser manual o mecánica.
Arena	• Desarenador	La arena usualmente comprende los sólidos inorgánicos más pesados, que sedimentan con velocidades relativamente elevadas. La arena es removida en unidades denominadas desarenadores, que son sedimentadores (también conocidos como decantadores) con un bajo tiempo de retención hidráulica, tan solo suficiente para la sedimentación de la arena. Sin embargo, dependiendo de las condiciones de operación, también pueden ser removidos materia orgánica y aceites y grasas.
Espuma y residuos flotantes	• Desarenador • Sedimentador primario • Sedimentador secundario • Laguna de estabilización • Reactor anaerobio	La espuma y residuos flotantes removidos en los sedimentadores primarios consta de materiales flotantes raspados de la superficie, los cuales contienen grasas, aceites vegetales y minerales, jabones, residuos de comida, cáscaras de vegetales y frutas, cabello, papel, algodón, filtros de cigarrillos y materiales similares. El peso específico de tales residuos es menor a 1,0 y generalmente en torno a 0,95. Los desarenadores normalmente no poseen equipos para la remoción de espuma y residuos flotantes. En el tratamiento secundario, los reactores biológicos también producen espuma, contando en su composición con la presencia de bacterias que se desarrollan en condiciones ambientales específicas. Dicha espuma es usualmente removida en los sedimentadores secundarios por medio de raspado de la superficie. Las lagunas de estabilización y los reactores anaerobios también pueden presentar espuma.
Lodo primario	• Tanque séptico (también conocido como fosa séptica) • Sedimentador primario	Los sólidos removidos por sedimentación en los sedimentadores primarios constituyen el lodo primario. El lodo primario puede exhalar un fuerte olor, principalmente al permanecer retenido por un tiempo elevado en los sedimentadores primarios, en condiciones de elevada temperatura. El lodo primario removido en tanques sépticos permanece por un tiempo lo suficientemente elevado para proporcionar su digestión anaerobia, en condiciones controladas (tanques cerrados).

Tabla 12.1 Origen y descripción de los principales subproductos sólidos generados en el tratamiento de aguas residuales (continuación)

Subproducto sólido	Origen	Descripción
Lodo biológico anaerobio (estabilizado)	• Lagunas de estabilización (lagunas facultativas, lagunas anaerobias-facultativas, lagunas aireadas facultativas, lagunas aireadas de mezcla completa-lagunas de decantación) • Reactores anaerobios (reactores UASB, filtros anaerobios)	En los reactores anaerobios y en el lodo del fondo de lagunas de estabilización predominan condiciones anaerobias. La biomasa anaerobia también crece y se multiplica a expensas de materia orgánica. En estos procesos de tratamiento, usualmente la biomasa permanece retenida un largo tiempo, en el cual ocurre la digestión anaerobia del propio material celular. En las lagunas de estabilización, el lodo también está constituido de sólidos sedimentados provenientes del agua residual cruda, así como de algas muertas. Este lodo no requiere de una etapa de digestión posterior.

Fuente: Adaptada de (von Sperling y Gonçalves, 2014, pp. 17-18)

De acuerdo con von Sperling (2012), el término "lodo" ha sido utilizado para designar los subproductos sólidos del tratamiento de aguas residuales. En los procesos biológicos de tratamiento, parte de la materia orgánica es absorbida y convertida, haciendo parte de la biomasa microbiana, la cual compone el lodo secundario, constituido principalmente de sólidos biológicos, y por dicha razón también es conocido como biosólido. Para que este término pueda adoptarse también es necesario que sus características químicas y biológicas sean compatibles con una utilización productiva, como, por ejemplo, en agricultura. El término "biosólido" es una forma de resaltar sus aspectos benéficos, valorando la utilización productiva, en comparación con la mera disposición final improductiva, por medio de rellenos, disposición superficial en el suelo o incineración.

12.2 FRECUENCIA DE REMOCIÓN DEL LODO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO DE LA FASE LÍQUIDA

A partir de lo reportado por von Sperling y Gonçalves (2014), en la Tabla 12.2 se presentan los intervalos típicos de remoción del lodo de las unidades de tratamiento de la fase líquida, con énfasis en los sistemas basados en reactores anaerobios y lagunas de estabilización, de donde el lodo removido seguirá para la etapa de tratamiento. Los intervalos se encuentran expresados de la siguiente manera: continuo, horas, días, semanas, meses, años. Por ejemplo, la clasificación de "meses" indica que el lodo debe ser removido de la unidad de tratamiento de la fase líquida en intervalos del orden de algunos meses, pasando de allí para la etapa de tratamiento de la fase sólida. El período de almacenamiento ejerce gran influencia en las características del lodo y, por consiguiente, en la forma de tratamiento. Lodos removidos en intervalos de semanas, meses o años usualmente se encuentran ya digeridos y también poseen mayor densidad.

Tabla 12.2 Intervalos típicos de remoción del lodo de las unidades de la fase líquida

Sistema de tratamiento	Intervalo de remoción del lodo de la fase líquida		
	Lodo primario	Lodo secundario	Lodo químico
Tratamiento primario (convencional)	Horas		
Tratamiento primario (tanques sépticos)	Meses		
Tratamiento primario con coagulación			Horas
Laguna facultativa		Años	
Laguna anaerobia - laguna facultativa		Años	
Laguna aireada facultativa		Años	
Laguna aireada de mezcla completa - laguna de sedimentación		Años	
Laguna facultativa + laguna de maduración		Años	
Laguna facultativa + laguna de alta tasa		Años	
Tanque séptico + filtro anaerobio	Meses	Meses	
Reactor UASB		Semanas	
UASB + lagunas de pulimento		Semanas	

Fuente: Adaptada de (von Sperling y Gonçalves, 2014, pp. 27)

12.3 RELACIONES ENTRE CONTENIDO DE SÓLIDOS, CONCENTRACIÓN Y CAUDAL DE LODO

Según von Sperling (2012), para expresar las características del lodo, así como para calcular la producción de lodo en términos de masa y de volumen, se vuelve esencial el entendimiento de ciertas relaciones fundamentales, que se abordaran a continuación.

12.3.1 Relación entre contenido de sólidos y humedad

La relación entre el contenido de sólidos secos y de humedad en un lodo se expresa con la siguiente ecuación:

$$Humedad\ (\%) = 100 - Sólidos\ secos\ (\%) \qquad [12.1]$$

Un lodo con un contenido de sólidos secos de 2% posee una humedad de 98%. Así, por cada 100 kg de lodo, 98 kg son de agua y 2 kg son de sólidos.

De acuerdo con von Sperling (2012), la humedad influye en las propiedades mecánicas del lodo, ya que éstas inciden en el tipo de manejo y de disposición final del lodo. La relación entre la humedad y las propiedades mecánicas se expresa según los rangos de valores que se presentan a continuación en la Tabla 12.3:

Tabla 12.3 Propiedades mecánicas de lodos según su contenido de humedad y sólidos secos

Humedad (%)	Contenido de sólidos secos (%)	Propiedades mecánicas del lodo
100 a 75	0 a 25	Lodo fluido
75 a 65	25 a 35	Torta semi-sólida
65 a 40	35 a 60	Sólido duro
40 a 15	60 a 85	Lodo en gránulos
15 a 0	85 a 100	Lodo desintegrado en polvo fino

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 368)

Según von Sperling (2012), el agua en el lodo puede ser dividida en cuatro clases distintas, de acuerdo con la facilidad de separación:

- Agua libre. Puede ser removida por gravedad (espesamiento, flotación)
- Agua absorbida. Puede removerse por medio de fuerza mecánica o por medio del uso de floculante.
- Agua capilar. Se mantiene absorbida a la fase sólida por fuerza capilar, se distingue del agua absorbida por la necesidad de una mayor fuerza para lograr su separación.
- Agua celular. Es parte de la fase sólida y solamente puede ser removida a través de un cambio en el estado de agregación del agua, esto es, a través de congelamiento o evaporación.

12.3.2 Densidad del lodo

La densidad del lodo, en la mayor parte de su procesamiento, es muy cercana a la del agua. Los valores típicos se encuentran entre 1,02 y 1,03 (1020 a 1030 kg/m^3) para el lodo líquido, durante su tratamiento, y entre 1,05 y 1,08 (1050 a 1080 kg/m^3) para el lodo deshidratado, que pasará a disposición final (von Sperling, 2012).

12.3.3 Concentración de sólidos secos

La concentración de sólidos en un lodo se expresa en la forma de sólidos secos, o sea, excluyendo el peso del agua componente del lodo. La concentración puede ser en mg/L o en porcentaje (expresión más usual para el procesamiento del lodo), las dos formas de concentración se relacionan de la siguiente forma:

$$\text{Concentración } (\%) = \frac{\text{Concentración (mg/L) x 100}}{1\text{x}10^6\text{(mg/kg) x Masa específica (kg/L)}} \qquad [12.2]$$

Como en la mayor parte de las etapas de procesamiento del lodo su densidad es muy cercana a 1,0 (con excepción del lodo deshidratado), la Ecuación 12.2 puede simplificarse de la siguiente manera:

$$\text{Concentración } (\%) \approx \frac{\text{Concentración (mg/L)}}{10.000} \qquad [12.3]$$

De esta forma, un lodo con una concentración de 20.000 mg/L puede tener tal concentración expresada como 20.000/10.000 = 2,0 % de sólidos secos. Así, cada 100 kg (o 100 litros) de lodo poseen 2 kg de sólidos secos (y 98 kg de agua). Es decir, que 1000 kg (1000 L, o 1 m^3) de lodo poseen 20 kg de sólidos secos (o 20.000 g de sólidos secos). De esta forma, se tienen 20.000 g de sólidos secos en 1 m^3 de lodo, o 20.000 gST/m^3, o 20.000 mgST/L, ya que 1 mg/L = 1 g/m^3 (von Sperling, 2012).

12.3.4 Relación entre caudal, concentración y carga

Según (von Sperling, 2012), el dimensionamiento de las etapas de tratamiento y disposición final del lodo se realiza teniendo como base el caudal de lodo o, en muchos casos, la carga de sólidos secos (masa por unidad de tiempo). El caudal de lodo se relaciona con la carga y la concentración de SS a partir de la Ecuación 12.4:

$$\text{Caudal} = \frac{\text{Carga}}{\text{Concentración}} \qquad [12.4]$$

Las unidades que le corresponden al caudal de lodo se obtienen a partir de la Ecuación 12.5

$$\text{Caudal de lodo } (m^3/\text{d}) = \frac{\text{Carga SS (kgSS/d)}}{\frac{\text{Sólidos secos } (\%)}{100} \text{ x Masa específica lodo (kg lodo/m}^3 \text{ lodo)}} \qquad [12.5]$$

Al considerar que la masa específica de lodo en prácticamente todas las etapas de su procesamiento es muy cercana a 1000 kg/m^3, se puede simplificar la Ecuación 12.5 de la siguiente manera:

$$\text{Caudal lodo } (m^3/\text{d}) = \frac{\text{Carga SS (kgSS/d)}}{\text{Sólidos secos } (\%) \text{ x } 10} \qquad [12.6]$$

Un lodo con una carga de sólidos de 120 kgST/d y una concentración de sólidos de 2,0% (20.000 mg/L) tendrá un caudal de 120/(2,0x10) = 120/20 = 6,0 m^3/d.

Para estimar la carga de sólidos totales (ST) a partir del caudal de lodo y de la concentración de sólidos en suspensión (SS), se puede trabajar con la reorganización de

la Ecuación 12.4 de tal manera que: Carga = Caudal x Concentración

Con base en lo anterior, la carga de sólidos se puede expresar por medio de la Ecuación 12.7:

$$\text{Carga (kgSS/d)} = \frac{\text{Caudal } (m^3/\text{d}) \text{ x Concentración } (\text{g/m}^3)}{1000 \text{ (g/kg)}} \quad [12.7]$$

La conversión de unidades se basa en el hecho de que mg/L es lo mismo que g/m^3. Un lodo con 20.000 mg/L es lo mismo que un lodo con 20.000 g/m^3. Si el caudal fuese de 6 m^3/d, la carga de sólidos será 6x20.000/1000 = 120 kg de sólidos secos por día, o 120 kgSS/d.

Para un cálculo aproximado, se puede decir que el volumen de lodo (caudal) varía inversamente con la concentración de sólidos secos (admitiendo lodos con densidades iguales a 1,0):

$$\frac{\text{Caudal lodo}_1}{\text{Caudal lodo}_2} = \frac{\text{Concentración de SS}_2 \text{ (\%)}}{\text{Concentración de SS}_1 \text{ (\%)}} \quad [12.8]$$

Así, un lodo con una concentración de SS de 2,0% y un caudal de 6 m^3/d tendrá el siguiente caudal, en caso que la concentración de SS sea incrementada para un 5,0%: (6 m^3/d) x (2,0/5,0) = 2,4 m^3/d. Los otros 3,6 m^3/d (= 6,0 - 2,4) son el líquido drenado en dicha etapa, y deben retornar para la entrada de la planta de tratamiento de aguas residuales (von Sperling, 2012).

12.4 CANTIDAD DE LODO GENERADO EN LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La cantidad de lodo generado en el tratamiento de aguas residuales, y que debe ser dirigido hacia la etapa de tratamiento del lodo puede expresarse en términos de masa y de volumen. En el presente ítem se adopta un abordaje simplificado, de expresar la producción de lodo en términos per cápita y en términos de DQO.

Según von Sperling y Gonçalves (2014), En la etapa biológica del tratamiento de aguas residuales, parte de la DQO removida es convertida en biomasa, que pasa a constituir

el lodo biológico. Por simplicidad, en la Tabla 13.3 se presenta la masa de sólidos en suspensión removidos por unidad de DQO aplicada (o DQO afluente), asumiendo eficiencias típicas de remoción de DQO en los diversos procesos de tratamiento de aguas residuales.

Dichos autores manifiestan también que, considerando que cada habitante contribuye con cerca de 100 gDQO por día (0,1 kgDQO/hab.d), se puede calcular también la contribución de SS per cápita. En los procesos de tratamiento de aguas residuales en que predominan mecanismos físicos de remoción de la materia orgánica, no hay vinculación directa entre la producción de sólidos y la remoción de la DQO. Para dichas condiciones, la Tabla 13.4 presenta las producciones per cápita de SS tomando como base eficiencias típicas de remoción de SS en las diversas etapas del tratamiento de las aguas residuales con énfasis en las tecnologías de tratamiento de efluentes por medio de sistemas anaerobios y lagunas de estabilización.

Los sólidos presentados en la Tabla 12.4 constituyen la fracción sólida del lodo. El resto del lodo estará constituido por agua. La concentración de sólidos secos (sólidos totales) expresada en porcentaje se relaciona con la concentración en mg/L. Un lodo con 2% de sólidos secos posee 98% de humedad, o sea, de cada 100 kg de lodo, 2 kg son de sólidos secos y 98 kg son de agua.

El cálculo del volumen per cápita de lodo producido por día se realiza tomando como base la carga per cápita diaria y la concentración de sólidos secos, se recomienda observar la fórmula de la Tabla 13.4. La tabla en mención debe ser utilizada solamente para estimaciones preliminares, recordando que la masa y el volumen de lodo listados son del lodo dirigido hacia la etapa de tratamiento del lodo.

Tabla 12.4 Características y cantidad del lodo producido en varios sistemas de tratamiento de aguas residuales

Sistema de tratamiento en consideración	Características del lodo producido y descartado de la fase líquida (dirigido hacia la etapa de tratamiento del lodo)			
	kgSS / kgDQO aplicada	Contenido de sólidos secos (%)	Masa de lodo (gSS/hab.d) (a)	Volumen de lodo (L/ hab.d) (b)
Tratamiento primario (convencional)	0,35 – 0,45	2–6	35-45	0,6 – 2,2
Tratamiento primario (tanques sépticos)	0,20 – 0,30	3-6	20 - 30	0,3 – 1,0
Laguna facultativa	0,12 – 0,32	5–15	12 - 32	0,1 – 0,25
Laguna anaerobia - laguna facultativa				
• Laguna anaerobia	0,20 – 0,45	15-20	20 - 45	0,1 – 0,3
• Laguna facultativa	0,06 – 0,10	7-12	6 - 10	0,05 – 0,15
• Total	0,26 – 0,55	-	26 - 55	0,15 – 0,45
Laguna aireada facultativa	0,08 – 0,13	6-10	8 - 13	0,08 – 0,22
Laguna aireada mezcla completa - laguna sedimentación.	0,11 – 0,13	5–8	11 - 13	0,15 – 0,25
Tanque séptico + filtro anaerobio				
• Tanque séptico	0,20 – 0,30	3 - 6	20 - 30	0,3 – 1,0
• Filtro anaerobio	0,07 – 0,09	0,5 – 4,0	7 – 9	0,2 – 1,8
• Total	0,27 – 0,39	1,4 – 5,4	27 - 39	0,5 – 2,8
Reactor UASB	0,12 – 0,18	3–6	12–18	0,2 – 0,6

Fuente: Adaptada de (von Sperling y Gonçalves, 2014, pp. 29)

Observaciones: En las unidades con largo tiempo de retención del lodo (por ejemplo: lagunas, tanque séptico, reactor UASB, filtro anaerobio), los valores presentados incluyen la digestión y espesamiento que ocurren en la propia unidad (los cuales reducen la masa y el volumen de lodo).

(a) Asumiendo 0,1 kgDQO/hab.d y 0,06 kgSS/hab.día

(b) Litros de lodo / hab.d = [(gSS/hab.d) / (sólidos secos (%))] x (100/1000) (asumiendo una densidad de 1000 kg/m^3)

Con base las informaciones de la Tabla 13.4 se observa que, de los sistemas de tratamiento de aguas residuales listados, las lagunas de estabilización son las que generan la menor cantidad de lodo, ello se debe a que el lodo producido en las lagunas permanece retenido por varios años, en los cuales sufre digestión (conversión a agua y gases) y espesamiento, reduciendo sobremanera su volumen.

12.5 ETAPAS DEL TRATAMIENTO DEL LODO

Según von Sperling (2012), las principales etapas de gerenciamiento del lodo, con sus respectivos objetivos, son:

- Densificación o espesamiento, cuyo objetivo es la remoción de humedad (reducción de volumen)
- Estabilización, su objetivo es la remoción de la materia orgánica (reducción de sólidos volátiles)
- Acondicionamiento, cuyo objetivo es la preparación para la deshidratación (principalmente mecánica)
- Deshidratación, tiene como objetivo la remoción de humedad (reducción de volumen)
- Higienización, cuyo objetivo es la remoción de organismos patógenos
- Disposición final, tiene como objeto la destinación final de los subproductos

De acuerdo con von Sperling (2012), la incorporación de cada una de estas etapas en el flujograma de procesamiento del lodo depende de las características del lodo generado o, en otras palabras, del sistema de tratamiento utilizado para la fase líquida, así como de la etapa de tratamiento de lodo subsecuente y de la disposición final.

- La densificación o espesamiento es un proceso físico de concentración de sólidos en el lodo enfocado a reducir su humedad y, en consecuencia, su volumen, facilitando las posteriores etapas de tratamiento del lodo.

- La estabilización pretende atenuar el inconveniente de malos olores en el procesamiento y disposición del lodo. La reducción de los olores se logra a través de la remoción de la materia orgánica biodegradable que compone el lodo, lo que también se refleja en una reducción de la masa de sólidos en el lodo.

- El acondicionamiento es un proceso de preparación del lodo, a través de la adición de productos químicos (coagulantes, polielectrolitos) para aumentar su aptitud para la deshidratación y mejorar la captura de sólidos en los sistemas de deshidratación del lodo.

- La siguiente fase del procesamiento es la deshidratación del lodo, que puede realizarse por métodos naturales o mecánicos. El objetivo de esta fase es remover agua y reducir aún más el volumen, produciendo lodo con comportamiento mecánico parecido al de los sólidos. La deshidratación del lodo tiene un importante impacto en los costos de transporte y destino final, además de influir de manera decisiva en el manejo del lodo, ya que el comportamiento mecánico de este varía con el contenido de humedad.

- La desinfección o higienización del lodo es una operación necesaria si su destino fuese el reciclaje agrícola, ya que los procesos de digestión anaerobia y aerobia generalmente empleados no reducen el nivel de patógenos hasta niveles aceptables. Para la incineración o disposición del lodo en un relleno, no es necesaria su higienización.

Cada vez gana más atención la potencial generación de energía por medio de la utilización del biogás generado en la digestión anaeróbica del lodo, así como de otras formas de procesamiento del lodo. Complementariamente a ello, gana también mayor atención el hecho de que la utilización productiva del metano contribuye también a la reducción de la emisión de gases generadores del efecto invernadero (von Sperling, 2012).

La Tabla 12.5 presenta las etapas del gerenciamiento del lodo usualmente adoptadas para los sistemas de tratamiento de aguas residuales más frecuentemente utilizados en las tecnologías anaerobias y de lagunas de estabilización.

La Tabla 12.6 presenta las etapas del manejo del lodo usualmente adoptadas para los sistemas de tratamiento de aguas residuales más frecuentemente utilizados en el entorno de América Latina, se hace énfasis en lo pertinente a los lodos provenientes del tratamiento primario, de reactores anaerobios y de lagunas de estabilización.

Dentro de cada etapa de gerenciamiento del lodo hay variantes de procesos, las principales de dichas variantes se relacionan en la Tabla 12.7. Como complemento a ello, en la Figura 12.1 se presentan los diagramas de flujo usuales para el tratamiento y disposición final de los lodos primarios y secundarios que se obtienen a partir del tratamiento primario o a partir de sistemas de tratamiento de efluentes por medio de reactores anaerobios o por lagunas de estabilización.

Tabla 12.5 Frecuencia de remoción, etapas de tratamiento y características del lodo generado y a ser dispuesto, según diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales

Sistema de tratamiento de aguas residuales	Intervalo de remoción de lodo de la fase líquida		Etapas usuales del procesamiento del lodo				Lodo líquido (a ser tratado)			Lodo deshidratado (a ser dispuesto)		
	Lodo primario	Lodo biológico	Espesamiento	Digestión	Deshidratación	Disposición final	Contenido de sólidos secos (%) (a)	Masa de lodo (gSS/hab.d) (b)	Volumen de lodo (L/ hab.d) (c)	Contenido de sólidos secos (%) (a) (d)	Masa de lodo (gSS/ hab.d)	Volumen de lodo (L/ hab.d) (c)
Tratamiento primario (tanques sépticos)	Meses	-	-	-	LP	LP	3-6	20-30	0,3–1,0	30-40	20-30	0,05–0,10
Tratamiento primario convencional	Horas	-	LP	LP	LP	LP	2–4	35-45	0,9–2,0	25-45	25-28	0,05-0,11
Tratamiento primario avanzado (d)	Horas	-	LP/LQ	LP/LQ	LP/LQ	LP/LQ	1-3	60-70	2,0-7,0	20-35	40-60	0,11-0,30
Laguna facultativa	-	Décadas	-	-	LB (e)	LB	5–15	12-32	0,1–0,25	30-40	20-25	0,05-0,08
Laguna anaeróbica - laguna facultativa	-	Años	-	-	LB (e)	LB	-	26-55	0,15–0,45	30-40	26-55	0,06-0,17
Laguna aireada facultativa	-	Años	-	-	LB (e)	LB	4-10	8-24	0,08–0,60	30-40	8-24	0,02-0,08
Laguna aireada mezcla completa - laguna sedimentación	-	Años	-	-	LB (e)	LB	3–8	12-30	0,15–1,0	30-40	12-30	0,03-0,10
Laguna anaeróbica + laguna facultativa + laguna de maduración	-	Años	-	-	LB (e)	LB	-	26-55	0,15–0,45	30-40	26-55	0,06-0,17
Laguna anaeróbica + laguna facultativa + laguna de alta tasa	-	Años	-	-	LB (e)	LB	-	26-55	0,15–0,45	30-40	26-55	0,06-0,17
Laguna anaeróbica + laguna facultativa + remoción de algas	-	Años	-	-	LB (e)	LB	-	30-60	0,17–0,52	30-40	30-60	0,07-0,20
Tanque séptico + filtro anaeróbico	Meses	Meses	-	-	LP/LB	LP/LB	1,4–5,4	27-39	0,5–2,8	30-40	27-39	0,07–0,13
Tanque séptico + infiltración	Meses	-	-	-	LP	LP	3-6	20-30	0,3–1,0	30-40	20-30	0,05–0,10
Reactor UASB	-	Semanas	-	-	LB	LB	3–6	12–18	0,2–0,6	20-45	12-18	0,03-0,09

Tabla 12.5 Frecuencia de remoción, etapas de tratamiento y características del lodo generado y a ser dispuesto, según diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales (continuación)

Sistema de tratamiento de aguas residuales	Intervalo de remoción de lodo de la fase líquida		Etapas usuales del procesamiento del lodo				Lodo líquido (a ser tratado)			Lodo deshidratado (a ser dispuesto)		
	Lodo primario	Lodo biológico	Espesamiento	Digestión	Deshidratación	Disposición final	Contenido de sólidos secos (%) (a)	Masa de lodo (gSS/hab.d) (b)	Volumen de lodo (L/ hab.d) (c)	Contenido de sólidos secos (%) (a) (d)	Masa de lodo (gSS/hab.d)	Volumen de lodo (L/ hab.d) (c)
UASB + filtro anaeróbico	-	Semanas	-	-	LB	LB	3-4	15-25	0,4–0,8	20-45	15-25	0,03-0,13
UASB + lagunas de pulimento	-	Semanas	-	-	LB	LB	3-4	15–20	0,4–0,7	20-45	15-20	0,03-0,10
UASB + laguna aireada facultativa	-	Semanas	-	-	LB	LB	-	20-25	0,4–0,8	20-45	20-25	0,04-0,13
UASB + laguna aireada mezcla completa + laguna decantación	-	Semanas	-	-	LB	LB	-	20-25	0,4-0,8	20-45	20-25	0,04-0,13

Fuente: Adaptado de (von Sperling, 2012, p. 373)

Observaciones:

LP = lodo primario; LB = lodo biológico; LM = lodo mixto; LQ = lodo químico

(a) Contenido de sólidos secos (%) = 100 – Humedad (%)

(b) En las unidades con largo tiempo de retención de lodo (ej. lagunas, tanque séptico, reactor UASB, filtro anaeróbico), los valores presentados incluyen la digestión y espesamiento que ocurren en la propia unidad (los cuales reducen la masa y el volumen de lodo).

(c) Litros de lodo / hab.d = [(gSS/hab.d) / (sólidos secos (%))] x (100/1000) (asumiendo densidad de 1000 kg/m^3)

(d) Los amplios rangos de variación de sólidos secos reflejan diferentes tecnologías (naturales y mecanizadas), operando en distintas condiciones climáticas

(e) La masa de sólidos en el lodo deshidratado se vuelve menor que la del lodo a ser tratado, cuando éste sufre digestión en el proceso de tratamiento. En el caso del reactor UASB seguido por postratamiento aerobio (ej. lodos activados, filtros biológicos percoladores, biofiltros aireados sumergidos), el lodo aerobio es devuelto hacia el reactor UASB, donde sufre digestión y espesamiento, conjuntamente con el lodo anaeróbico. En esos casos, el valor presentado corresponde al lodo conjunto, extraído del reactor UASB.

Tabla 12.6 Etapas usuales de procesamiento del lodo en sistemas de pretratamiento de efluentes y tratamiento de aguas residuales por medio de reactores anaerobios y lagunas de estabilización

SISTEMAS DE TRATAMIENTO	LODO PRIMARIO				LODO BIOLÓGICO			
	Procesamiento usual del lodo				Procesamiento usual del lodo			
	Espesamiento	Digestión	Deshidratación	Disposición final	Espesamiento	Digestión	Deshidratación	Disposición final
Tratamiento primario (convencional)	X	X	X	X				
Tratamiento primario (tanques sépticos)			X	X				
Laguna facultativa							X (a)	X
Laguna anaerobia - laguna facultativa							X (a)	X
Laguna aireada facultativa							X (a)	X
Laguna aireada mezcla completa. - laguna de decantación					X (a)		X (a)	X
Laguna facultativa + laguna de maduración							X (a)	X
Laguna facultativa + laguna de alta tasa							X (a)	X
Laguna facultativa + remoción físico-química de algas					X (a)		X (a)	X
Tanque séptico – filtro anaerobio			X	X			X	X

Tabla 12.6 Etapas usuales de procesamiento del lodo en sistemas de pretratamiento de efluentes y tratamiento de aguas residuales por medio de reactores anaerobios y lagunas de estabilización (continuación)

	LODO PRIMARIO				LODO BIOLÓGICO			
SISTEMAS DE TRATAMIENTO	**Procesamiento usual del lodo**				**Procesamiento usual del lodo**			
	Espesamiento	**Digestión**	**Deshidratación**	**Disposición final**	**Espesamiento**	**Digestión**	**Deshidratación**	**Disposición final**
Tanque séptico – infiltración subsuperficial			X	X				
UASB							X	X
UASB – laguna de pulimento							X	X
UASB + filtro anaerobio							X	X

Fuente: Adaptado de (von Sperling y Gonçalves, 2014, pp. 31)

La deshidratación del lodo incluye el acondicionamiento, en caso que el mismo sea necesario. Dependiendo del tipo de disposición final, podrán ser agregadas (por ejemplo: *higienización*, para disposición agrícola) o suprimidas (por ejemplo: *deshidratación*, para reúso agrícola de lodo líquido) otras etapas.

(a) Opcional

Tabla 12.7 Etapas del gerenciamiento del lodo y principales procesos utilizados

ESPESAMIENTO	→	ESTABILIZACIÓN	→	ACONDICIONAMIENTO	→	DESHIDRATACIÓN	→	HIGIENIZACIÓN	→	DISPOSICIÓN FINAL
• Espesamiento por gravedad • Flotación • Centrífuga • Filtro prensa de esteras		• Digestión anaeróbica • Digestión aerobia • Tratamiento térmico • Estabilización química		• Acondicionamiento químico • Acondicionamiento térmico		• Lechos de secado • Lagunas de lodo • Filtro prensa • Centrífuga • Filtro prensa de esteras • Filtro a vacío • Secado térmico		• Adición de cal (encalado) • Tratamiento térmico • Compostaje • Oxidación húmeda • Otros (radiación gamma, solarización, etc.)		• Reciclaje agrícola • Recuperación de áreas degradadas • Landfarming (disposición en el suelo) • Uso no agrícola (fabricación de losetas, combustible, etc.) • Incineración • Oxidación húmeda • Relleno sanitario

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 374)

Figura 12.1 Diagramas de flujo usuales para tratamiento y disposición de lodos provenientes de tratamiento primario, de reactores anaerobios y de lagunas de estabilización. Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 37)

12.5.1 Espesamiento del lodo

De acuerdo con von Sperling (2012), los principales procesos utilizados para el espesamiento del lodo son:

- espesadores por gravedad
- flotadores por aire disuelto
- centrífugas
- prensas desaguadoras

12.5.1.1 Espesadores por gravedad.

Poseen una estructura similar a la de los clarificadores y generalmente se utiliza en plantas de tratamiento por medio de tecnología de lodos activados. Usualmente el formato es circular, la alimentación central, la salida del lodo por el fondo, y la salida del sobrenadante por la periferia. El lodo densificado pasa para la siguiente etapa (normalmente la de digestión), mientras que el sobrenadante es devuelto hacia la entrada de la PTAR (von Sperling, 2012).

La Figura 12.2 presenta una fotografía de la zona de alimentación central para un espesador por gravedad que se implementó en una planta de tratamiento de aguas residuales que funciona con la tecnología de lodos activados.

La Figura 12.3 ilustra la zona de salida superficial y perimetral del sobrenadante en un espesador por gravedad. Se puede apreciar que en la periferia hay una pantalla que retiene los lodos flotantes superficiales, y que a pocos centímetros de la pantalla hay vertederos triangulares que permiten el paso de líquido sobrenadante para su paso hacia un canal perimetral que colecta el líquido y que posteriormente será bombeado de nuevo hacia la zona de entrada del afluente crudo de la PTAR.

Figura 12.2 Fotografía del sistema de alimentación central para un espesador de lodos de la PTAR del municipio Presidente Prudente, estado de São Paulo, Brasil

Figura 12.3 Fotografía de la zona de salida del sobrenadante para un espesador de lodos de la PTAR del municipio Presidente Prudente, estado de São Paulo, Brasil

12.5.1.2 Flotación por aire disuelto.

Según von Sperling (2012), en dicho proceso se introduce aire en una solución mantenida en elevada presión, condición para la cual el aire se encuentra disuelto. Cuando hay una despresurización, el aire disuelto es liberado en la forma de pequeñas burbujas. Estas burbujas, en movimiento ascensional, tienden a arrastrar las partículas de lodo para la superficie, de donde son removidas. En PTARs sofisticadas con remoción biológica de fósforo, en las cuales el lodo necesita permanecer en condiciones aerobias para no liberar el fósforo en la masa líquida, la flotación por aire disuelto presenta también una buena aplicabilidad.

Lo pertinente a las centrífugas y prensas desaguadoras se explicarán brevemente en el Ítem 12.5.3, donde se abordará la temática relativa a la deshidratación de los lodos.

12.5.2 Estabilización del lodo

De acuerdo con von Sperling (2012), el lodo de aguas residuales en su estado natural (lodo crudo) es rico en organismos patógenos, fácilmente putrescible y desarrolla rápidamente olores ofensivos. Los procesos de estabilización fueron desarrollados con el objetivo de estabilizar la fracción biodegradable de la materia orgánica (MO) presente en el lodo, reduciendo de esa manera el riesgo de putrefacción, así como con el objetivo de disminuir la concentración de patógenos. La Tabla 12.8 muestra las principales diferencias entre lodos crudos y lodos digeridos de manera anaerobia.

Tabla 12.8 Comparación entre lodo crudo y el lodo digerido de manera anaerobia

Lodo crudo	Lodo anaerobio digerido
Materia orgánica inestable	Materia orgánica estabilizada
Elevada fracción biodegradable en la MO	Baja proporción de fracción biodegradable
Alto potencial para generación de olores	Bajo potencial para generación de olores
Elevada concentración de patógenos	Concentración de patógenos menor que la del lodo crudo

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 379)

Los procesos de estabilización pueden dividirse en:

- Estabilización biológica: Utiliza microorganismos para promover la estabilización de la fracción biodegradable de la materia orgánica
- Estabilización química: La estabilización se logra mediante la oxidación química de la materia orgánica
- Estabilización térmica: Se obtiene a partir de la acción de calor sobre la fracción volátil en recipientes herméticamente cerrados.

Según von Sperling (2012), la digestión anaerobia (o también conocida como anaeróbica) es el principal proceso de estabilización de lodos utilizado en Brasil. Los procesos de compostaje son comunes en plantas de tratamiento de residuos sólidos urbanos, presentándose en un número limitado de PTARs de tamaño pequeño. La digestión aerobia, es aún poco difundida en Brasil, su utilización se limita a la estabilización del exceso de lodo activado proveniente de PTARs con remoción biológica de nutrientes. Otros procesos utilizados en la estabilización de lodo son el tratamiento alcalino y el secado térmico.

En la Tabla 12.9 se encuentran los principales métodos de disposición final del lodo asociados a diferentes procesos de estabilización. La estabilización del lodo facilita su disposición final, abriendo alternativas para su reúso como acondicionador de suelo en la agricultura.

Tabla 12.9 Tecnologías de estabilización y métodos de disposición final

Proceso de tratamiento	Uso o método de disposición final
Digestión anaerobia / aerobia	Produce biosólido apto para utilizarse con restricciones en agricultura, como acondicionador de suelo y fertilizante orgánico. Usualmente es acompañado del desaguamiento. Requiere de postratamiento por higienización para posible utilización irrestricta en agricultura.
Tratamiento químico (alcalinización)	Utilizado en agricultura o en la cobertura diaria de rellenos sanitarios.
Compostaje	Es un producto del tipo tierra vegetal apropiado para utilización en viveros, horticultura y paisajismo. Usualmente se usa después del desaguamiento del lodo.
Secado térmico (peletización)	Producto con alto contenido de sólidos, con significativa concentración de nitrógeno y libre de patógenos. Es recomendable para uso irrestricto en agricultura.

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 380)

Debido a su mayor uso en los procesos de tratamiento de lodo, se describe a continuación el proceso de digestión anaerobia; por su parte, el compostaje se describirá posteriormente.

De acuerdo con von Sperling (2012), el proceso de digestión anaerobia se caracteriza por la estabilización de la materia orgánica en ambientes libres de oxígeno molecular. Debido a su robustez y alta eficiencia, la digestión anaerobia está presente en diversas escalas: desde simples tanques sépticos domésticos, actuando como solución individual para una residencia, hasta plantas de tratamiento completamente automatizadas que sirven a grandes regiones metropolitanas.

El proceso se realiza en reactores biológicos cerrados, conocidos como digestores anaerobios. El digestor es alimentado de forma continua o secuencial y el lodo es mantenido en su interior por determinado período. El tiempo en que el lodo permanece en el digestor es conocido como tiempo de retención. Los digestores anaeróbicos se construyen en concreto o acero, donde el lodo crudo es mezclado – y calentado en países de clima templado – con el gas producido, en ellos el gas es almacenado en gasómetros flotantes para su procesamiento o quemado. La configuración de los digestores varía de acuerdo con la disponibilidad de área, la necesidad de mantenimiento de régimen de mezcla completa y la remoción de arena y espuma (von Sperling, 2012).

12.5.3 Deshidratación del lodo

Según von Sperling (2012), la deshidratación (o desaguamiento), realizada con el lodo digerido, tiene un importante impacto en los costos de transporte y destino final del lodo. Las principales razones para realizar el desaguamiento son:

- reducción del costo de transporte para el lugar de disposición final;
- mejoría en las condiciones de manejo del lodo, puesto que el lodo desaguado es más fácilmente procesado y transportado;

- aumento del poder calorífico del lodo, a través de la reducción de la humedad con miras a la preparación para su incineración;
- reducción del volumen para disposición en relleno sanitario o reúso en la agricultura;
- disminución de la producción de lixiviados en caso de su disposición en rellenos sanitarios.

De acuerdo con von Sperling (2012), la deshidratación de lodos puede realizarse a través de medios naturales o por medios mecanizados. Los procesos naturales utilizan la evaporación y la percolación como principales mecanismos de remoción del agua, lo que demanda tiempo de exposición del lodo a las condiciones que generan en el desaguamiento. Pese a que sean operacionalmente más simples y baratos, tales procesos demandan mayores áreas y volúmenes para instalación. En contraposición, los procesos mecanizados se basan en operaciones, tales como filtración, compactación o centrifugación para acelerar la deshidratación, resultando en unidades compactas y más sofisticadas, desde el punto de vista de operación y mantenimiento.

Hay diversas variables que influyen en la selección de un proceso de deshidratación, pero el tipo de lodo y el área disponible son las más importantes. Para PTARs pequeñas localizadas en regiones donde no haya restricciones en cuanto al área, los procesos naturales como los lechos de secado se consideran como la mejor alternativa. De la misma manera, PTARs de tamaño mediano a grande localizadas en regiones metropolitanas utilizan la deshidratación mecánica (von Sperling, 2012).

Los principales procesos utilizados para deshidratación de lodos se listan a continuación.

- *Procesos naturales:* Lechos de secado
- *Procesos mecanizados:* Centrífugas, Prensas desaguadoras, Filtros prensa

Los contenidos típicos de sólidos totales obtenidos por los procesos de deshidratación, aplicados a los lodos provenientes de diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales,

con énfasis en tratamiento primario y sistemas de tratamiento de aguas residuales por procesos anaerobios o por lagunas de estabilización, se presentan en la Tabla 12.10.

Tabla 12.10 Contenidos típicos de sólidos totales en lodos deshidratados, provenientes de diversos procesos de tratamiento de aguas residuales

Sistema de tratamiento de aguas residuales	Contenido de sólidos totales en el lodo deshidratado (%)			
	Lecho de secado	Centrífuga	Filtro prensa	Prensa desaguadora
Tratamiento primario (convencional)	35-45	25-35	30-40	25-40
Tratamiento primario (tanques sépticos)	30-40			
Laguna facultativa	30-40			
Laguna anaeróbica - laguna facultativa	30-40			
Laguna aireada facultativa	30-40			
Laguna aireada mezcla completa – laguna de sedimentación	30-40			
Tanque séptico + filtro anaeróbico	30 - 40			
Reactor UASB	30-45	20-30	25-40	20-30

- Los amplios rangos de variación de sólidos totales reflejan diferentes condiciones climáticas y formas de operación

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 383)

Las principales características, ventajas y desventajas de los diferentes métodos de deshidratación se relacionan en la Tabla 12.11.

Tabla 12.11 Principales características de los procesos de deshidratación de lodos

Características	Procesos naturales	Procesos mecanizados		
	Lechos de secado *	Centrífugas	Filtros prensa	Prensas desaguadoras
Demanda de área	+ + +	+	+	+
Demanda de energía	-	+ +	+ + +	+ +
Costo de implementación	+	+ + +	+ +	+ +
Complejidad operacional	+	+ +	+ + +	+ +
Demanda de mantenimiento	+	+ +	+ + +	+ + +
Complejidad de instalación	+	+ +	+ +	+ +
Influencia del clima	+ + +	+	+	+
Sensibilidad a la calidad del lodo	+	+ + +	+ +	+ +

Tabla 12.11 Principales características de los procesos de deshidratación de lodos (continuación)

Características	Procesos naturales	Procesos mecanizados		
	Lechos de secado *	Centrífugas	Filtros prensa	Prensas desaguadoras
Productos químicos	+	+ + +	+ + +	+ + +
Complejidad de remoción del lodo	+ +	+	+	+
Contenido de sólidos totales en la torta	+ + +	+ +	+ + +	+ +
Olores y vectores	+ +	+	+	+
Ruidos y vibraciones	-	+ + +	+ +	+ +
Contaminación del nivel freático	+ +	+	+	+

+ poco, reducido; + + + grande, elevado, mucho

torta = lodo deshidratado

(*) lecho de secado: asumiendo ciclo de deshidratación de 30 días

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 383)

Según von Sperling (2012), para aumentar la aptitud para el deshidratado y la captura de sólidos (sólidos incorporados al lodo), los lodos pueden someterse a una etapa de acondicionamiento previo a la deshidratación propiamente dicha. El acondicionamiento puede realizarse a través del empleo de productos químicos o procesos físicos, y entre estos últimos, el más común es el calentamiento del lodo. Los productos químicos se aplican al lodo antes de su ingreso a la unidad de deshidratación, favoreciendo la agregación de las partículas de sólidos y la formación de flocs. El acondicionamiento también puede emplearse antes de las unidades de espesamiento mecanizado. Los principales coagulantes utilizados son los coagulantes metálicos y los polielectrolitos (polímeros). Los coagulantes metálicos más comunes son: sulfato de aluminio, cloruro férrico, sulfato ferroso, sulfato férrico y cal virgen / hidratada.

12.5.3.1 Lechos de secado.

De acuerdo con von Sperling (2012), los lechos de secado son una de las técnicas más antiguas utilizadas en la separación sólido-líquido del lodo, que presentan un costo de

implementación usualmente reducido, si se compara con las opciones de deshidratación mecánicas. El proceso se caracteriza por un tanque, generalmente rectangular, con paredes de ladrillo o concreto y fondo de concreto. En el interior del tanque se incluyen los siguientes dispositivos para posibilitar el drenaje del agua presente en el lodo: fondo drenante, capa soporte y sistema de drenaje. Parte del líquido se evapora y parte percola por la capa de arena y por la capa soporte. El lodo deshidratado permanece retenido en la capa por encima de la arena.

La Figura 12.4 ilustra dos lechos de secado de lodos en la PTAR del municipio de Marinópolis, localizado en el estado de São Paulo, Brasil. La PTAR está constituida por pretratamiento, seguido de una laguna facultativa primaria y postratamiento fisicoquímico por medio de la adición de coagulante, donde se recurre a la mezcla rápida por medio de una canaleta Parshall, tres tanques en secuencia con gradiente hidráulico decreciente y un sedimentador de alta tasa. Los lechos de secado reciben los lodos del tratamiento físico químico y los que eventualmente se bombean desde el fondo de la laguna, que se puede observar en la parte superior derecha de la foto.

Figura 12.4 Lechos para secado de lodos de la PTAR del municipio de Marinópolis, estado de São Paulo, Brasil

La Figura 12.5 ilustra dos lechos de secado de lodos en la PTAR del municipio de Ginebra, localizado en el departamento del Valle del Cauca, Colombia. La planta de tratamiento está constituida por pretratamiento, seguido de una laguna anaerobia y un reactor UASB que trabajan en paralelo y cuyos efluentes pasan hacia una laguna facultativa secundaria. Los lechos de secado reciben los lodos del reactor UASB y de las dos lagunas de estabilización. En el fondo de los lechos se observa la disposición de ladrillos que sirven como la capa de soporte, o capa más superficial del fondo poroso a través del cual percolará el líquido que se separa gravitacionalmente de los lodos y que será conducido nuevamente hacia las unidades de tratamiento.

Figura 12.5 Lechos para secado de lodos de la PTAR del municipio de Ginebra, departamento del Valle del Cauca, Colombia

La Figura 12.6 presenta la zona de secado de lodos en la PTAR del municipio de El Cerrito, localizado en el departamento del Valle del Cauca, Colombia. La planta de tratamiento está constituida por pretratamiento, seguido de lagunas anaerobias de alta tasa y lagunas facultativas secundarias con bafles divisores. Los lodos son bombeados hasta una zona bastante amplia en la que se dispone de diversas unidades para la recepción y secado gradual de los lodos provenientes de las unidades de tratamiento

biológico. El sistema implementado es cubierto y ello garantiza el mantenimiento de temperaturas más elevadas y más uniformes como resultado del efecto invernadero; así mismo, garantiza la protección de los lodos ante los efectos de la lluvia evitando así su rehidratación, dicha situación que hace que el secado de lodos sea más eficiente y rápido que en los dos casos anteriores. En la foto se pueden apreciar algunos bultos de cal, que se aplica sobre el lodo deshidratado para contribuir a su estabilización y a la inactivación de organismos patógenos.

Figura 12.6 Lechos para secado de lodos de la PTAR del municipio de El Cerrito, departamento del Valle del Cauca, Colombia

Según von Sperling (2012), los lechos de secado son recomendados para comunidades de tamaño pequeño y mediano, con PTARs que tratan las aguas residuales de poblaciones equivalentes de hasta cerca de 20.000 habitantes, localizadas en áreas alejadas de la zona urbana. Las principales ventajas y desventajas de la utilización de lechos de secado se presentan en la Tabla 13.12.

Tabla 12.12 Ventajas y desventajas de los lechos de secado

Ventajas	Desventajas
Bajo valor de inversión	Altos requisitos de área
Simplicidad operacional	Necesidad de estabilización previa del lodo
Bajo nivel de atención exigido	Influencia significativa del clima en el desempeño operacional del proceso
Necesidad de operador con bajo nivel de cualificación	Remoción lenta de la torta seca
Bajo o inexistente consumo de energía eléctrica	Necesidad de elevada mano de obra para remoción de la torta seca
Bajo o inexistente consumo de productos químicos	Alto riesgo de liberación de olores desagradables y de proliferación de moscas
Baja sensibilidad a variaciones en las características del lodo	Riesgo de contaminación del nivel freático, cuando el fondo de los lechos y el sistema de drenaje no estén bien construidos
Torta con alto contenido de sólidos	

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 386)

12.5.3.2 Centrífugas.

De acuerdo con von Sperling (2012), la centrifugación es un proceso de separación sólido/líquido forzado por la acción de una fuerza centrífuga. En una primera etapa de clarificación, las partículas sólidas que componen el lodo sedimentan a una velocidad muy superior a lo que ocurriría bajo la acción de la gravedad. En una segunda etapa, ocurre la compactación, cuando el lodo pierde parte del agua capilar bajo la acción prolongada de la centrifugación. La torta es removida del proceso después de ésta última etapa de la deshidratación o desaguamiento.

Las centrífugas son equipos que pueden ser utilizados indistintamente para espesamiento y deshidratación de lodo. El principio de operación de la centrífuga permanece igual, siendo por ello posible la instalación de centrífugas en serie, la primera para el espesamiento del lodo y la segunda para deshidratación. Los principales tipos de centrífugas utilizadas para deshidratación de lodos son las centrífugas de eje vertical y las centrífugas de eje horizontal. Sus principales diferencias se expresan en el tipo de alimentación del lodo, en la intensidad de la fuerza centrífuga y en la manera con que

la torta y el líquido son descargados del equipo. Actualmente, la mayor parte de las estaciones de tratamiento que desaguan lodos por centrifugación utilizan centrífugas de eje horizontal. La alimentación semi-continua de lodo y el contenido de sólidos relativamente menores en la torta producida por la centrífuga de eje vertical son algunos de los motivos que dieron origen a tal preferencia (von Sperling, 2012).

La Figura 12.7 ilustra una centrífuga marca Pieralisi, serie Jumbo, utilizada para la deshidratación de lodos en la PTAR del municipio de Presidente Prudente, localizado en el estado de São Paulo, Brasil. La PTAR está constituida por pretratamiento, seguido de sedimentadores primarios y un sistema de reactores de lodos activados a los que les siguen sedimentadores secundarios.

Figura 12.7 Centrífuga utilizada para la deshidratación de lodos en la PTAR del municipio de Presidente Prudente, estado de São Paulo, Brasil

Las principales ventajas y desventajas de las centrífugas de eje horizontal se resumen a continuación en la Tabla 12.13.

Tabla 12.13 Ventajas y desventajas de las centrífugas de eje horizontal

Ventajas	Desventajas
Pueden usarse tanto para espesamiento como para deshidratación de lodo	Ruidos y vibraciones
Ocupan áreas reducidas	Desgaste de las láminas
Facilidad de instalación	Alto consumo de energía en la partida
Operan bajo altas tasas de carga o aplicación	Ajustes complejos y demorados para su funcionamiento inicial
Demandan pequeñas cantidades de polímeros en el acondicionamiento	Mantenimiento cuidadoso
Exigen poca atención por parte de los operadores	Producto de importación con altos precios en Latino América

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, p. 387)

La Figura 12.8 ilustra la apariencia de un lodo deshidratado al salir de una centrífuga y al ser transportado hacia la fase siguiente de su tratamiento; la fotografía también corresponde a la PTAR del municipio Presidente Prudente, del estado de São Paulo, Brasil.

Figura 12.8 Apariencia del lodo sanitario a la salida de una centrífuga de eje horizontal en la PTAR del municipio de Presidente Prudente, São Paulo, Brasil

12.5.3.3 Filtro prensa.

Según von Sperling (2012), el filtro prensa opera de forma intermitente, en ciclos que comprenden las etapas de llenado, filtración y descarga de la torta. El lodo líquido es bombeado hacia cámaras empacadas por telas filtrantes. El bombeo del lodo hace que la presión aumente en el espacio entre las placas y fuerce el lodo a pasar a través de la tela filtrante. En ese momento, los sólidos son retenidos sobre el medio filtrante, formando la torta. En seguida, un pistón hidráulico empuja una placa de acero contra placas de polietileno, estableciendo el prensado. El filtrado pasa a través de las telas filtrantes y es recogido en los canales de las placas y puntos de drenaje. La torta es removida del filtro con facilidad, en la medida en que retrocede el pistón neumático y se proceda a la separación de las placas. En este momento, la torta compactada cae de la cámara y puede ser conducida a su almacenamiento o hacia su destino final.

De acuerdo con von Sperling (2012), los filtros prensa son equipos que operan de manera intermitente, lo que exige la intervención de operadores entrenados, y que tienen como característica principal su alto grado de confiabilidad. Las principales ventajas de los filtros prensa son:

- Torta con alta concentración de sólidos, mayor a la de los otros equipos mecánicos;
- Elevada captura de sólidos;
- Calidad del efluente líquido (clarificado);
- Bajo consumo de productos químicos para acondicionamiento del lodo.

Actualmente los filtros prensa son automatizados, lo que reduce la necesidad de mano de obra. El peso del equipo, su costo de adquisición y la necesidad de sustitución regular de las telas de filtración hacen que el uso de filtro prensa sea limitado a PTARs de tamaño mediano y grande.

12.5.3.4 Prensas para deshidratación de lodos.

Según von Sperling (2012), las prensas deshidratadoras han sido denominadas también como filtros prensa de correas, filtros de estera o "*belt press*". El proceso de operación de la prensa deshidratadora puede dividirse en tres etapas distintas: (a) zona de separación por cribado, (b) zona de baja presión y (c) zona de alta presión. La zona de separación por simple cribado se localiza en la entrada de la prensa donde el lodo es aplicado sobre la tela superior y el agua libre percola bajo la acción de la gravedad a través de los orificios existentes en la tela. A continuación, el lodo pasa a la zona de baja presión, donde el resto del agua libre es removido y el lodo es suavemente comprimido entre las telas superior e inferior. En la zona de alta presión, formada por varios rollos de diferentes diámetros en serie, el lodo es comprimido progresivamente entre las dos telas con el objetivo de liberar el agua intersticial. Finalmente, el lodo deshidratado es removido a través de raspadores y las telas son lavadas con chorros de agua a alta presión.

De acuerdo con von Sperling (2012), por ser un equipo abierto, la prensa para deshidratación tiene como desventajas la emisión de aerosol, el elevado nivel de ruido producido y la eventual emisión de olores desagradables (dependiendo del tipo de lodo). Otra gran desventaja de la prensa deshidratadora es el elevado número de rodamientos (entre 40 y 50), que exigen revisión y sustitución regulares. Las ventajas son el bajo costo de adquisición y el consumo reducido de energía eléctrica.

12.5.4 Higienización de lodos

Según von Sperling (2012), el objetivo de introducir un proceso de higienización de lodos en la planta de tratamiento de aguas residuales es el de garantizar un bajo nivel de patogenicidad en el lodo que, al ser dispuesto en el suelo, no provoque riesgos a la salud de la población, a los trabajadores que van a manipularlo, ni impactos negativos al medio ambiente. Por lo tanto, la necesidad de implementar un sistema de higienización complementaria de lodos dependerá de la alternativa de disposición final que será utilizada.

La aplicación del lodo en parques y jardines de acceso público, o su reciclaje en agricultura, posee un nivel de exigencia sanitaria mayor que para otras alternativas de disposición, como rellenos sanitarios o reutilización en matrices de concreto. Tales exigencias pueden ser atendidas por medio de un proceso de higienización del lodo o por medio de restricciones temporales de uso y acceso público. Algunos procesos de estabilización de la materia orgánica presente en el lodo logran, de manera conjunta, una reducción de microorganismos patógenos compatibles con lodos sanitariamente seguros. Otros reducen los microorganismos patógenos a niveles inferiores a los límites de detección, después de la estabilización de la materia orgánica como una etapa complementaria de tratamiento del lodo (von Sperling, 2012).

Los procesos más importantes para higienización de lodos son:

- Compostaje
- Digestión aerobia autotérmica
- Encalado o estabilización alcalina
- Pasteurización
- Secado térmico

12.5.4.1 Compostaje.

De acuerdo con von Sperling (2012), el compostaje es un proceso aerobio de descomposición de la materia orgánica que se efectúa a través de condiciones controladas de temperatura, humedad, oxígeno y nutrientes. El producto resultante de este proceso, denominado compost, tiene gran valor agronómico como acondicionador de suelos. La inactivación de los microorganismos patógenos ocurre principalmente a través de la vía térmica, ocasionada por el aumento de la temperatura en la fase de mayor actividad del proceso. La temperatura logra, por medio de las reacciones bioquímicas, valores entre 55 y 65°C.

Tanto el lodo crudo como el lodo digerido pueden ser sometidos a compostaje. Materiales como astillas de madera, hojas, residuos verdes, pajilla de arroz, aserrín u otros agentes

estructurantes se deben adicionar al lodo para mejorar su retención de la humedad, aumentar la porosidad y equilibrar la relación entre el carbono y el nitrógeno.

De acuerdo con autores como Teixeira-Pinto (2014), el proceso de compostaje ocurre en tres etapas básicas: *La Fase Inicial Mesófila.* En la que ocurre un rápido crecimiento de microorganismos mesófilos (que viven bajo temperaturas medias), con un gradual aumento de la temperatura; *La Fase Termófila.* A medida que la temperatura aumenta, los microorganismos mesófilos disminuyen, dando lugar a las bacterias y hongos termófilos (que viven en temperaturas elevadas), de extrema actividad y capacidad de reproducción, que aumentan aún más la temperatura, inactivando microorganismos patógenos presentes en el lodo; *La Fase Final Mesófila.* A medida que el sustrato orgánico se agota, la temperatura disminuye, llevando a una reducción en la población de bacterias termófilas, posibilitando nuevamente que las bacterias mesófilas se vuelvan a instalar, aunque con una actividad más moderada, debido al agotamiento del sustrato orgánico.

Sin embargo, autores como Alves de Magalhães et al. (2022) manifiestan que el compostaje se produce en cuatro fases, las cuales se describen brevemente a continuación:

- Fase Mesófila. El proceso inicia a la temperatura ambiente (condición mesófila), pero con el pasar del tiempo hay una elevación progresiva de la temperatura debido a la actividad microbiana que transforma la energía contenida en los compuestos solubles en calor. La temperatura varía entre 30 y 40 °C, la duración de dicha fase es corta y solamente ocurre la degradación de residuos simples (verdes). Si en ese período no se alcanzasen los parámetros pH, relación C/N o humedad adecuados la actividad microbiana se verá limitada (Alves de Magalhães et al., 2022).

- Fase Termófila. En esta fase la temperatura alcanza valores entre 40 y 60 °C. Es la fase activa de degradación de la materia orgánica. Las altas temperaturas provocan la muerte de hongos no esporulados y de muchos patógenos. En los primeros días se observa una disminución del volumen debido, principalmente, a la evaporación del

agua. En la fase termófila es extremadamente importante controlar que la temperatura esté entre 55 y 65 °C. Si quedase por un largo período por encima del límite superior ocurre la inhibición de la actividad microbiológica o inclusive la eliminación de los microorganismos responsables por la biodegradación, situación indeseable que debe ser evitada. La fase termófila es importante para la eliminación de los microbios patógenos y semillas de plantas enfermas. Después de que la temperatura alcanza este pico se inicia un proceso de reducción de la misma, por medio del volteo de la pila o la revuelta de la hilera realizados de forma manual o mecánica, llegando a valores cercanos a los de 30 °C (Alves de Magalhães et al., 2022).

- Fase de Enfriamiento. Como pocos microorganismos resisten a las temperaturas superiores a 60 °C (producidas en la fase termófila), la actividad microbiana disminuye y, en consecuencia, la temperatura comienza a decrecer. La fase de enfriamiento está marcada por la caída de la temperatura hasta valores cercanos a la temperatura ambiente (Alves de Magalhães et al., 2022).

- Fase de Maduración. En esta fase, además de ciertos microorganismos resistentes, comienzan a proliferar macro organismos, tales como: hormigas, ciempiés, escarabajos, arañas; es decir, aquellos que viven entre las hojas, en los árboles, y en el suelo. Tales organismos son responsables por la transformación de los polímeros, compuestos más resistentes, en partículas más pequeñas, y adicionalmente, sus excrementos sirven para el desarrollo de otros organismos. Esta fase tiene una duración promedio de 1 mes, en ella el compuesto propiamente dicho adquiere las propiedades físicas, químicas, físico-químicas y biológicas deseables (Alves de Magalhães et al., 2022).

Según von Sperling (2012) y Alves de Magalhães et al. (2022), el proceso de compostaje puede ejecutarse de tres maneras principales:

- **Pilas revueltas.** La mezcla de residuos orgánicos es dispuesta en pilas o hileras en las que se garantiza la aireación al revolver o voltear los materiales y mediante la convección del aire en la masa del compost. Su tiempo de retención está entre 50 y 90 días.

- **Pilas estáticas aireadas.** La mezcla de residuos orgánicos es colocada sobre tuberías perforadas que inyectan o aspiran el aire en la masa del compost. En este caso no se efectúa el volteo mecánico de las hileras. El tiempo de retención varía entre 30 y 60 días.

- **Reactores** biológicos. Son sistemas cerrados, con mayor control de todos los parámetros del proceso de compostaje, lo que demanda un menor tiempo de reacción. Tiempo de retención de por lo menos 14 días en el reactor y 14 a 21 días en curado.

A continuación, en la Tabla 12.14 se presenta una comparación entre los métodos de compostaje.

Tabla 12.14 Comparación entre los métodos de compostaje

Método de compostaje	Ventajas	Desventajas
Pilas revueltas	Bajo costo de inversión	Requiere de grandes áreas
	Bajo costo de operación y mantenimiento	Posible problema de olor
		Dificultad para lograr la temperatura necesaria
		Potencial problema de mezcla
		Gran período de compostaje
Pilas estáticas	Mejor control de olores	Inversiones para el sistema de aireación
	Mejores condiciones para mantener la temperatura	Costos moderados de operación y mantenimiento
	Menor tiempo de reacción	
Reactores biológicos	Requieren pequeñas áreas de instalación	Mayor costo de implementación y de operación y mantenimiento
	Alto grado de control del proceso	Económicamente aplicable solo para gran escala
	Facilidad para controlar temperatura y olores	

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 393)

Una alternativa para la estabilización de los lodos, previa a la disposición en compostaje, puede ser el uso de digestores anaerobios. Según Chernicharo (2022), los digestores anaerobios han sido ampliamente aplicados para el tratamiento de residuos sólidos, incluyendo culturas agrícolas, vertimientos de la producción de animales, lodos de plantas de tratamiento de aguas residuales y residuos sólidos urbanos. La digestión anaerobia también ha sido muy aplicada para el tratamiento de efluentes de industrias agrícolas, alimenticias y de bebidas, tanto en países desarrollados como en vías de desarrollo

La biodigestión genera como subproducto un biogás rico en metano, en el entorno rural se usa principalmente para hatos ganaderos y para viviendas que crían pocas unidades de ganado porcino, bovino o caprino, ya que el proceso requiere aguas residuales con elevadas concentraciones de contaminantes para generar volúmenes utilizables de metano. Entre los tipos de digestores más utilizados es el sistema tubular de flujo pistón, un ejemplo de dicho biodigestor se presenta a continuación en la fotografía de la Figura 12.9 localizado en la vereda Dolores, corregimiento de Mocondino, perteneciente al Municipio de Pasto, en el departamento de Nariño-Colombia.

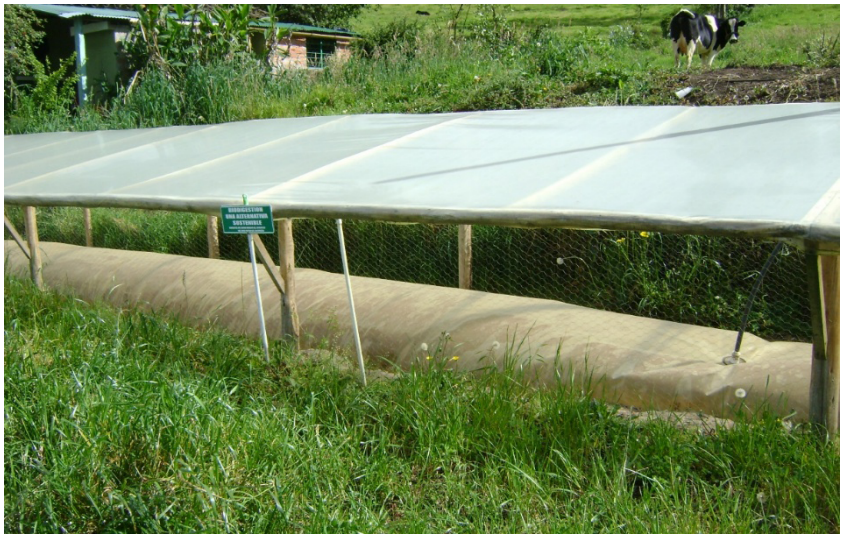


Figura 12.9 Biodigestor de flujo pistón, localizado en el corregimiento de Mocondino, perteneciente al Municipio de Pasto, en el departamento de Nariño-Colombia

El biodigestor de la Figura 12.9 se diseñó para tratar los efluentes de la producción porcícola, contemplando las aguas residuales generadas hasta por 40 animales. A los efluentes generados por el ganado se adicionaron las aguas residuales domésticas de los propietarios del emprendimiento pecuario; el biogás generado se utiliza permanentemente en la cocina de la familia para preparación de alimentos.

12.5.4.2 Digestión aerobia termófila autotérmica.

De acuerdo con von Sperling (2012), el proceso de digestión aerobia termófila autotérmica sigue los mismos principios del sistema convencional de digestión aerobia, con la diferencia de operar en fase termófila, debido a algunas alteraciones en la concepción y operación del sistema. En este proceso, el lodo generalmente es pre-espesado y opera con dos etapas aerobias, sin la necesidad de introducción de energía para elevación de la temperatura. Como el volumen de reacción es menor, el sistema es cerrado y la concentración de sólidos en el lodo es más alta, el calor liberado de las reacciones aerobias calienta al lodo, llevándolo a temperaturas superiores a 50°C en la primera etapa y 60°C en la segunda. Debido al aumento de la temperatura, los microorganismos patógenos se reducen hasta valores inferiores a los límites de detección cuando el lodo se mantiene a una temperatura entre 55-60°C por 10 días (o 5 a 6 días, para reactores en serie). La eficiencia de mezcla y aireación son los dos factores más importantes para el éxito operacional del sistema.

12.5.4.3 Encalado o estabilización alcalina.

Según von Sperling (2012), la estabilización alcalina se utiliza para tratar lodos primarios, secundarios o digeridos, bien sea en estado líquido o sólido. El proceso ocurre cuando se adiciona al lodo una suficiente cantidad de cal para aumentar el pH hasta 12, lo que genera una reducción de la población de microorganismos y de la potencial generación de olores. La cal puede adicionarse a lodos líquidos o deshidratados. Debido a la adición de cal, la cantidad de lodo a ser dispuesto se incrementa.

La Figura 12.10 ilustra en su parte superior una tolva desde la cual se adiciona cal al lodo parcialmente deshidratado, lugar desde el que posteriormente se transportará el lodo hacia la siguiente fase de estabilización dentro de las instalaciones de la PTAR del municipio Presidente Prudente, del estado de São Paulo, Brasil.

Ya que el lodo generado en la PTAR del municipio Presidente Prudente, del estado de São Paulo, Brasil es destinado a relleno sanitario o para mejoramiento de suelos agrícolas el lodo que ha recibido la adición de cal es almacenado durante 30 días en lugar cubierto y aireado antes de su destino final. La Figura 12.11 ilustra el lugar de almacenamiento del lodo deshidratado al que se le adicionó cal.

Figura 12.10 Unidad para adición de cal al lodo parcialmente deshidratado en la PTAR de Presidente Prudente, São Paulo, Brasil

Figura 12.11 Lugar para almacenamiento de lodo deshidratado y encalado en la PTAR de Presidente Prudente, São Paulo, Brasil

12.5.4.4 Pasteurización.

La pasteurización involucra el calentamiento del lodo a 70°C por 30 minutos, seguido de una rápida refrigeración a 4°C. El lodo puede ser calentado por intercambiadores de calor o por inyección de vapor caliente. El proceso de inyección de vapor es más utilizado y el lodo es pasteurizado de manera secuencial para disminuir los riesgos de recontaminación (von Sperling (2012).

12.5.4.5 Secado térmico.

El tratamiento térmico consiste en pasar el lodo por una fuente de calor, de tal manera que provoque la evaporación de la humedad presente en el lodo y consecuentemente lograr la inactivación térmica de los microorganismos. Para ser económicamente viable, el lodo necesita ser previamente digerido y deshidratado hasta una concentración de sólidos del orden del 20 al 35%, antes de ser tratado térmicamente. El lodo seco tiene un aspecto granular, con un contenido de sólidos bastante alto, del orden de 90 al 95%; es decir, con una humedad de 5% a 10% (von Sperling (2012).

12.5.4.6 Comparación entre los procesos.

A continuación, la Tabla 12.15 presenta una comparación entre las características de los procesos de higienización desde el punto de vista de su implementación.

Tabla 12.15 Comparación entre las tecnologías de higienización - Implementación

Proceso	Área	Personal especializ.	Energía externa	Productos químicos	Biomasa externa	Costo de construcc.	Costo de O&M
Compostaje (pilas)	+++	+	+/++	+	+++	+	+
Compostaje (reactor)	++	++	++	+	+++	++	++
Digestión aerobia autotérmica	++	++	++	+	+	++	++
Pasteurización	++	++	+++	+	+	++	++
Encalado	++	+/++	+	+++	+	+	++
Secado térmico	+	+++	+++	+	+	+++	+++

+++: Importancia significativa ++: Importancia moderada +: Poca o inexistente importancia
Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 396)

En la Tabla 12.16 se presenta una comparación entre las características de los procesos de higienización desde el punto de vista de su operación.

Tabla 12.16 Comparación entre las tecnologías de higienización - Operación

Proceso	Efecto contra os patógenos			Estabilidad del producto	Reducción de volumen	Potencial de olor	Observaciones
	Bacterias	Virus	Huevos				
Compostaje (pilas)	+++/++	++/+	+++/++	+++	↑	+++	Efecto depende de la mezcla
Compostaje (reactor)	+++	+++/++	+++	+++	↑	++	Efecto depende de la mezcla
Digestión aerobia termófila autotérmica	+++/++	+++/++	+++	++	++	++	Efecto depende del régimen operacional
Pasteurización	+++	+++	+++	++	+	++	Debe ser previamente estabilizado
Encalado	+++/++	+++	+++/++	++/+	↑	+++/++	Efecto depende del mantenimiento del pH
Secado Térmico	+++	+++	+++	+++	+++	+	Estabilización e inactivación total

Tabla 12.16 Comparación entre las tecnologías de higienización - Operación (continuación)

Proceso	Efecto contra os patógenos			Estabilidad del producto	Reducción de volumen	Potencial de olor	Observaciones
	Bacterias	Virus	Huevos				
Incineración	+++	+++	+++	+++	+++	+	Estabilización e inactivación total

+++: Importancia significativa ++: Importancia moderada +: Poca o inexistente importancia
↑ : Aumento de volumen
Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 396)

12.5.5 Disposición final del lodo

Las alternativas de disposición final del lodo más comúnmente empleadas se resumen en la Tabla 12.17.

Tabla 12.17 Principales alternativas de disposición final del lodo

Alternativa	Comentario
Descarga oceánica	Destinación de aguas residuales en el mar, después de su pre-acondicionamiento, a través de emisarios oceánicos o de barcos draga. Disposición sin fines benéficos.
Incineración	Proceso de descomposición térmica por la vía de oxidación, donde los sólidos volátiles del lodo son quemados en la presencia de oxígeno, convirtiéndolos en dióxido de carbono y agua, y donde una parte de los sólidos fijos es transformada en cenizas. Disposición sin fines benéficos.
Relleno sanitario	Disposición de residuos en pilas o trincheras, compactadas y recubiertas con suelo hasta su llenado total, momento en el cual son selladas. El lodo proveniente del tratamiento de aguas residuales puede ser dispuesto en relleno sanitario exclusivo o co-dispuesto con residuos sólidos urbanos. Disposición sin fines benéficos.
"Landfarming" - disposición superficial en el suelo	Áreas de disposición de residuos donde el sustrato orgánico del residuo es degradado biológicamente en la capa superior del suelo y la parte inorgánica es transformada o fijada en esta misma capa de suelo. Disposición sin fines benéficos.
Recuperación de áreas degradadas	Disposición de altas dosis de lodo en lugares drásticamente alterados, como áreas de explotación minera, donde el suelo no ofrece condiciones para el desarrollo y fijación de la vegetación, en función de la falta de materia orgánica y de nutrientes en el suelo.
Reciclaje agrícola	Disposición del lodo en suelos agrícolas en asociación al plantío de culturas. Destinación benéfica para el lodo, en este caso, considerado biosólido.

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 397)

En la Tabla 12.18 se relacionan los principales aspectos positivos y negativos asociados a cada una de las modalidades de disposición mencionadas por la Tabla 12.16.

Tabla 12.18 Ventajas y desventajas de las alternativas de disposición de lodo comúnmente adoptadas

Alternativa de disposición	Ventajas	Desventajas
Descarga oceánica	• Bajo costo	• Contaminación de las aguas, flora y fauna oceánica
Incineración	• Reducción drástica de volumen • Esterilización	• Altos costos • Disposición de las cenizas • Contaminación atmosférica
Relleno sanitario	• Bajo costo	• Necesidad de grandes áreas • Localización próxima a centros urbanos • Características especiales de suelo • Aislamiento ambiental • Producción de gases y líquido percolado • Dificultad de reintegración del área después de la desactivación
"Landfarming" – disposición superficial en el suelo	• Degradación microbiana de bajo costo • Disposición de grandes volúmenes por unidad de área	• Acumulación de metales pesados y elementos de difícil descomposición en el suelo • Posibilidad de contaminación del nivel freático • Liberación de olores y atracción de vectores • Dificultad de reintegración del área después de la desactivación
Recuperación de áreas degradadas	• Altas tasas de aplicación • Resultados positivos sobre la reconstitución del suelo y la flora	• Olores • Limitaciones de composición y uso • Contaminación del nivel freático, fauna y flora
Reciclaje agrícola	• Gran disponibilidad de áreas • Efectos positivos sobre el suelo • Solución a largo plazo • Potencial como fertilizante • Respuesta positiva de las culturas a su uso	• Limitaciones referentes a la composición y a tasas de aplicación • Contaminación del suelo con metales • Contaminación de alimentos con elementos tóxicos y organismos patógenos • Olores

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 397)

En la Tabla 12.19 se evidencia la articulación que debe existir en las diversas fases y requisitos del procesamiento del lodo hasta su destino final. Siempre que sea posible, se

debe buscar alternativas de disposición final que estén asociadas a usos benéficos (von Sperling, 2012).

Tabla 12.19 Relaciones entre diversos factores intervinientes en el procesamiento y las principales alternativas de destino final del lodo

Parámetro	Aplicación en el suelo	Disposición en relleno sanitario	Incineración	Disposición oceánica
Tratamiento del lodo				
- Deshidratación	+/-	+	+	-
- Estabilización	+	+/-	-	-
Escala de producción de lodo	-	-	+	+
Requisitos de suelo				
- Disponibilidad de área	+	+	-	-
- Hidrogeología	+	+	-	-
Almacenamiento	+	+/-	+/-	+
Buenas prácticas	+	+	+	+
Calidad del lodo				
- Patógenos	+	-	-	-
- Contaminante orgánico	+	+/-	+/-	+/-
- Metales	+	+/-	+/-	+/-
- Nutrientes	+	-	-	-
Aceptación pública				
- Olor, estética	+	+	+	+/-
- Tráfico	+	+	+	-
Transporte	+	+	-	+/-
Demanda de energía	-	-	+	-

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 398)
+ Importante +/- Importancia moderada - Sin importancia

Los potenciales riesgos ambientales o impactos relacionados a las alternativas de disposición de lodo se presentan en la Tabla 12.20. Los impactos ambientales pueden ser más o menos complejos, en función de la cantidad de lodo dispuesto, las características físicas, químicas y biológicas del residuo, la frecuencia, duración y extensión de la disposición, entre otros elementos que, en conjunto, determinan la importancia y la magnitud de los impactos relacionados a la alternativa de disposición seleccionada (von Sperling, 2012).

Tabla 12.20 Impactos ambientales relacionados a las diferentes alternativas de disposición de lodo proveniente del tratamiento de aguas residuales

Alternativa de disposición de lodo de aguas residuales	Potenciales impactos ambientales negativos
Descarga oceánica	• Contaminación del agua y del sedimento • Alteración de comunidades de la fauna marina • Transmisión de enfermedades • Contaminación de elementos de la cadena alimenticia
Incineración	• Contaminación del aire • Impactos asociados con el lugar de disposición de las cenizas
Relleno sanitario • Exclusivo • Co-disposición con residuos urbanos	• Contaminación de las aguas superficial y subterránea • Contaminación del aire • Contaminación del suelo • Transmisión de enfermedades • Impactos estéticos y sociales
"Landfarming" – disposición superficial en el suelo	• Contaminación de las aguas superficial y subterránea • Contaminación del suelo • Contaminación del aire • Transmisión de enfermedades
Recuperación de área degradada	• Contaminación de las aguas superficial y subterránea • Contaminación del suelo • Olor • Contaminación de elementos de la cadena alimenticia • Transmisión de enfermedades
Reciclaje agrícola	• Contaminación de las aguas superficial y subterránea • Contaminación del suelo • Contaminación de elementos de la cadena alimenticia • Transmisión de enfermedades • Impactos estéticos y sociales

Fuente: Adaptada de (von Sperling, 2012, pp. 399)

13

Oportunidades y desafíos de la piscicultura en efluentes tratados para países en vías de desarrollo

Objetivos de Desarrollo del Milenio de las Naciones Unidas

En este capítulo, y a manera de conclusiones finales más relevantes, se discuten algunos de los aspectos actuales que pueden propiciar la implementación de sistemas de tratamiento de aguas residuales urbanas por medio de lagunas de estabilización y el posterior uso de sus efluentes en piscicultura extensiva dada su importancia para comunidades de bajos ingresos y niveles de saneamiento en países subdesarrollados. También se describen aspectos sociales, institucionales y culturales que podrían limitar el uso de efluentes tratados para piscicultura, así como los que, a criterio del autor, son los principales desafíos para la implantación del reúso de aguas residuales en piscicultura.

13.1 CONDICIONES QUE PROPICIAN EL USO DE EFLUENTES TRATADOS PARA PISCICULTURA

En términos generales, el reúso de aguas residuales tratadas en piscicultura es una alternativa extremadamente valiosa cuya implementación debe ser considerada en localidades, principalmente de países en vías de desarrollo con diversas condiciones favorables, entre las que principalmente se encuentran:

- El clima. La estabilidad térmica es fundamental para garantizar la producción de especies piscícolas durante todo el año, por ello los países de zonas ecuatoriales o cercanos a la línea ecuatorial presentan un enorme potencial por carecer de las cuatro estaciones.

- Temperatura favorable. En plena sintonía con lo comentado en el anterior párrafo, es claro que la producción piscícola en las condiciones propias de la calidad del agua en efluentes de lagunas de estabilización se puede efectuar con especies de peces rústicas y originarias de zonas con temperaturas cálidas; por ello, la localidad en las que se pretenda realizar la piscicultura en efluentes tratados además de encontrarse en una latitud favorable debe ubicarse a una altitud en la que predominen las temperaturas elevadas.

- Topografía adecuada. Las condiciones topográficas del lugar deberán ser predominantemente planas ya que el movimiento de tierras para la implementación tanto de la serie de lagunas de estabilización como de los estanques demandaría un esfuerzo demasiado grande y el uso intensivo de maquinaria y mano de obra excesiva que representaría unos costos de construcción prohibitivos

- Disponibilidad de área. La adopción de un sistema de tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización presenta altas demandas de área, y justamente es uno de los principales motivos por los que son descartados como alternativa viable en muchas poblaciones. Los tanques de piscicultura en virtud de sus elevados tiempos

de retención hidráulica demandan de áreas muy grandes y ello puede inviabilizar aún más la iniciativa de implantar el tratamiento de las aguas residuales asociado a la producción piscícola

- Semilla de buena calidad. En general, para el desarrollo de la piscicultura bajo condiciones de rentabilidad atractiva es necesario contar con semilla de excelente calidad, y en el caso de la producción de peces en efluentes tratados dicha condición asume mayor relevancia ya que las características de calidad del agua tratada por las lagunas de estabilización presentará condiciones variables en pH y concentraciones de materia orgánica, sólidos en suspensión y macronutrientes, entre los que se encuentran las formas del nitrógeno amoniacal que pueden ser tóxicas para los peces. Cuando las tilapias, carpas o las especies nativas rústicas a cultivar en efluentes tratados provienen de una buena semilla presentarán alta sobrevivencia y ganancias de peso favorables en el menor lapso de tiempo posible; de lo contrario habrá altas mortalidades y un pobre desempeño tal como lo afirmaron Mandal et al. (2018); para evitar ese tipo de situaciones dichos autores recomiendan el apoyo de las autoridades acuícolas del orden nacional o regional.

- Tipo de suelo adecuado. La construcción de estanques para piscicultura, así como de sistemas de lagunas de estabilización requieren de un suelo fino, preferiblemente arcilloso o limoso pues ello garantizará su impermeabilidad y el evitar incremento en los costos de construcción por la necesidad impermeabilizar tanto a las unidades de tratamiento como a las de cultivo. Si bien es cierto su construcción es totalmente viable en suelos granulares y muy permeables se hace necesaria la impermeabilización por medio de geomembranas o con capas de material fino, lo que incrementaría los costos de construcción de manera dramática.

- Buenas prácticas acuícolas. El desarrollo de la piscicultura extensiva en efluentes tratados, pese a corresponder a una actividad con densidades de biomasa bajas y sin suministro de alimento que no sea la productividad primaria presente en los

efluentes, requiere del concurso de profesionales bien entrenados y capaces de operar, monitorear y optimizar ese tipo de sistemas, muy seguramente el mejor ejemplo de los profesionales idóneos para tales actividades sean los Ingenieros en Producción Acuícola formados por la Universidad de Nariño, en el suroccidente de Colombia. En este texto se ha presentado de manera sencilla los principales aspectos ingenieriles a tener en cuenta para un proyecto que asocie el tratamiento de aguas residuales urbanos mediante lagunas de estabilización y el uso del efluente final para la producción piscícola; sin embargo, aspectos propios de la acuicultura tales como la fisiología, la nutrición, la sanidad y prácticas puntuales como la profilaxis, el muestreo, el diagnóstico no se han abordado y obedecen a una formación específica de los Ingenieros en Producción Acuícola y sus fundamentos se encuentran en literatura especializada del área.

- Condiciones sociales y culturales favorables. La comunidad en la que se pretenda desarrollar un proyecto de piscicultura con efluentes tratados deberá presentar características en su sociedad que propicien la implantación; por ejemplo, que carezcan aun de un sistema de tratamiento de sus efluentes urbanos y que demanden alternativas para generación de empleo y fuentes de nutrición de tipo local. Así mismo, es muy relevante la disposición cultural de los habitantes para el consumo de un producto animal cultivado en aguas residuales tratadas; o que, en su defecto, en regiones cercanas sí haya la disposición para incorporar en la dieta ese tipo de fuentes de proteína de origen animal.

- Legislación y normatividad favorables. Pese a que las condiciones anteriormente mencionadas sean cumplidas, es necesario que la reglamentación nacional, departamental y/o local avale la práctica de la piscicultura en efluentes tratados como alternativa de reúso de las aguas residuales; así mismo es imperativo que las autoridades asociadas al sector de la salud y la alimentación contemplen la comercialización y consumo de peces cultivados en efluentes tratados, siempre y cuando se adapten a

las directrices definidas por la OMS para tal fin, o aquellas más restrictivas del orden nacional. Una alternativa a la comercialización de los peces para consumo humano cultivados bajo la tecnología antes comentada es viabilizar su uso como fuentes de proteína para formulación de alimento para otras especies animales.

Sin lugar a dudas, muchas comunidades no logran cumplir de manera simultánea las anteriores condiciones; sin embargo, como ocurre en todo proyecto de saneamiento bien concebido, en la fase de determinación de posibles alternativas tecnológicas para seleccionar el sistema de tratamiento de efluentes más adecuado, el consultor podrá contemplar las informaciones consignadas en este documento para identificar si eventualmente esta propuesta encaja con las realidades de la comunidad a atender.

13.2 ASPECTOS SOCIALES, INSTITUCIONALES Y CULTURALES RELACIONADOS CON EL USO DE EFLUENTES TRATADOS PARA PISCICULTURA

Es claro que la piscicultura extensiva en efluentes tratados es una alternativa viable para localidades con fuerte necesidad de resolver de manera simultánea diversas necesidades asociadas al saneamiento, la seguridad alimentaria, la falta de ingresos y el bienestar social. Infortunadamente, en los países en vías de desarrollo como los de América Latina hay una enorme cantidad de poblaciones que padecen dichas necesidades, y muchas de ellas poseen condiciones que favorecen la adopción de sistemas de tratamiento de bajo costo y el reúso de sus efluentes en prácticas como la piscicultura y la irrigación de culturas vegetales.

Considerando que según el Programa Mundial de Evaluación del Agua de las Naciones Unidas (UHLENBROOK et al., 2017), es probable que más del 80% de las aguas residuales son descartadas al ambiente sin un tratamiento adecuado; de hecho, las estadísticas para América Latina y el Caribe indican que solamente entre el 20 y el 30% de las aguas residuales captadas por los alcantarillados urbanos es tratada (JOURALEV, 2017). De acuerdo con Torres-Lozada y Foresti (2001) el mejoramiento de las plantas

de tratamiento de aguas residuales existentes en América Latina, y la construcción de nuevos sistemas en la región se han pospuesto debido a las persistentes limitaciones económicas en la mayoría de los países que la conforman; por tal motivo se reitera la importancia de la voluntad política y la participación de las comunidades para gestar la implementación de sistemas de tratamiento de efluentes acordes con sus realidades.

Ya que una importante fracción de los vertimientos inadecuados se encuentran en localidades en vías de desarrollo, muchas de ellas ubicadas en América Latina, este sencillo texto se ha escrito para ayudar a formular soluciones para tales comunidades. Sin embargo, además de las condiciones técnicas de ingeniería ya discutidas es importante considerar la disposición cultural, social, legal e idiosincrática de las sociedades para implementar sistemas de tratamiento de efluentes por medio de lagunas de estabilización y el posterior reúso del efluente final en piscicultura.

13.2.1 Aspectos que favorecen el reúso de aguas residuales

Según Edwards (1992), al parecer hay una correlación positiva entre el reúso tradicional de las excretas en las sociedades y la densidad de la respectiva población, la cual puede explicar en parte el reúso global de excretas en agricultura y acuicultura. En ese sentido, Simoons (1974) analizó el caso particular de India, donde debido a diversos aspectos históricos, religiosos, socioculturales y ecológicos muchas etnias han manifestado resistencia al consumo de pescado; sin embargo, dicho investigador acuñó el término del "imperativo nutricional" que explica por qué algunas comunidades y grupos sociales pertenecientes a zonas densamente pobladas, incluyendo personas de alto estatus, debido a las limitadas fuentes de suministro de proteína animal consumen pescado que eventualmente fue cultivado utilizando excretas o aguas residuales.

De igual manera, Hamlin (1980) enfatizó cómo el valor de las aguas residuales como fertilizante ha sido históricamente reconocido en China, India y partes de Europa donde excretas humanas obtenidas en tanques sépticos que recibieron el nombre de "nightsoil" han sido utilizadas con fines agrícolas por siglos e inclusive continúan manteniendo

muchos terrenos en un alto estado de productividad, necesario para soportar las necesidades de zonas densamente pobladas. En relación al reúso de aguas residuales, de acuerdo con Bunting y Edwards (2018), sus aplicaciones en acuicultura fueron muy difundidas en la primera mitad del siglo XX, con ejemplos notables en China, India, Indonesia y Vietnam, así como en Alemania y la Unión Soviética

Respecto al reúso de efluentes, Chfadi et al. (2021) afirmaron que, de acuerdo con tendencias regionales, varios factores parecen influir en la reutilización de aguas residuales, incluidas consideraciones económicas y financieras, aceptabilidad social, disponibilidad de recursos hídricos y otros aspectos ambientales. Ante el incremento en la urbanización y el rápido crecimiento de la población, el reúso de las aguas residuales en agricultura y acuicultura juegan un papel esencial en la reducción de la cantidad de residuos descartados y el ahorro de agua, especialmente cuando hay un rápido agotamiento de los recursos de agua dulce (Ali, 2022).

La expansión del tamaño de las ciudades suscita la ocupación de zonas periféricas que anteriormente se dedicaron a actividades agrícolas y pecuarias, y ceden el paso a la urbanización por las presiones de los constructores, ello se convierte en un desafío para la piscicultura asociada a efluentes tratados tal como lo ha experimentado el centenario sistema de humedales dedicados a la piscicultura utilizando efluentes de Calcuta tal como lo reportó Ghosh (2018); paralelo al incremento especulativo de los precios del terreno y los cambios en el uso de la tierra debido a la falta de políticas claras de uso del suelo hubo también la transformación directa de estanques para piscicultura hacia terrenos para cultivo de arroz (Bunting et al. 2010).

La producción acuícola en estanques proporciona una fuente económicamente viable de alto contenido proteico por medio del reciclaje de residuos orgánicos en un sistema ecológicamente balanceado que maximiza el reciclaje y el reúso para convertir los desechos en riqueza; además, los peces crecen muy rápido en estanques tropicales abastecidos con efluentes tratados reemplazando así las costosas dietas suplementarias

y los fertilizantes químicos convencionales (DAS y MANDAL, 2018). La estabilidad térmica de diversos países en desarrollo como algunos de América Latina y Centroamérica pueden ofrecer condiciones favorables para dicha actividad productiva.

13.2.2 Aspectos que limitan el reúso de aguas residuales

Existe una resistencia importante al consumo de productos cultivados con excretas o aguas residuales tratadas; en particular, en relación a la piscicultura Edwards (1992) menciona que el consumo de peces cultivados en sistemas de reúso de excretas genera una reacción adversa inicial en muchas personas debido a la errónea creencia de que los peces se alimentan directamente de los sólidos fecales, ello ocurriría si dichos sólidos fuesen adicionados como tal en el sistema; sin embargo, en un sistema diseñado para minimizar los riesgos a la salud pública los peces derivan su nutrición de organismos que forman parte de la productividad primaria fruto de los nutrientes inorgánicos contenidos en las excretas.

En países donde hay un fuerte prejuicio contra el reúso de excretas, debido a su apariencia y olor en estado fresco, los sistemas de tratamiento pueden transformar las excretas, que son socialmente inaceptables, en una forma con mayor posibilidad de aceptación (Edwards, 1992). Cabe mencionar que los efluentes de los sistemas de tratamiento anaerobio también pueden generar resistencia en las comunidades debido ya que los olores desprendidos por los reactores anaerobios suelen ser ofensivos; sin embargo, los efluentes de reactores aerobios, de humedales construidos o de lagunas facultativas y de maduración generalmente carecen de olor y presentan una apariencia mejor, dada su mayor transparencia y la presencia de plancton que le otorga una característica asociada a los cuerpos de agua naturales, como es el caso de las lagunas de estabilización.

Afortunadamente, existen las tecnologías para tratamiento de efluentes que logran garantizar las exigencias definidas por la OMS, así como por legislaciones nacionales o regionales que validen el uso de aguas residuales tratadas desde una óptica sanitaria y de protección de la salud pública, entre ellas las lagunas de estabilización son una opción muy eficiente y de bajo costo operacional pertinentes para comunidades en desarrollo.

En términos generales, las opciones tecnológicas para el tratamiento de los efluentes no son un limitante; sin embargo, pueden existir condiciones sociales e idiosincráticas que limiten o impidan el desarrollo de la piscicultura en aguas residuales tratadas por la resistencia de las sociedades al consumo del producto. En ese sentido, Mancy et al. (2000) reportaron cómo en Suez se implementó una serie de lagunas de estabilización conformadas por dos lagunas anaerobias en paralelo, seguidas de una laguna facultativa secundaria y de dos lagunas de maduración en serie cuyos efluentes se utilizaron en un estanque para cultivo de las especies bentófagas *Mugil cephalus* y *Mugil capita* y otro para el cultivo de *Tilapia nilotica*, *Tilapia aureus*, y *Tilapia zilli*, pese a que el agua de cultivo cumplió con los estándares microbiológicos y fue científicamente demostrada su inocuidad hubo resistencia por parte de los consumidores locales para aceptar un producto cultivado bajo el esquema de reúso de efluentes.

Además de las experiencias que durante décadas han demostrado la aceptación y el consumo de peces cultivados en unidades de tratamiento de aguas residuales así como en estanques abastecidos por efluentes tratados que históricamente se han desarrollado en países como China e India, aunque algunas sin el nivel de tratamiento necesario para garantizar la inocuidad sanitaria de los peces y que fueron comentadas anteriormente en este texto, Moscoso (1996) y Moscoso et al. (1992b) reportaron para América Latina un caso exitoso desarrollado en Lima-Perú en el sistema de tratamiento de aguas residuales de San Juan, donde se dispuso una serie de lagunas hasta el nivel terciario y cuyos efluentes pasaron hacia tanques de cultivo de tilapia. En dicho sistema, los peces cultivados fueron vendidos de manera exitosa para consumo directo en el área metropolitana de Lima y hubo alta aceptación del producto pues vendía vivo y no congelado; adicionalmente a la estrategia de la venta de individuos vivos se optó por la venta de alevinos y juveniles sexualmente revertidos para su engorde en estaciones piscícolas del territorio peruano lo que se constituyó en una fuente adicional de ingresos.

Según Edwards (1992), pese a la resistencia de sociedades y religiones al reúso de excretas se ha ganado aceptación ya que muchas creencias, costumbres y valores no son fijos y evolucionan; su aceptación se justifica al demostrar que se trata de una práctica de bajo costo, que proporciona beneficios reales a la población y que no implica riesgos a la salud pública. Aunque el reúso fue una práctica tradicional en el pasado, la industrialización de las producciones estableció una mayor distancia entre la producción de la comida y la disposición y descarte de residuos; sin embargo, la falta de alimento, la creciente escasez de recursos, la marcada tendencia a las economías circulares, la conciencia ambiental, la reducción de la contaminación y la implementación de políticas para la reducción de la cantidad de residuos. Además, el reúso y el reciclaje establecen oportunidades para la implementación de este tipo de prácticas con efluentes tratados.

Si bien es cierto el énfasis de este texto ha sido el cultivo de peces -principalmente tilapia- en efluentes tratados con fines de producción de proteína para alimentación humana, cabe mencionar otras posibles aplicaciones de los productos de la acuicultura con fines "menos nobles", que de una u otra forma contribuirán a mejorar las condiciones económicas y productivas de una localidad en la que simultáneamente se resuelvan problemas de saneamiento relativos al tratamiento y disposición final de las aguas residuales. En ese sentido, Huguenin y Littie (1977) establecieron una jerarquía en relación a los usos de alimentos de origen acuícola de la siguiente manera:

1. Productos animales

- Para consumo crudo (ostras, almejas)
- Comprados frescos pero cocidos (pescado, langostas)
- Congelados o enlatados (pescado, marisco)
- Procesados y/o contenidos en otros productos (palitos de pescado, sopa de pescado)
- Alimento para otros animales (camarones en salmuera, componentes de pellets de pescado)

2. Productos vegetales

- Para consumo directo (algas marinas)
- Extractos utilizados en otros alimentos (agar)
- Alimento para animales (algas)

Entre dichas categorías se encuentran justamente los peces que pueden ser destinados a la nutrición humanas después de su cocción, los peces que pueden ser de utilidad para la formulación de dietas para producción de otros animales en las actividades pecuarias, algunas macrófitas que tienen aplicaciones para alimentación animal e inclusive para ornamentación, y microalgas con altos contenidos de proteína que son susceptibles de ser usadas en formulación de dietas.

Según Huguenin y Littie (1977) los productos para uso directo en la alimentación humana son los que presentan el mayor valor nutricional y económico, pero dado que su origen es a partir del reúso de efluentes tratados pueden representar desafíos para su comercialización en algunas sociedades. Tales autores manifiestan que la inclusión de este tipo de productos en alimentos procesados contribuye a que se pierda más fácilmente la identidad del origen de dichos alimentos; ese tipo de estrategias ayudan a vencer la resistencia cultural a su consumo pese a contar con plenas garantías en términos de su calidad e inocuidad según fue reportado en Egipto por Mancy et al. (2000). Las otras formas de uso de los productos como la formulación de balanceados para animales pueden facilitar su comercialización y aceptación; sin embargo, es fundamental que las normas nacionales y regionales avalen el uso de los alimentos producidos en efluentes tratados.

La presencia cada vez mayor de contaminantes de preocupación emergente provenientes de múltiples fuentes en las aguas residuales urbanas se constituye en una situación que limita el aprovechamiento de los efluentes tratados ya que aumenta la toxicidad del líquido. Los efectos de esa condición ya se han evidenciado en sistemas como los que históricamente funcionan en India, Paul et al. (2023) reportaron altas mortalidades anuales de peces en los sistemas piscícolas de Calcuta del Este que reciben efluentes

crudos atribuyendo el fenómeno a la creciente toxicidad de las aguas residuales urbanas. A ello se debe sumar el hecho de que las PTAR usualmente no logran la remoción de algunos contaminantes tales como antibióticos, fármacos y pesticidas, y sus concentraciones en el efluente permanecen casi iguales entre el afluente y el efluente de las unidades de tratamiento.

13.2.3 Desafíos para la implantación del reúso de aguas residuales en piscicultura

Algunas consideraciones relativas a los principales desafíos que se requiere encarar para consolidar los conocimientos relativos a la piscicultura en efluentes tratados y su implementación en países en vías de desarrollo son:

- Como ya fue comentado en el texto, los rendimientos acuícolas esperables en zonas ecuatoriales son muy promisorios y superiores a los de las experiencias reportadas en países tropicales debido a la mayor estabilidad térmica a lo largo de todo el año; por tal razón, es fundamental la implementación de proyectos en escala real que permitan la evaluación del desempeño de las unidades de tratamiento junto a las unidades de cultivo. Para tales evaluaciones se requiere del concurso de equipos interdisciplinares que simultáneamente estudien los aspectos ingenieriles, los aspectos productivos del cultivo en condiciones optimizadas, los de postcosecha para la transformación de los productos, así como los de mercadeo y comercialización de los peces.
- La gran diversidad de especies hidrobiológicas nativas de países como Colombia y los de América del Sur pertenecientes a la cuenca amazónica ofrece un gran potencial para la práctica de la piscicultura extensiva en efluentes tratados, donde se requiere que los peces posean resistencia a las características variables de la calidad del agua y, que sus hábitos alimenticios sean compatibles con la alta productividad primaria proveniente de los efluentes de las lagunas de maduración. Ejemplos de dichas especies nativas pueden ser: la cachama, también conocido como tambaquí (*Colossoma macropomum*); la mojarra (*Gerreidae*); el pacú (*Piaractus*

brachypomus); e inclusive el pirarucú (Arapaima gigas). Cada especie posee sus propias características y muy probablemente sea necesario analizar el proceso productivo para cada una de ellas de forma individual, así como en condiciones de policultivo, con lo cual se logrará optimizar la sobrevivencia, la ganancia de peso y la rentabilidad de la actividad.

- Es necesario que se considere, desde iniciativas institucionales y gubernamentales, la implementación de reglamentaciones e instrumentos técnicos y legales que propicien el reúso de efluentes tratados en piscicultura extensiva; por ejemplo, según Álvarez-Pinzón (2017) en Colombia el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) no quedaron incluidos algunos acápites que existían en el documento técnico inicialmente publicado y discutido, que establecían disposiciones específicas en materia de reúso de efluentes en actividades como riego de jardines, riego de cultivos, piscicultura y aún en actividades recreacionales y de contacto primario y secundario. Por ello se requiere de voluntades políticas y gestiones que conduzcan al establecimiento de una legislación que defina claramente los tipos de reúso a los cuales pueden ser sometidos los efluentes tratados, para lo cual es indispensable apoyarse en directrices como las de la OMS o las recomendaciones generadas por diversas investigaciones como las realizadas en Brasil en el marco de PROSAB.
- Se necesita que, con el respaldo técnico y científico necesarios se generen las bases para avalar la comercialización de los peces cultivados para el consumo humano, así como para otras especies acuícolas cultivadas en efluentes tratados, como es el caso de diversas fuentes de proteína usadas en la formulación de dietas para otras especies animales, o inclusive para comercializar especies ornamentales.
- Realizar análisis de factibilidad financiera y económica bajo las condiciones específicas de localidades en zonas ecuatoriales es de gran importancia pues, de acuerdo con la OMS (2006), el estudio económico de un proyecto de reúso de efluentes tratados permitirá determinar con claridad el costo-beneficio y los estudios financieros indicarán cómo será pagado el proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbas, H. H. (2006). Acute toxicity of ammonia to common carp fingerlings (*Cyprinus carpio*) at different pH levels. *Pakistan Journal of Biological Sciences*, *9*(12), 2215-2221. https://doi.org/10.3923/pjbs.2006.2215.2221

Abdalla, A. A. F., & Mcnabb, C. D. (1998). Acute and sublethal growth effects of un-ionized ammonia to Nile tilapia *Oreochromis niloticus*. In: Randall, D.; Mackinlay, D. (Eds.), *Nitrogen Production and Excretion in Fish. International Congress on the Biology of Fish, Symposium Proceedings* (pp. 35-44). Towson University, Baltimore, Maryland, USA. http://fishphysiology.org/wp-content/uploads/2014/02/Nitroint.pdf

Abdel-Shafy, H. I., & Mansour, M. (2022). Land infiltration for wastewater treatment as efficient, simple, and low techniques: an overview. *Egyptian Journal of Chemistry*, *65*(4), 617-631. https://doi.org/10.21608/ejchem.2021.82437.4062

Abdul-Rahaman, I., Owusu-Frimpong, M., & Ofori-Danson, P. K. (2012). Sewage fish culture as an alternative to address the conflict between hunters and hunting communities in Northern Region. *Journal of Agriculture and Sustainability*, *1*(1), 1-22.

Abenoza-Alcid, J. A. (2006). *Estudio del efecto de la densidad de siembra y tipo de alimentación en el crecimiento de un cultivo comercial de tilapia (Oreochromis sp.) en una laguna facultativa para el tratamiento de aguas residuales domésticas, Municipio de Ginebra – Valle del Cauca*. (Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Sanitario). Universidad del Valle, Facultad de Ingenierías, Escuela de los Recursos Naturales y del Ambiente, Área de Ingeniería Sanitaria. Cali,Valle del Cauca, Colombia.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2004). *Ecotoxicologia aquática – Toxicidade aguda – Método de ensaio com peixes, Norma ABNT-NBR 15088*. Rio de Janeiro, Brasil: ABNT

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2016). *Ecotoxicologia aquática – Toxicidade crônica de curta duração– Método de ensaio com peixes, Norma ABNT-NBR 15499* Terceira edição. Rio de Janeiro, Brasil: ABNT

Adhikari, S., Ghosh, L., Rai, S. P., & Ayyappan, S. (2009). Metal concentrations in water, sediment, and fish from sewage-fed aquaculture ponds of Kolkata, India. *Environmental Monitoring and Assessment*, *159*(1-4), 217–230. https://doi.org/10.1007/s10661-008-0624-8

Aisse, M. M. (2000). *Sistemas econômicos de tratamento de esgotos sanitários*. Rio de Janeiro - Brasil: ABES.

Alcaraz-Zubeldia, G., Badillo-Alemán, M., & Vanegas-Pérez, C. (2008). Ensayo de toxicidad aguda con el pez *Xiphophorus montezumae*. In: Ramírez-Romero, P., & Mendoza-Cantú, A. (Compiladores). *Ensayos toxicológicos para la evaluación de sustancias químicas en agua y suelo La experiencia en México* (pp. 127-138). México DF, México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT)

Ali, S. A. (2022). Fish poly culture in domestic wastewater ponds: a step towards protein recovery and pollution reduction. *Bioscience Biotechnology Research Communications*, *15*(3), 386-389. http://dx.doi.org/10.21786/bbrc/15.3.3

Álvarez-Pinzón, G. L. (2017). El reúso de aguas residuales en Colombia. In: García-Pachón, M. del P. (Ed.). *Derecho de aguas. Tomo VII* (pp. 187-232). Bogotá, Colombia: Universidad Externado de Colombia. https://doi.org/10.57998/bdigital.handle.001.2344

Alves de Magalhães, M., Sales de Magalhães, A. B. & Sánchez-Ortiz, I. A. (2022). *Principios básicos del compostaje: Ciencia y práctica para la gestión de residuos orgánicos*. San Juan de Pasto, Nariño - Colombia: Editorial Universidad de Nariño.

Amahmid, O., Asmama, S., & Bouhoum, K. (2019). Occurrence and fate of pathogenic parasites in an overland flow and percolation wastewater treatment system under arid climate. *International Journal of Environmental Science and Technology*, *16*, 3291–3296. https://doi.org/10.1007/s13762-018-1964-8

Angelakis, A. N., Asano, T., Bahri, A., Jiménez, B. E., & Tchobanoglous, G. (2018). Water Reuse: From Ancient to Modern Times and the Future. *Frontiers in Environmental Science*, *6*, 26. https://doi.org/10.3389/fenvs.2018.00026

American Public Health Association (APHA), American Water Works Association (AWWA), & Water Environment Federation (WEF). (2005). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 21th Edition, Washington DC, USA: APHA, AWWA and WEF.

Aragão, M. A., & Araújo, R. P. (2014). Métodos de ensaios de toxicidade com organismos aquáticos. In: Zagatto, P. A., & Bertoletti, E. (Eds.). *Ecotoxicologia aquática –princípios e aplicações-. Segunda edição* (pp. 117-147). São Carlos, Brasil: RiMa

Araújo R. (2003). O esgoto sanitário. In: Nuvolari, A. (Coordenador). *Esgoto Sanitário: Coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola* (pp. 15-36). São Paulo, Brasil: Editora Blücher

Arenzon, A., Pereira, T., & Gerber, W. (2011). *Manual sobre toxicidade em efluentes industriais*. Porto Alegre, Brasil: CEP SENAI de Artes Gráficas Henrique d'Ávila Bertaso.

Asano, T., Burton, F. L., Leverenz, H. L., Tsuchihashi, R., & Tchobanoglous, G. (2007). *Water reuse: issues, technologies, and applications*. New York, USA: Metcalf & Eddy/AECOM - McGraw-Hill.

Assemany, P. P., Calijuri, M. L., Couto, E. A., Souza, M. H. B., Silva, N. C., Santiago, A. F., & Castro, J. S. (2015). Algae/bacteria consortium in high rate ponds: Influence of solar radiation on the phytoplankton community. *Ecological Engineering*, *77*, 154–162. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2015.01.026

Agency for Toxic Substances and Disease Registry (ATSDR). (2004). *Toxicological profile for ammonia*. Atlanta, USA.: U.S. Department of Health and Human Services - Public Health Service - Agency for Toxic Substances and Disease Registry.

Autoridad Nacional de Acuicultura y Pesca de Colombia (AUNAP). (2013). *Diagnóstico del estado de la Acuicultura en Colombia*. Bogotá, Colombia: Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural (MADR), Autoridad Nacional de Pesca y Acuicultura (AUNAP), Organización de las Naciones Unidades para la Agricultura y la Alimentación (FAO).

Avnimelech, Y., & Ritvo, G. (2003). Shrimp and fish pond soils: processes and management. *Aquaculture*, *220*(1–4), 549-567. https://doi.org/10.1016/S0044-8486(02)00641-5

Avnimelech, Y. (2006). Bio-filters: The need for a new comprehensive approach. *Aquacultural Engineering*, *34*(3), 172–178. https://doi.org/10.1016/j.aquaeng.2005.04.001

Bailly, J. M. (1978). Essais d'aquaculture en effluent de lagunage (English abstract). *European Inland Fisheries Advisory Commission/78/Symposium:E/*29, FAO. Hamburg, Germany

Bailly, J. M. (1979). Essais d'aquaculture en effluent de lagunage (English abstract). *Proceedings of the World Symposium on Finfish Nutrition and Fishfeed Technology 1*, Hamburg, Germany.

Balasubramanian, S., Rajan, M. R., & Raj, S. P. (1992). Microbiology of fish grown in a sewage-fed pond. *Bioresource Technology*, *40*(1), 63-66. https://doi.org/10.1016/0960-8524(92)90120-M

Balasubramanian, S., Pappathi, R., & Raj, S. P. (1995). An energy budget and efficiency of sewage-fed fish ponds. *Bioresource Technology*, *52*(2), 145-150. https://doi.org/10.1016/0960-8524(95)00015-7

Baldisserotto, B. (2002). *Fisiologia de peixes aplicada à piscicultura*. Santa Maria, Rio Grande do Sul - Brasil: Ed. Universidade Federal de Santa Maria.

Banco Interamericano de Desarrollo (BID). (2019). *Seguridad alimentaria en América Latina y el Caribe*. Banco Interamericano de Desarrollo. http://dx.doi.org/10.18235/0001784

Banco Interamericano de Desarrollo (BID). (2016). *América Latina y el Caribe: agua y saneamiento*. Banco Interamericano de Desarrollo. Disponible en: https://publications.iadb.org/es/publicacion/15610/america-latina-y-el-caribe-agua-y-saneamiento-genero

Barbieri, E., & Bondioli, A. C. V. (2015). Acute toxicity of ammonia in Pacu fish (*Piaractus mesopotamicus*, Holmberg, 1887) at different temperatures levels. *Aquaculture Research*, *46*(3), 565–571. https://doi.org/10.1111/are.12203

Bardócz, T. (2009). Technology and production of main freshwater aquaculture types in Europe. In: Váradi, L., Bardócz, T., & Oberdieck, A. (Eds.). *SustainAqua handbook – A handbook for sustainable aquaculture* (pp. 11-13). Bremerhaven,

Germany: SustainAqua – Integrated approach for a sustainable and healthy freshwater aquaculture.

Barnabé, G. (1978). Utilisation des chaines alimentaires naturelles et du recyclage des eaux usees dans la production a grande echelle de juveniles pour l'aquaculture. In: Colloque national "ECOTRON' organisé par le CNEXO - Brest, 3-6 juillet: 1978. *Mécanismes et contrôle de la production biologique marine - Systèmes clos artificiels, écosystèmes littoraux* (pp. 221-238). Brest, France: Publ. Sci. Tech. CNEXO: Actes Colloq., N.º 7

Barroso, G. F., Poersch, L. H., Castello, J. P., & Cavalli, R. O. (2007). Premissas para a sustentabilidade da aqüicultura costeira. In: Barroso, G. F., Poersch, L. H., & Cavalli, R. O. (Org.). *Sistemas de cultivos aqüícolas na zona costeira do Brasil: recursos, tecnologias, aspectos ambientais e sócio-econômicos* (pp. 15-24). Rio de Janeiro, Brasil: Museu Nacional - Universidade Federal do Rio de Janeiro

Bastos, R. K. X. (Coord.). (2003). *Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura – Projeto PROSAB*. Rio de Janeiro, Brasil: ABES, RiMa.

Bastos, R. K. X., Bevilacqua, P. D., Nunes, F. L., Soeiro, G. P., Silva, C. V., & Freitas, A. S. (2002). Avaliação do tratamento de esgotos sanitários em lagoas de estabilização tendo em vista a utilização do efluente na agricultura e piscicultura. [Congreso]. *Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental - AIDIS*. Cancún, México

Bastos, R. K. X., & Bevilacqua, P. D. (2006). Normas e critérios de qualidade para reuso da água. In: Lourdinha, F., Bastos, R. K. X., & Aisse, M. M. (Coord.). *Tratamento e utilização de esgotos sanitários – Projeto PROSAB* (pp. 17-61). Rio de Janeiro, Brasil: ABES, RiMa

Bastos, R. K. X., Pereira, C. M., Pivelli, R. P., Lapolli, F. R., & Lanna, E. A. T. (2003). Utilização de esgotos sanitários em piscicultura. In: Bastos, R. K. X. (Coord.). *Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura – Projeto PROSAB* (pp. 193-221). Rio de Janeiro, Brasil: ABES, RiMa

Bastos, R. K. X., Bevilacqua, P. D., Silva, C. A. B., Dornelas, F. L., Assunção, F. A. L., Rios, E. N., Silva, A. F. S., Freitas A. S., & Costa, G. S. (2005). Tratamento de esgotos sanitários e usos múltiplos de efluentes. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, *9*(Supl.), 164-170. https://doi.org/10.1590/1807-1929/agriambi.v9nsupp164-170

Bastos, R. K. X., Rios, E. N., & Sánchez-Ortiz, I. A. (2018). Further contributions to the understanding of nitrogen removal in waste stabilization ponds. *Water Science & Technology*, *77*(11), 2635-2641. https://doi.org/10.2166/wst.2018.218

Baykus, N., Karpuzcu, M., & Yurtsever, A. (2022). An investigation into the role of treatment performance and soil characteristics of soil-based wastewater treatment system. *Water Science & Technology*, *85*(1), 125. https://doi.org/10.2166/wst.2021.512

Beamish, F. W. H. (1970). Influence of temperature and salinity acclimation on temperature preferenda of the euryhaline fish *T. nilotica*. *Journal of the Fisheries Research Board of Canada*, *27*, 1209–1214. https://doi.org/10.1139/f70-143

Benli, A. Ç. K., & Köksal, G. (2005). The acute toxicity of ammonia on tilapia (*Oreochromis niloticus* L.) larvae and fingerlings. *Turkish Journal of Veterinary and Animal Sciences*, *29*(2), 339-344. https://journals.tubitak.gov.tr/veterinary/vol29/iss2/23

Benli, A. Ç. K., Köksal, G., & Özkul, A. (2008). Sublethal ammonia exposure of Nile tilapia (*Oreochromis niloticus* L.): Effects on gill, liver and kidney

histology. *Chemosphere, 72*(9), 1355–1358. https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2008.04.037

Beran, B., & Kargi, F. (2005). A dynamic mathematical model for wastewater stabilization ponds. *Ecological Modelling*, *181*(1), 39–57. https://doi.org/10.1016/j.ecolmodel.2004.06.022

Bergman, H. L., Walsh, P. J., Wright, P. A., Bergman, A. N., Perry, S. F., Laurent, P., Maina, J. N., Randall, D. J., & Wood, C. M. (2010). The lake Magadi tilapia: life on the edge in a highly alkaline kenyan lake. In: Mackinlay, D. (Comp.). *Proceedings 9th International Congress on the Biology of Fish* (pp. 24-25). Barcelona, Spain

Bertoni, J. C., & Tucci, C. E. (1993). Precipitação. In: Tucci C. E. M. (Org.). *Hidrologia ciência e aplicação* (pp. 177-241). Porto Alegre, Brasil: Editora da UFRGS/ABRH

Blanco-Cachafeiro, M. (1995). *La trucha – Cría industrial*. Segunda Edición. Madrid, España: Ediciones Mundi – Prensa.

Bonmati, A., & Flotats, X. (2003). Air Stripping of ammonia from pig slurry: characterization and feasibility as a pre- or post-treatment to mesophilic anaerobic digestion. *Waste Management*, *23*(3), 261-272. https://doi.org/10.1016/S0956-053X(02)00144-7

Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. México D.F., México: Mc Graw Hill.

Boyd, C. E. (2015). *Water Quality, An Introduction*. Second Edition. Switzerland: Springer International Publishing.

Bravo-Yumi, N. P. (2007). *Efecto agudo del Amoníaco en tilapia roja (Oreochromis sp.)*. (Proyecto especial presentado como requisito parcial para optar al título de

Ingeniero Agrónomo Zamorano, Carrera de Ciencia y Producción Agropecuaria. Zamorano, Honduras

Bunting, S. W., & Edwards, P. (2018). Global prospects for safe wastewater reuse through aquaculture. In: Jana, B., Mandal, R. N., & Jayasankar, P. (Eds.). *Wastewater Management Through Aquaculture* (pp. 55-72). Singapore: Springer Nature. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7248-2

Bunting, S. W., Pretty, J., & Edwards, P. (2010). Wastewater-fed aquaculture in the East Kolkata Wetlands, India: anachronism or archetype for resilient ecocultures?. *Reviews in Aquaculture, 2*(3), 138–153. https://doi.org/10.1111/j.1753-5131.2010.01031.x

Buras, N., Duek, L., Niv, S., Hepher, B., & Sandbank, E. (1987). Microbiological aspects of fish grown in treated wastewater. *Water Research*, *21*(1), 1-10. https://doi.org/10.1016/0043-1354(87)90092-3

Cahuana-Andia, A., & Yugar-Morales, W. (2009), *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología CIV-233*. (Trabajo de grado para optar al Diploma Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología, Carrera de Ingeniería Civil. Cochabamba, Bolivia

Castagnolli, N. (1992). *Criação de peixes de água doce*. Jaboticabal, São Paulo - Brasil: FUNEP.

Castro, J. S., Silva, J. S., Freitas, L. C., & Carvalho-Neta, R. N. F. (2014). Biomarcadores histopatológicos na espécie *Hoplias malabaricus* (Pisces, Osteichthyes, Erythrinidae) em uma unidade de conservação de São Luís (MA). *Arquivos Brasileiros de Medicina Veterinária e Zootecnia, 66*(6), 1687-1694. https://doi.org/10.1590/1678-741.

Cavalcanti, P. F. F., Van Haandel, A., Kato, M. T., Von Sperling, M., Luduvice, M. L., & Monteggia, L. O. (2001). Pós-tratamento de efluentes anaeróbios por lagoas de polimento. In: Chernicharo, C. A. L. (Coord.). *Pós-tratamento de reatores anaeróbios - Projeto PROSAB* (pp.105-170). Belo Horizonte, Brasil: ABES

CEARÁ. (2017). Resolução COEMA nº 2/2017. (2017, 02 de fevereiro). Superintendência Estadual do Meio Ambiente, Estado do Ceará. https://www.semace.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/46/2019/09/COEMA-02-2017.pdf

Celik, E. (2012). *Tilapia Culture Review*. (Dissertation for the degree of Master of Science) Norwegian University of Life Science, Department of Animal and aquacultural sciences. Ås, Norway. https://core.ac.uk/download/pdf/30889462.pdf

Central Pollution Control Board. (2005). *Status of sewage treatment in India*. Delhi – India: CPCB.

Cerón-Hernández, V. A., Madera-Parra, C. A., & Peña-Varón, M. (2015). Uso de lagunas algales de alta tasa para tratamiento de aguas residuales. *Ingeniería y Desarrollo*, *33*(1), 98-125. http://dx.doi.org/10.14482/inde.33.1.5318

Chernicharo, C. A. L., Van Haandel, A. C., Foresti, E., & Cybis, L. F. Introdução. In: Chernicharo, C. A. L. (Coordenador). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios* (pp. 1-12). Rio de Janeiro, Brasil: FINEP/PROSAB

Chernicharo, C. A. L. (2022). *Reactores anaeróbios, Principios del tratamiento biológico de aguas residuales, volumen 5*, 2ª Edición en español - Versión eBook. San Juan de Pasto, Nariño-Colombia: Editorial Universidad de Nariño

Chetty, C. S., Naidu, R. Ch., Reddy, Y. S., Aruna, P., & Swami, K. S. (1980). Tolerance limits and detoxification mechanisms in the fish *Tilapia mossambica* subjected to ammonia toxicity. *Indian Journal of. Fisheries*, *27*(1 & 2), 177–182. https://epubs.icar.org.in/index.php/IJF/article/view/11993.

Chervinski, J. (1982). Environmental physiology of tilapias. In: Pullin, R. S. V., & Low-Mcconnell, R. H. (Eds.). The *biology and culture of tilapias. ICLARM Conference Proceedings No. 7* (pp. 119-128). Manila, Philippines: International Center for Living Aquatic Resources Management.

Chew, S. F., Wilson, J. M., Ip, Y. K., & Randall, D.J. (2005). Nitrogen excretion and defense against ammonia toxicity. In: Val, A. L., Almeida-Val, V. M. F., & Randall, D. J. (Eds.). *The physiology of tropical fishes, Volume 21 Fish Physiology series* (pp. 307-395). London, UK: Academic Press.

Chfadi, T., Gheblawi, M., & Thaha, R. (2021). Public acceptance of wastewater reuse: new evidence from factor and regression analyses. *Water*, *13*(10),1391. https://doi.org/10.3390/w13101391

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1998). *Applied hydrology*. New York, USA: Mc Graw Hill Inc.

Coche, A. G. (1986). *Soil and freshwater fish culture. FAO Training Series Volume 6*. Rome, Italy: FAO.

Coche, A. G., & Van der Wal, H. (1981). *Water for freshwater fish culture. FAO Training Series No. 4*. Rome, Italy: FAO.

Coche, A. G., & Muir, J. F. (1992). *Pond construction for freshwater fish culture, pond-farm structures and layouts. FAO Training Series Volume 20/2*. Rome, Italy: FAO.

Coe, M. J. (1966). The biology of *Tilapia grahami* Boulenger in Lake Magadi, Kenya. *Acta Tropica*, *23*(2), 146-177.

Cointreau, S. J. (1987). *Aquaculture with treated wastewater: a status report on studies conducted in Lima, Perú*. Washington D.C., USA: The International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank.

Coleman, M. S., Henderson, J. P., Chichester, H. G., & Carpenter, R. L. (1974). Aquaculture as a means to achieve effluent standards. In: U.S. Environmental Protection Agency. *Wastewater use in the production of food and fiber, Proceedings to the Conference EPA-660/2-74-041* (pp. 199-214). Washington, DC, USA: U.S. Environmental Protection Agency.

Colombia. (2017). Resolución 330 de 2017. (2017, 30 de junio). Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia. https://minvivienda.gov.co/normativa/resolucion-0330-2017-0

Comisión Económica para América Latina (CEPAL). (2022). *A transformative recovery in Latin America and the Caribbean with basic drinking water and electricity services as key sectors*. Recuperado de: https://www.cepal.org/en/notes/transformative-recovery-latin-america-and-caribbean-basic-drinking-water-and-electricity

Corcoran, E., Nellemann, C., Baker, E., Bos, R., Osborn, D., & Savelli, H. (Eds). (2010). *Sick water? The central role of wastewater management in sustainable development*. Norway: United Nations Environment Programme (UNEP).

Costa, C. R., Olivi, P., Botta. C. M. R., & Espindola, E. L. G. (2008). A toxicidade em ambientes aquáticos: discussão e métodos de avaliação. *Quimica Nova, 31*(7), 1820-1830. https://doi.org/10.1590/S0100-40422008000700038

Couto, E. A., Calijuri, M. L., Assemany, P. P., Tango, M. D., & Santiago, A. F. (2015). Influence of solar radiation on nitrogen recovery by the biomass grown in high rate ponds. *Ecological Engineering, 81*, 140–145. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2015.04.040

Craggs, R. J., Heubeck, S., Lundquist, T. J., & Benemann, J. R. (2011). Algal biofuels from wastewater treatment high rate algal ponds. *Water Science & Technology*, *63*(4), 660-665. https://doi.org/10.2166/wst.2011.100

Craggs, R., Sutherland, D., & Campbell, H. (2012). Hectare-scale demonstration of high rate algal ponds for enhanced wastewater treatment and biofuel production. *Journal of Applied Phycology*, *24*, 329–337. https://doi.org/10.1007/s10811-012-9810-8

Craggs, R., Park, J., Sutherland, D., & Heubeck, S. (2015). Economic construction and operation of hectare-scale wastewater treatment enhanced pond systems. *Journal of Applied Phycology*, *27*, 1913–1922. https://doi.org/10.1007/s10811-015-0658-6

Crespo, P. G. (1997). *Sistema de esgotos*. Belo Horizonte, Minas Gerais – Brasil: Ed. UFMG, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Escola de Engenharia da UFMG.

Crespo-Villalaz, C. (1998*). Mecánica de suelos y cimentaciones.* 4a. Edición. México DC, México: Limusa.

Criollo-Martínez, R.; Malheiros, T.; Alfaro, J. F. (2019). Municipal Environmental Management Indicators: A Bottom-Up Approach Applied to the Colombian Context. *Social Indicators Research*, *141*(3), 1037–1054. https://doi.org/10.1007/s11205-018-1864-9

Crites, R., & Tchobanoglous, G. (1998). *Small and decentralized wastewater management systems*. New York, USA: McGraw-Hill.

Cross, D. (1985). Malawi sugar estates use wastes to grow tilapias. *Fish Farming International*, *12*(3), 16-17

Cuadrat, J. M., & Pita, M. F. (2011). *Climatología*. 6ª Edición. Madrid, España: Ediciones Cátedra.

Cunha, P. S. L., Lanna, E. A. T., Bastos, R. K. X., Freitas, L. M., & Rezende, F. (2009). Uso de biosólidos como estratégia de fertilização da água para produção

aquícola. *Revista AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales: Investigación, desarrollo y práctica*, *2*(1), 56-64. https://revistas.unam.mx/index.php/aidis/article/view/13105

Cunha, P. S. L., Lanna, E. A. T., Bastos, R. K. X., Quadros, M., Rezende, F., & Freitas, L. M. (2010). Fertilizers for Daphnia sp. (Crustacea, Cladocera) production in experimental tanks. *Revista Brasileira de Zootecnia*, *39*(5), 955-960. https://doi.org/10.1590/S1516-35982010000500003

Dabrowski, K., Parker, T., & Satora, L. Ammonia as accessory factor to hypoxia related mortality in fish: most commonly overlooked interaction. In: Mackinlay, D. (Comp.). *Proceedings 10th International Congress on the Biology of Fish* (pp. 29-30). Madison, Wisconsin, USA

Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE). (2012). *Atlas Estadístico de Colombia 2012*. Recuperado de: https://geoportal.dane.gov.co/servicios/atlas-estadistico/#gsc.tab=0

Das, B. M. (2011). *Fundamentos de engenharia geotécnica*. São Paulo, Brasil: Cengage Learning.

Das, C. R. (1995). Integrated wastewater aquaculture. *Journal of the Indian Fisheries Association*, *25*, 57-62. http://hdl.handle.net/1834/32348

Das, S. K., & Mandal, A. (2018). Waste system: Its utility and analyses in aquaculture. In: Jana, B., Mandal, R. N., & Jayasankar, P. (Eds.). *Wastewater Management Through Aquaculture* (pp. 73-93). Singapore: Springer Nature. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7248-2

Dasgupta, S., Pandey, B. K., Sarangi, N., & Mukhopadhyay, P. K. (2008). Evaluation of water productivity and fish yield in sewage-fed vis-à-vis fertilized based carp

culture. *Bioresource Technology*, *99*(9), 3499–3506. https://doi.org/10.1016/j.biortech.2007.07.054

Daud, S. K., Hasbollah, D., & Law, A. T. (1988). Effects of un-ionized ammonia on red tilapia (*Oreochromis mossambicus*/*O. niloticus* hybrid) fry. In: Pullin, R. S. V., Bhukaswan, T., Tonguthai, K., Maclean, J. L. (Eds.). *The Second International Symposium on Tilapia in Aquaculture* (pp. 411–413). Manila, Philippines: International Center for Living Aquatic Resources Management

Davie, T. (2008). *Fundamentals of hydrology* 2nd Edition. New York, USA: Taylor & Francis

Deb, S. C., & Santra, S. C. 1997. Bioaccumulation of metals in fishes: an in vivo experimental study of a sewage fed ecosystem. *The Environmentalist*, *17*, 27-32. https://doi.org/10.1023/A:1018579312038

Dehadrai, P. V., & Ghosh, A. (1977). Recycling of organic waste in aquaculture. In: *Fifth FAO/SIDA Workshop on Aquatic Pollution in Relation to Protection of Living Resources* (pp. 101-110). Manila, Philippines: FIR:TPLR

Delbon, M. C., & Ranzani-Paiva, M. J. T. (2012). Eugenol em juvenis de tilápia do Nilo: concentrações e administrações sucessivas. *Boletim do Instituto de Pesca*, *38*(1), 43–52. https://www.bvs-vet.org.br/vetindex/periodicos/boletim-do-instituto-de-pesca/38-(2012)-1/

Dias, D. F. C., Possmoser-Nascimento, T. E., Rodrigues, V. A. J., & von Sperling, M. (2014). Overall performance evaluation of shallow maturation ponds in series treating UASB reactor effluent: Ten years of intensive monitoring of a system in Brazil. *Ecological Engineering*, *71*, 206–214. http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.07.044

Dirección Nacional de Recursos Acuáticos, Departamento de Acuicultura (DINARA). (2010). *Manual básico de piscicultura en estanques*. Montevideo, Uruguay: Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), DINARA, FAO.

Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & von Sperling, M. (2017). *Treatment Wetlands, Biological Wastewater Treatment Series - Volume Seven*. London, UK: IWA Publishing.

Dróżdż, D., Malińska, K., Mazurkiewicz, J., Kacprzak, M., Mrowiec, M., Szczypiór, A., Postawa, P., & Stachowiak, T. (2020). Fish pond sediment from aquaculture production – current practices and the potential for nutrient recovery: a Review. *International Agrophysics*, *34*, 33-41. http://dx.doi.org/10.31545/intagr/116394

Durborow, R. M., Crosby, D. M., & Brunson, M. W. (1997). *Ammonia in fish ponds, SRAC Publication No. 463*. Stoneville, Mississippi: Southern Regional Aquaculture Center.

Edwards, P., & Sinchumpasak, O. A. (1981). The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica Part 1: Description of the system and the study of the high rate pond. *Aquaculture*, *23*(1-4), 83-105. https://doi.org/10.1016/0044-8486(81)90009-0

Edwards, P., Sinchumpasak, O. A., & Tabucanon, M. (1981). The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica Part 2: Studies of the fish ponds. *Aquaculture*, *23*(1-4), 107-147. https://doi.org/10.1016/0044-8486(81)90010-7

Edwards, P. (1985). *Aquaculture: A component of low cost sanitation technology. World Bank Technical Paper no. 36*. Washington DC, USA: The International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank.

Edwards, P. (1992). *Reuse of human wastes in aquaculture, a technical review*. Washington, USA: The World Bank, UNDP-World Bank Water and Sanitation Program.

Edwards, P. (2001). Public health issues of wastewater-fed aquaculture. *UA-Magazine*, *3*, 20-22. https://ruaf.org/document/urban-agriculture-magazine-no-3-balancing-the-positive-and-negative-health-impacts/

Edwards, P. (2008). *Key issues in the safe use of wastewater and excreta in aquaculture, Third edition of the guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater in agriculture and aquaculture Guidance note for Programme Managers and Engineers*. Washington, USA: WHO, FAO, IDRC, IWMI.

Edwards, P., & Sinchumpasak, O. A. (1981). The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica Part 1: Description of the system and the study of the high rate pond. *Aquaculture*, *23*(1-4), 83-105. https://doi.org/10.1016/0044-8486(81)90009-0

Edwards, P., Sinchumpasak, O. A., & Tabucanon, M. (1981). The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica Part 2: Studies of the fish ponds. *Aquaculture*, *23*(1-4), 107-147. https://doi.org/10.1016/0044-8486(81)90010-7

Edwards, P. (2015). Aquaculture environment interactions: Past, present and likely future trends. *Aquaculture*, *447*, 2–14. http://dx.doi.org/10.1016/j.aquaculture.2015.02.001

El-Gohary, F., El-Hawarry, S., Badr, S., & Rashed, Y. (1995). Wastewater treatment and reuse for aquaculture. *Water Science and Technology*, *32*(11), 127-136. https://doi.org/10.1016/0273-1223(96)00126-6

El-Sayed, A-F. M. (2006). *Tilapia culture*. Wallingford Oxfordshire, UK: CABI Publishing.

El-Shafai, S. A., El-Gohary, F. A., Nasr, F. A., Steen, N. P., & Gijzen, H. J. (2004). Chronic ammonia toxicity to duckweed-fed tilapia (*Oreochromis niloticus*). *Aquaculture*, *232*(1-4), 117–127. https://doi.org/10.1016/S0044-8486(03)00516-7

El-Shebly, A. A., & Gad, H. A. M. (2011). Effect of chronic ammonia exposure on growth performance, serum growth hormone (GH) levels and gill histology of Nile tilapia (*Oreochromis niloticus*). *Journal of Microbiology and Biotechnology Research*, *1*(4), 183-197. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:56098591

El-Sherif, M.S., & El-Feky, A. (2008). Effect of ammonia on Nile tilapia (*O. niloticus*) performance and some hematological and histological measures. In: *8 th International Symposium on Tilapia in Aquaculture 2008 Proceedings* (pp. 513-530). Cairo, Egypt: The Central Laboratory For Aquaculture Research

Emerson, K., Russo, R. C., Lund, R. E., & Thurston, R. V. (1975). Aqueous ammonia equilibrium calculations: effect of pH and temperature. *Journal of the Fisheries Research Board of Canada*, *32* (12), 2379-2383. https://doi.org/10.1139/f75-274.

Engle, C., D'Abramo, L., Ponniah, A., & Slater, M. (2017). Global Aquaculture 2050. *Journal of the World Aquaculture Society*, *48*(1), 3-6. https://doi.org/10.1111/jwas.12400

Environmental Protection Agency (EPA). (2010). *Guidelines for deriving numerical national water quality criteria for the protection of aquatic organisms and their uses*. Washington, USA: EPA, Office of Water - Office of Science and Technology

Environmental Protection Agency (EPA). (2013). *Aquatic life ambient water quality criteria for ammonia – freshwater 2013*. Washington, USA: EPA, Office of Water - Office of Science and Technology

Espejo, G. C., & Torres, Q. E. (2001). Cultivo de las tilapias roja (*Oreochromis spp*.) y plateada (*Oreochromis niloticus*). In: Rodríguez G. H., Daza P. V., & Carrillo A. M. (Eds.). *Fundamentos de acuicultura continental. Serie Fundamentos No. 1*. Segunda Edición (pp. 1-18). Bogotá, Colombia: INPA - Instituto Nacional de Pesca y Acuicultura

Evans, J. J., Pasnik, D. J., Brill, G. C., & Klesius, P. H. (2006). Un-ionized ammonia exposure in Nile tilapia: toxicity, stress response, and susceptibility to *Streptococcus agalactiae*. *North American Journal of Aquaculture*, *68*(1), 23–33. https://doi.org/10.1577/A05-032.1

Fallowfield, H. J., Taylor, M., Baxter, K., Lewis, J., & Buchanan, N. (2016). Wastewater Treatment and Biomass Production in High Rate Algal Ponds: An Overview of the Study at the Western Treatment Plant, Melbourne Water. *Proceedings of 11th IWA Specialist Group Conference on Wastewater Pond Technology* (pp. 9). Leeds, England: University of Leeds

Food and Agriculture Organization (FAO). (1984). *ADCP/REP/84/21 - Inland Aquaculture Engineering* - Lectures presented at the ADCP Inter-regional Training Course in Inland Aquaculture Engineering, Budapest, 6 June-3 September 1983 Rome, Italy: FAO, Aquaculture Development and Coordination Programme.

Food and Agriculture Organization (FAO). (2003). *Pond Construction. FAO Training Series: Simple methods for aquaculture*. Rome, Italy: FAO. https://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6708e/Index.htm

Food and Agriculture Organization (FAO). (2005). *Fish Pond Construction and Management (A field guide and extension manual)*. Rome, Italy: FAO National Special Programme for Food Security (NSPFS)

Food and Agriculture Organization (FAO). (2006). *Evapotranspiración del cultivo. Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos. Estudios FAO riego y Drenaje 56*. Roma, Italia: FAO

Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO); International Fund of Agricultural Development (IFAD); World Food Programme (WFP). (2014). *The state of food insecurity in the world 2014, Strengthening the enabling environment for food security and nutrition*. Rome, Italy: FAO

Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). (2014). *The state of world fisheries and aquaculture: Opportunities and challenges*. Rome, Italy: FAO

Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). (2015). *Colombia en una mirada.* Rome, Italy: FAO. Recuperado de: https://www.fao.org/colombia/fao-en-colombia/colombia-en-una-mirada/es/

Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). (2018). *The State of World Fisheries and Aquaculture 2018 - Meeting the sustainable development goals*. Rome, Italy: FAO

Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). (2024). *Aquaculture Feed and Fertilizer Resources Information System, Nile tilapia - Fertilizers and fertilization*. Rome, Italy: FAO. Recuperado de: https://www.fao.org/fishery/affris/species-profiles/nile-tilapia/fertilizers-and-fertilization/en/

Ferreira, A. G. (2006). *Meteorologia prática*. São Paulo, Brasil: Editorial Oficina de textos

Ferreira, J. T., & Schoonbee, H. J. (1983). Use of heated sewage effluent from a power station for the culture of *Oreochromis mossambicus* and *Hypophthalmichrhys*

molitrix. In: Fishelson, L., Yaron, Z. (Comps.), *International Symposium on Tilapia in Aquaculture* (pp. 435-445). Tel Aviv, Israel: Tel Aviv University

Fitzgerald, E. L. (1970). Decomposition and oxidation of nightsoil by algae and its utility. National Science Council. *Proceedings of the National Science Council, v. 4 (Part 2)*. (pp. 63-75). Republic of China.

Fontenele, R. M. M. (2011). *Efeitos da suplementação com vitamina C em diferentes níveis de arraçoamento no cultivo de Tilápia do Nilo (Oreochromis niloticus) em esgoto doméstico tratado*. (Dissertação para o título de Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará UFC, Fortaleza, Ceará, Brasil.

Freitas, A. S. (2006). *Utilização de esgotos sanitários tratados em lagoas de polimento para a criação de alevinos de tilápia do Nilo-aspectos produtivos e econômicos*. (Dissertação para o título de Mestrado em Zootecnia). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Freitas, A. S., Lanna, E. A. T., Bastos, R. K. X., Dornelas, F. L., Bomfim, M. A. D., Ribeiro, F. B., & Sánchez-Ortiz, I. A. (2023). Utilização de esgotos sanitários tratados em lagoas de polimento para criação de alevinos de tilápia do Nilo. *Livestock Research for Rural Development*, *35*(5), 46. http://www.lrrd.org/lrrd35/5/3546ivan.html

Fukusho, K. (1968). The specific difference of temperature responses among cichlid fishes genus Tilapia. *Bulletin of the Japanese Scientific Fisheries, 34*(2), 103-111

Gaigher, I. G., & Cloete, T. E. (1981). Human health aspects of fish production in wastewater in South Africa. *U.O.F.S. PubI., Series C*, *3*, 91-95

Gaigher, I. G., & Krause, J. B. (1983). Growth rates of Mozambique tilapia (*Oreochromis mossambicus*) and silver carp (*Hypophthalmichthys molitrix*) without artificial

feeding in floating cages in plankton-rich wastewater. *Aquaculture*, *31*(2-4), 361-367. https://doi.org/10.1016/0044-8486(83)90325-3

Gaigher, I. G., & Toerien, D. F. (1985). Cage culture of Mozambique tilapia, *Oreochromis mossambicus* without artificial feeding in maturation ponds of the Phutbaditjhaba sewage system. *Water SA*, *11*(1), 19-24

García-Santos, S., Monteiro, S. M., Carrola, J., & Fontainhas-Fernandes, A. (2007). Alterações histológicas em brânquias de tilápia nilotica *Oreochromis niloticus* causadas pelo cádmio. *Arquivos Brasileiros de Medicina Veterinaria e Zootecnia*, *59*(2), 376-381. https://doi.org/10.1590/S0102-09352007000200017

Garutti, V. (2003). *Piscicultura ecológica*. São Paulo, Brasil: Editora UNESP

Ghangrekar, M. M, Kishor, N., & Mitra, A. (2007). Sewage reuse for aquaculture after treatment in oxidation and duckweed pond. *Water Science and Technology*, *55*(11), 173–181. https://doi.org/10.2166/wst.2007.352

Ghosh, A., Saha, S. K., Roy, A. K., & Chakraborti, P. K. (1985). *Carp production using domestic sewage. Package of practices for increasing production*. Barrackpore, West Bengal, India: Central Inland Fisheries Research Institute, Indian Council of Agricultural Research

Ghosh, S. (2018). Wastewater-Fed aquaculture in East Kolkata wetlands: State of the art and measures to protect biodiversity. In: Jana, B., Mandal, R. N., & Jayasankar, P. (Eds.). *Wastewater Management Through Aquaculture* (pp. 119-137). Singapore: Springer Nature. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7248-2

Green, F. B., Bernstone, L. S., Lundquist, T. J., & Oswald, W. J. Advanced integrated wastewater pond systems for nitrogen removal. *Water Science and Technology*, *33*(7), 207-217. https://doi.org/10.1016/0273-1223(96)00356-3

Guevara, J. M. (2006). La fórmula de Penman-Monteith FAO 1998 para determinar la evapotranspiración de referencia, ETO. *Terra Nueva Etapa*, *22*(31), 31-72. http://saber.ucv.ve/ojs/index.php/rev_terr/article/view/1296

Hallock, R. J., & Ziebell, C. D. (1970). Feasibility of a sport fishery in tertiary treated wastewater. *Water Pollution Control Federation*, *42*(9), 1656-1665. https://www.jstor.org/stable/25036781

Hamlin, C. (1980). Sewage: Waste or Resource?. *Environment: Science and Policy for Sustainable Development*, *22*(8), 16–42. https://doi.org/10.1080/00139157.1980.9932440

Hanna, M. I., El-Maedawy, S. A., Kenawy, A. M., & Girgis, S. M. (2013a). Sublethal effects of acute ammonia exposure on *Oreochromis niloticus*. *Global Veterinaria*, *11*(5), 592-603. https://doi.org/10.5829/idosi.gv.2013.11.5.8111

Hanna, M. I., El-Maedawy, S. A., Kenawy, A. M., & Gergis S.M. (2013). Deleterious effects of acute ammonia exposure in cultured *Oreochromis niloticus*. In: *Seventeenth International Water Technology Conference IWTC* Proceedings (pp. 12). Istanbul, Turkey: International Water Technology Association (IWTA)

Hargreaves, J. A., & Kucuk, S. (2001). Effects of diel un-ionized ammonia fluctuation on juvenile hybrid striped bass, channel catfish, and blue tilapia. *Aquaculture*, *195*(1-2), 163–181. https://doi.org/10.1016/S0044-8486(00)00543-3

Hegazi, M. M., Attia, Z. I., Hegazi, M. A. M., & Hasanein, S. S. (2010). Metabolic consequences of chronic sublethal ammonia exposure at cellular and subcellular levels in Nile tilapia brain. *Aquaculture*, *299*(1-4), 149–15. https://doi.org/10.1016/j.aquaculture.2009.11.020

Henderson, S. (1979). Utilization of silver and bighead carp for water quality improvement. In: Bastion, B. K., & Reed, S. C. (Project Officers). *Aquaculture*

Systems for Wastewater Treatment: Seminar Proceedings and Engineering Assessment (pp. 309-350). Washington DC, USA: U. S. Environmental Protection Agency

Hepher, B., & Schroeder, G. L. (1977). Wastewater utilization in Israel aquaculture. In: D'Itri, E. (Ed.). *Wastewater Renovation and Reuse: Proceedings of the International Conference on the Renovation and Reuse of Wastewater Through Aquatic and Terrestrial Systems (Pollution engineering and technology)* (pp. 529-589). New York, USA: Marcel Dekker Inc

Hey, D. (1953). A preliminary report on the culture of fish in the final effluent from the new disposal works, Athlone, South Africa. *Internationale Vereinigung für Theoretische und Angewandte Limnologie: Verhandlungen*. *12*(1), 737-742. https://doi.org/10.1080/03680770.1950.11895362

Hodgson, H. T. (1964). Stabilization ponds for a small African urban area. *Journal (Water Pollution Control Federation)*, *36*(1), 51-68. https://www.jstor.org/stable/25034997

Hoover, M., Konsler, T., & Godfrey, J. (2016). *Septic systems and their maintenance, soil facts*. Raleigh, North Carolina, USA: North Carolina State University, College of Agriculture and Life Sciences, North Carolina Cooperative Extension Services.

Huang, T. N. (1968). Sewage for tilapia. *IPFC Current Affairs Bulletin*, *51/52*, 23-24

Hwang, P-P., & Lin, L-Y. (2014). Gill ionic transport, acid–base regulation, and nitrogen excretion. In: Evans, D. H., Claiborne, J. B., & Currie, S. (Eds.). *The physiology of fishes*, Fourth edition (pp. 205-233). Boca Raton, Florida, USA: CRC Press, Taylor & Francis Group

Idder, T., Seidl, M., Laouali, S., Idder, A., Ourahmoun, H., Hamdi, A., & Bettahar, N. (2012). L'epuration des eaux usees au service de l'aquaculture: un modele

integre de gestion des eaux au Sahel. *Revue des Bioressources*, *2*(2), 79-87. http://dspace.univ-ouargla.dz/jspui/handle/123456789/6698

Ip, Y. K., Chew, S. F., & Randall, D. J. (2001). Ammonia toxicity, tolerance, and excretion. In: Wright, P. A., Anderson, P. M. (Eds.). *Nitrogen excretion, Fish physiology series Volume 20* (pp. 109-148). London, UK: Academic Press

Ip, Y. K., & Chew, S. F. (2010). Ammonia production, excretion, toxicity, and defense in fish: a review. *Frontiers in Physiology: Aquatic Physiology*, *1*, 134. https://doi.org/10.3389/fphys.2010.00134

Jana, B. B. (1998). Sewage-fed aquaculture: The Calcutta model. *Ecological Engineering*, *11*(1-4), 73–85. https://doi.org/10.1016/S0925-8574(98)00024-X

Jana, B. B., Heeb, J., & Das, S. (2018). Ecosystem Resilient Driven Remediation for Safe and Sustainable Reuse of Municipal Wastewater. In: Jana, B., Mandal, R. N., & Jayasankar, P. (Eds.). *Wastewater Management Through Aquaculture* (pp. 163-183). Singapore: Springer Nature. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7248-2

Jena, J. K., Patro, B., Patri, P., Khuntia, C. P., Tripathy N. K., Sinha, S., Sarangi., N., & Ayyappan, S. (2010). Biological treatment of domestic sewage through duckweed-cum-fish culture: a pilot-scale study. *Indian Journal of Fisheries*, *57*(4), 45-51. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:55130154

Jenssen, P. D., Heeb, J., Mang, E. H., Gnanakan, K., Warner, W. S., Refsgaard, K., Stenstrŏm, T. A., Guterstam, B., & Alsén, K. W. (2004). *Ecological sanitation and reuse of wastewater – ecosan, A think piece on ecological sanitation*. Norway: ecosan

Joint Monitoring Programme for Water Supply, Sanitation and Hygiene (JMP), World Health Organization (WHO), & United Nations International Children's

Emergency Fund (UNICEF). (2016). *Desigualdades en materia de saneamiento y agua potable en América Latina y el Caribe*. JMP, OMS, UNICEF

Jordão, E. P., & Pessoa, C. A. (2011). *Tratamento de esgotos domésticos*. 6ª Edição. Rio de Janeiro, Brasil: ABES

Jouralev, A. (2017). Latin America and the Caribbean. In: WWAP -United Nations World Water Assessment Programme-. *The United Nations World Water Development Report 2017. Wastewater: The Untapped Resource* (pp. 106-110). Paris, France: UNESCO. https://wedocs.unep.org/20.500.11822/20448

Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (1990 a). *Mecánica de Suelos: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos - Volumen 2*. México DF, México: Editorial Limusa

Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (1990 b). *Mecánica de Suelos: Flujo de Aguas en Suelo - Volumen 3*. México DF, México: Editorial Limusa

Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (2000). *Mecánica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Volumen 1*. 2ª Edición. México DF, México: Limusa Noriega Editores

Junge, B. R. (2000). Possibilities and limits of wastewater-fed aquacultures. In: Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ). *Ecosan - closing the loop in wastewater management and sanitation, 2000, Bonn, Germany. Proceedings* (pp. 113-122). Bonn, Germany: GTZ

Kayombo, S., Mbwette, T. S. A., Katima, J. H. Y., Ladegaard, N., & Jørgensen, S. E. (2005). *Waste stabilization ponds and constructed wetlands design manual*. Osaka, Japan: United National Environment Programme

Khalil, M. T., & Hussein, H. A. (1997). Use of waste water for aquaculture: an experimental field study at a sewage-treatment plant, Egypt. *Aquaculture Research*, *28*(11), 859-865. https://doi.org/10.1046/j.1365-2109.1997.00910.x

Kir, M., Topuz, M., Sunar, M. C., & Topuz, H. (2016). Acute toxicity of ammonia in Meagre (*Argyrosomus regius* Asso, 1801) at different temperatures. *Aquaculture Research*, *47*(11), 3593–3598. https://doi.org/10.1111/are.12811

Krishnamoorthi, K. P., Abdulappa, M. K., Sarkar, R., & Siddiqi, R. H. (1975). Productivity of sewage fertilized fish ponds. *Water Research*, *9*(3), 269–274. https://doi.org/10.1016/0043-1354(75)90048-2

Kubitza, F. (1998). Qualidade da água na produção de peixes - Parte II. *Panorama da Aqüicultura*, *8*(46), 35-41. https://panoramadaaquicultura.com.br/qualidade-da-agua-na-producao-de-peixes-parte-ii/

Kubitza, F. (2000). *Tilápia: tecnologia e planejamento na produção comercial*. Jundiaí, São Paulo, Brasil: Acqua & Imagem

Kubitza, F. (2000a). Tilápias: Qualidade da água, sistemas de cultivo, planejamento da produção, manejo nutricional e alimentar e sanidade- Parte I. *Panorama da Aqüicultura*, *10*(59), 44-53. https://panoramadaaquicultura.com.br/tilapias-qualidade-da-agua-sistemas-de-cultivo-planejamento-da-producao-manejo-nutricional-e-alimentar-e-sanidade-parte-i/

Küçük, S. (2014). Acute toxicity of ammonia to blue tilapia, *Oreochromis aureus* in saline water. *African Journal of Biotechnology*, *13*(14), 1550-1553. https://www.ajol.info/index.php/ajb/article/view/118704/108193

Kumar, D., Hiremath, A. M., & Asolekar, S. R. (2014). Integrated management of wastewater through sewage fed aquaculture for resource recovery and reuse

of treated effluent: A case study. *APCBEE Procedia*, *10*, 74–78. https://doi.org/10.1016/j.apcbee.2014.10.019

Kumar, D., Asolekar, S. R., & Sharma, S. K. (2015a). Post-treatment and reuse of secondary effluents using natural treatment systems: the Indian practices. *Environmental Monitoring and Assessment*, *187*(10), 612. 2015a. https://doi.org/10.1007/s10661-015-4792-z

Kumar, D., Chaturvedi, M. K. M., Sharma, S. K., & Asolekar, S. R. (2015b). Sewage-fed aquaculture: a sustainable approach for wastewater treatment and reuse. *Environmental Monitoring and Assessment*, *187*(10), 656. https://doi.org/10.1007/s10661-015-4883-x

Kumar, D., & Asolekar, S. R. (2016). Significance of natural treatment systems to enhance reuse of treated effluent: A critical assessment. *Ecological Engineering*, *94*, 225–237. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2016.05.067

Kund-Hansen, C. F., & Lin, C. W. (1996). Strategies for stocking Nile tilapia (*Oreochromis niloticus*) in fertilized ponds. In: Pullin, R. S. V., Lazard, J., Legendre, M., Amon Kothias, J. B., & Pauly, D. (Eds.). *The Third International Symposium on Tilapia in Aquaculture, ICLARM Conference Proceedings* (pp. 70-76). Manila Philippines: ICLARM

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1987). *Mecánica de suelos*. México D.F., México: Editorial Limusa.

Lawson, T. B. (1995). *Fundamentals of aquacultural engineering*. New York, USA: Chapman & Hall

Le Ruyet, J. P., Boeuf, G., Infante, J. Z., Helgason, S., & Le Roux, A. (1998). Short-term physiological changes in turbot and seabream juveniles exposed to exogenous ammonia. *Comparative Biochemistry and Physiology Part A: Molecular*

& Integrative Physiology, *119*(2), 511–518. https://doi.org/10.1016/S1095-6433(97)00458-3

Leonardo, J. M. L. O., Vargas, L., Ribeiro, R. P., Moreira, H. L. M., Natali, M. R. M., Volski, T., & Cavichiolo, F. (2001). Histologia das brânquias de larvas da tilápia do Nilo, *Oreochromis niloticus* (L.), de origem tailandesa, submetidas a diferentes níveis de vitamina C. *Acta Scientiarum Maringá*, *23*(4), 863-870. https://doi.org/10.4025/actascianimsci.v23i0.2637

León, G., & Moscoso, J. (1996). *Curso de tratamiento y uso de aguas residuales*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Levit, S. M. (2010). *A literature review of effects of ammonia on fish*. Montana, USA: Center for Science in Public Participation

Lin, S. Y. (1974). The dialectics of a proposal on biological control of eutrophication in sewage lagoons. In: U.S. Environmental Protection Agency. *Wastewater use in the production of food and fiber, Proceedings to the Conference* (pp. 417-434). Washington, DC., USA: U.S. Environmental Protection Agency

Little, D. C., Kundu, N., Mukherjee, M., & Barman, B. K. (2002). *Marketing of fish in peri-urban Kolkata [Working Paper]*. Stirling, UK: Institute of Aquaculture, University of Stirling

Lopes, J. C. O. (2012). *Técnico em agropecuária: piscicultura*. Floriano, Piauí, Brasil: Universidade Federal do Piauí

Lowe, H. (2009). What is our problem with water reuse: How other countries do it?. In: New Zealand Land Treatment Collective. *Proceedings of the 2009 Annual Conference* (pp. 53-62). Queenstown, New Zealand: New Zealand Land Treatment Collective

Mackenzie, C. R., & Livingstone, D. I. (1968). Salmonellae in fish and food. *The South African Medical Journal*, *42*(4), 999-1003. http://archive.samj.org.za/1968%20VOL%20XLII%20Jul-Dec/Articles/04%20October/1.2%20SALMONELLA%20IN%20FISH%20AND%20FOOD.pdf

Mancy, K. H., Fattal, B., & Kelada, S. (2000). Cultural implications of wastewater reuse in fish farming in the Middle East. *Water Science and Technology*, *42*(1-2), 235–239. https://doi.org/10.2166/wst.2000.0319

Mandal, R. N., Chakrabarti, P. P., Paul, B. N., Chattopadhyay, D. D., Das, A., Hussan, A., & Jayasankar, P. (2018). Recycling of sewage in aquaculture: decadal technical advancement. In: Jana, B., Mandal, R., & Jayasankar, P. (Eds.) *Wastewater Management Through Aquaculture* (pp. 95-118). Singapore: Springer. https://doi.org/10.1007/978-981-10-7248-2

Manna, N. K., Banerjee, S., & Bhowmik, M. L. (2001). Evaluation of production performance of carp in a lentic freshwater sewage-fed polyculture pond. *Indian Journal of Fisheries*, *48*(4), 375-381. https://epubs.icar.org.in/index.php/IJF/issue/view/228

Maobe, H. D., Onodera, M., Takahashi, M., Satoh, H., & Fukazawa, T. (2014). Control of algal production in a high rate algal pond: investigation through batch and continuous experiments. *Water Science and Technology*, *69*(12), 2519-2525. https://doi.org/10.2166/wst.2014.174

Mara, D. (2004). *Domestic wastewater treatment in developing countries*. London, UK: Earthscan Ed

Mara, D. D., Edwards, P., Clask, D., & Mills, S. W. (1993). A rational approach to the design of wastewater-fed fishponds. *Water Research*, *27*(12), 1797-1799. https://doi.org/10.1016/0043-1354(93)90120-7

Marengoni, N. G., & Wild, M. B. (2014). Sistemas de produção de pós-larvas de tilápia do Nilo. *Scientia Agraria Paranaensis*, *13*(4), 265-276. https://doi.org/10.18188/sap.v13i4.9274

Martin, J. M., Rakocy, J. E., & Cole, W. M. (2000). Greenwater tank culture of tilapia. In: Creswell, R. L. (Ed.). *Proceedings of the Gulf and Caribbean Fisheries Institute. No. 51* (pp. 330–340). Florida, USA: Gulf and Caribbean Fisheries Institute, c/o Harbor Branch, Oceanographic Institution

Martines, E. L., & Lira, L. C. (2008). Cálculo de la Temperatura de Punto de Rocío a Diferentes Valores de Presión. In: *Simposio de Metrología 2008* (pp: 1-5). Santiago de Querétaro, México: Centro Nacional de Metrología SM2008-M117-1098

Martínez, C. B. R., Azevedo, F., & Winkaler, E. U. (2006). Toxicidade e efeitos da amônia em peixes neotropicais. In: Cyrino, J. E. P. E., & Urbinati, E. C. (Orgs.). *Tópicos Especiais em Biologia Aquática e Aqüicultura* (pp. 81-95). Jaboticabal, São Paulo, Brasi: Sociedade Brasileira de Aqüicultura e Biologia Aquática

Mascarenhas, L. C. A., Von Sperling, M., & Chernicharo, C. A. L. (2004). Avaliação de desempenho de lagoas de polimento rasas, em série, para o pós-tratamento de efluentes de reator UASB. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, *9*(1), 45-54.

Massago, H., Castagnolli, N., Malheiros, E. B., Koberstein, T. C. R. D., Santos, M. A., & Ribeiro, R. P. (2010). Crescimento de quatro linhagens de tilápia *Oreochromis niloticus*. *Revista Acadêmica: Ciência Animal*, *8*(4), 397-403. https://doi.org/10.7213/cienciaanimal.v8i4.10970

Mathers, C. D., & Loncar, D. (2006). Projections of global mortality and burden of disease from 2002 to 2030. *PLoS Medicine*, *3*(11), 2011-2030. https://doi.org/10.1371/journal.pmed.0030442

Matos, A. T., Silva, D. D., & Pruski, F. F. (2012). *Barragens de terra de pequeno porte*. Viçosa, Minas Gerais, Brasil: Editora UFV

Matsumoto, T., & Sánchez-Ortiz, I. A. (2011). Desempeño de una laguna anaerobia con bafle divisor seguida de una laguna facultativa, posible afectación de la salud pública. *Revista Universidad y Salud*, *11*(13), 46-60. https://revistas.udenar.edu.co/index.php/usalud/article/view/174

Matsumoto, T., & Sánchez-Ortiz, I. A. (2010). Eficiencia del tratamiento de aguas residuales por lagunas facultativas e implicaciones en la salud pública. *Revista Universidad y Salud*, *10*(12), 65-78. https://revistas.udenar.edu.co/index.php/usalud/article/view/188

Meadows, B. S. (1983). Fish production in waste stabilization ponds. In: Cotton, A., Pickford, J. (Eds.). *Sanitation and water for development in Africa: Proceedings of the 9th WEDC International Conference* (pp.39-42). Harare, Zimbabwe: WEDC

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering Treatment and Resource Recovery*. 5th Edition. New York, USA: McGraw-Hill Education

Milwain, G. K., Little, D. C., Kundu, N., & Immink, A. J. (2002). *Overview of fish seed production and distribution in West Bengal, India*. Stirling, UK: Institute of Aquaculture, University of Stirling and Kolkata, India, & Institute of Wetland Management and Ecological Design

Molle, F. (1989). *Perdas por evaporação e infiltração em pequenos açudes*. Recife, Brasil: Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE): SUDENE/DPG/PRN/GT.HME.

Monsalve S. G. (2004). *Hidrología en la Ingeniería*. 2da Edición. Bogotá-Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Monteggia, L. O., y Tessele, F. (2001). Remoção físico-química de algas e fósforo de efluentes de lagoas de alta taxa. In: Chernicharo, C. A. L. (Org.). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios - Coletânea de artigos técnicos - volume II* (pp. 97-102). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: ABES, Projeto PROSAB

Monteggia, L. O., & Filho, L. C. Z. (2001). Remoção de algas de lagoas de alta taxa por filtração biológica para pós-tratamento de reatores anaeróbios. In: Chernicharo, C. A. L. (Org.). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios - Coletânea de artigos técnicos - volume II* (pp. 103-110). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: ABES, Projeto PROSAB

Monteiro, C. A, B. (2011). *Avaliação da piscicultura em esgoto doméstico tratado: aspectos zootécnicos, ambientais e de qualidade do pescado produzido*. (Tese para o título de Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará UFC, Fortaleza, Ceará, Brasil

Monteiro, C. A, B., Santos, A. B., Santos, E. S., Araripe, M. N. B. A., & Mota, S. (2011). Efeito da aeração por *air-lift* na alevinagem de tilápia do Nilo em esgoto doméstico tratado. *Revista DAE*, 186, 16-22. https://doi.org/10.4322/dae.2014.074

Morrow, R. J. (2009). *Effects of ammonia on growth and metabolism in tilapia, Oreochromis niloticus*. (Thesis submitted for the degree of Master of Science). Queen's University Kingston, Department of Biology, Ontario, Canada

Moscoso, J. (1991). *Acuicultura con aguas residuales tratadas en las Lagunas de Estabilización de San Juan, Lima, Perú*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Moscoso, J. (1996). *Aquaculture using treated effluents from the San Juan stabilization ponds, Lima, Peru – Executive Summary*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Moscoso, J. (1999). *Curso de tratamiento y uso de aguas residuales, Tema 7 – Aspectos técnicos de la acuicultura con aguas residuales*. 2da Edición. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), División de Salud y Ambiente - Organización Panamericana de la Salud (OPS), Oficina Sanitaria Panamericana - Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud

Moscoso, J., Nava, H., & Flórez, A. (1992ª). *Reúso en acuicultura de las aguas residuales tratadas en las lagunas de estabilización de San Juan, Sección III: Acuicultura*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Moscoso, J., Egocheaga, L., & Flórez, A. (1992b). *Reúso en acuicultura de las aguas residuales tratadas en las lagunas de estabilización de San Juan, Sección IV: Factibilidad técnica, económica y social*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Mota, S., Santos, E. S., & Santos, A. B. (2009a). Water and fish quality during the reuse in aquaculture of sewage treated in stabilization ponds: experience of Ceará state, Brazil. In: *8th IWA Specialist Group Conference on Waste Stabilization Ponds Proceedings* (pp. 7). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil: IWA

Mota, S., Monteggia, L. O., Santos, A. B., Santos, E. S., & Padilha, R. S. (2009b). Utilização de nutrientes de esgoto tratado na piscicultura. In: Mota, S. B., & von Sperling, M. (Coords.). *Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção* (pp. 147-173). Rio de Janeiro, Brasil: ABES, Projeto PROSAB

Muthuswamy, S., Basha, C. J., Govindan, V. S., & Sundaresan, B. B. (1978). Fish polyculture in sewage effluent ponds. *Indian Journal of Environmental Health*, *20*, 219- 231. https://typeset.io/journals/indian-journal-of-environmental-health-1ve0i05q

Nandeesha, M. C. (2002). Sewage Fed Aquaculture Systems of Kolkata. A Century-old Innovation of Farmers. *Aquaculture Asia*, (7), 28-32. http://library.enaca.org/AquacultureAsia/Articles/April-June-2002/SewerageFedAquacultureSystemsOfKolkata.pdf

Nascimento, J. R. S. (2001). *Lagoas de alta taxa de produção de algas para pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. (Dissertação para o título de Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil

Nicheva, S., Waldo, S., Nielsen, R., Lasner, T., Guillen, J., Jackson, E., Motova, A., Cozzolino, M., Lamprakis, A., Zhelev, K., & Llorente, I. (2022). Collecting demographic data for the EU aquaculture sector: What can we learn?. *Aquaculture*, *559*(15), 738382. https://doi.org/10.1016/j.aquaculture.2022.738382

Niemczynowicz, J. (1997). The water profession and agenda 21. *Water Quality International*. v. 2, p. 9-11. apud Shalabi, A. (2006). *Vermicomposting of faecal matter as a component of source control sanitation*. (Doktor-Ingenieur vorgelegte Dissertation), Hamburg University of Technology, Institute of Wastewater Management and Water protection, Hamburg, Germany

Oláh, J., Sharangi, N., & Datta, N. C. (1986). City sewage fish ponds in Hungary and India. *Aquaculture*, *54*(1-2), 129-134. https://doi.org/10.1016/0044-8486(86)90264-4

Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), Fondo Internacional de Desarrollo Agrícola (FIDA), Organización Panamericana de la Salud (OPS), Programa Mundial de Alimentos (PMA), & Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia (UNICEF). (2023). *Panorama regional de la seguridad alimentaria y nutricional - América Latina y el Caribe 2022. Hacia una mejor asequibilidad de las dietas saludables*. Santiago de Chile, Chile: FAO, FIDA, OPS, PMA & UNICEF. https://doi.org/10.4060/cc3859es

Organización de las Naciones Unidas (ONU). (2015). *Agua y Salud, Nota informativa*. Zaragoza, España: Programa de ONU Agua para la Promoción y la Comunicación en el marco del Decenio (UNW-DPAC). Recuperado de: https://www.un.org/spanish/waterforlifedecade/pdf/04_2014_water_and_health_info_brief_spa.pdf

Organización Panamericana de la Salud (OPS), & Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales (CEPIS). (2005). *Especificaciones técnicas para la construcción de tanque séptico, tanque Imhoff y laguna de estabilización*. Lima, Perú: OPS-CEPIS

Osorio, A., Wills, A., & Muñoz, A. (2013). Caracterización de coproductos de la industria del fileteado de tilapia nilótica (*Oreochromis niloticus*) y trucha arcoíris (*Oncorhynchus mykiss*) en Colombia. *Revista de la Facultad de Medicina Veterinaria y de Zootecnia*, *60*(3), 182-195. https://revistas.unal.edu.co/index.php/remevez/article/view/42127

Padmavathi, P., & Durga, P. M. K. (2007). Studies on algal bloom disasters in carp culture ponds. *Brazilian journal of morphological sciences*, *24*(2), 32-43. http://www.jms.periodikos.com.br/article/587cb4667f8c9d0d058b4657

Pan American Health Organization (PAHO). (2019). *Nearly 16 million people still practice open defecation in Latin America and the Caribbean*. 2019. Washington, DC, USA: Regional Office for the Americas of the World Health Organization (PAHO). Recuperado de: https://www3.paho.org/hq/index.php?option=com_content&view=article&id=15601:nearly-16-million-people-still-practice-open-defecation-in-latin-america-and-the-caribbean&Itemid=0&lang=en#gsc.tab=0

Pant, J., Teoh, S. J., Gomes, S., Mohan, C. V., Dani, A., de Jesus, L. S., Shrestha, M. K., & Pereira, M. (2019). *Better management practices for genetically improved farmed tilápia (GIFT) in Timor-Leste*. Penang, Malaysia: WorldFish

Parada, G. S., Virgüez, P. A., & Cruz, P. E. (2012). Experiencias sobre cultivo de peces ornamentales en la Cooperativa COOPESCA, Acacias – Meta. *Orinoquia*, *16*(2), 248-255. https://doi.org/10.22579/20112629.113

Park, J. B. K., & Craggs, R. J. (2010). Wastewater treatment and algal production in high rate algal ponds with carbon dioxide addition. *Water Science and Technology*, *61*(3), 633-639. https://doi.org/10.2166/wst.2010.951

Park, J. B. K., & Craggs, R. J. (2011). Algal production in wastewater treatment high rate algal ponds for potential biofuel use. *Water Science and Technology*, *63*(10), 2403-2410. https://doi.org/10.2166/wst.2011.200

Park, J. B. K., Craggs, R. J., & Shilton, A. N. (2011). Wastewater treatment high rate algal ponds for biofuel production. *Bioresource Technology*, *102*(1), 35-42. https://doi.org/10.1016/j.biortech.2010.06.158

Parrado Y. (2012). Historia de la Acuicultura en Colombia. *Revista AquaTIC*, *37*, 60-77. http://www.revistaaquatic.com/ojs/index.php/aquatic/article/view/146/135.

Passell, H. D., Dahm, C. N., & Bedrick, E. J. (2007). Ammonia modeling for assessing potential toxicity to fish species in the Rio Grande,1989-2002. *Ecological Applications*, *17*(7), 2087-2099. https://doi.org/10.1890/06-1293.1

Paul, M., Chanda, M. (2019). Sewage fed aquaculture system. Kolkata, India: Asutosh College

Paul, M., Das, D., & Kumar Giri, A. (2023). The effluents released in East Kolkata Wetland, West Bengal, India, impending threat to cultured fish (*Tilapia Mossumbica*). *International Journal of Interdisciplinary Educational Research*, *12*(2-3), 97-101. http://ijmer.in.doi./2023/12.02.57

Pearson, H. W., Mara, D. D., Mills, S., & Smallman, D. (1987). Factors determining algal populations in waste stabilization ponds. *Water Science and Technology*, *19*(12), 131−140. https://doi.org/10.2166/wst.1987.0137

Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (2000). *Ingeniería de Cimentaciones*. México DF, México: Editorial Limusa

Penman, H. L. (1948). Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil and Grass. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, *193*, 1032. https://doi.org/10.1098/rspa.1948.0037

Peña-Varón, M., & Mara, D. (2004). *Waste stabilisation ponds*. The Netherlands: IRC International Water and Sanitation Centre

Peña-Varón, M. R., Figueroa-Casas, A., & Toro-Velez, A. F. (2015). Start-up and maturation phases of a full scale, high-rate anaerobic pond bioreactor plus improved facultative ponds to treat municipal wastewater. *Water Science and Technology*, 71, 503−510. http://dx.doi.org/10.2166/wst.2015.041

Pereira, C. M. (2004). *Avaliação do potencial do efluente de lagoas de estabilização para utilização na piscicultura*. (Tese para o título de Doutorado em Engenharia de Produção). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, Brasil

Pereira, C. M., & Lapolli, F. R. (2009). Criação de tilápias no efluente doméstico tratado em lagoas de estabilização. *Biotemas*, *22*(1), 93-102. https://doi.org/10.5007/2175-7925.2009v22n1p93

Pereira, L. P., & Mercante, C. T. A. (2005). A amônia nos sistemas de criação de peixes e seus efeitos sobre a qualidade da água. *Boletim do Instituto de Pesca*, *31*(1), 84-88. https://institutodepesca.org/index.php/bip/article/view/Pereira_31_1/Pereira_31_1

Pérez-Rincón, M., Hurtado, I., Restrepo, S., Bonilla, S., Calderón, H., & Ramírez, A. (2017). Metodología para la medición de la huella hídrica en la producción de tilapia, cachama y trucha: estudios de caso para el Valle del Cauca (Colombia). *Ingeniería y Competitividad*, *19*(2), 109-120. https://doi.org/10.25100/iyc.v19i2.5298

Pescod, M. B. (1992). *Wastewater treatment and use in agriculture*. Rome, Italy: Food and Agriculture Organisation of the United Nations (FAO). Recuperado de: http://www2.gtz.de/Dokumente/oe44/ecosan/en-wastewater-treatment-agriculture-1992.pdf.

Piedras, S. R. N., Pouey, J. L. O. F., Moraes, P. R. R., & Cardoso, D. F. (2006). Lethal concentration (CL_{50}) of un-ionized ammonia for pejerrey larvae in acute exposure. *Scientia Agricola*, *63*(2), 184-186, https://doi.org/10.1590/S0103-90162006000200011

Pillay, T. V. R. (1995). *Aquaculture principles and practices*. Oxford, England: Fishing News Books, Blackwell Science Inc

Pinto, C. S. (2006). *Curso básico de mecânica de solos*. 3ª Edição. São Paulo, Brasil: Editora Oficina de Textos

Pinto, N. S., Holtz, A. C., Martins, J. A., & Gomide, F. L. (2008). *Hidrología básica*. São Paulo, Brasil: Editora Blücher

Pokorný, J., & Květ, J. (2004). Aquatic Plants and Lake Ecosystms. In: O'Sullivan, P. E., & Reynolds, C. S. *The Lakes Handbook Volume 1: Limnology and Limnetic Ecology* (pp. 309-340). Padstow, Cornwall, United Kingdom: Blackwell Publishing

Ponce, V. M., Lohani, A. K., & Huston, P. T. (2004). Surface albedo and water resources: hydroclimatological impact of human activities. *Journal of Hydrologic Engineering*, *2*(4), 197-203.https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(1997)2:4(197)

Potts, D. F. (1988). *Estimation of evaporation from shallow ponds and impoundments in Montana, Miscelaneous publication #48*. Missoula, Montana, USA: Montana Forest and Conservation Experiment Station, School of Forestry, University of Montana

Prabu, E., Rajagopalsamy, C. B. T., Ahilan, B., Jeevagan, I. J. M. A., & Renuhadev, M. (2019). Tilapia – An Excellent Candidate Species for World Aquaculture: A Review. *Annual Research & Review in Biology*, *31*(3), 1-14. https://doi.org/10.9734/arrb/2019/v31i330052

Prein, M. (1990). Wastewater-fed fish culture in Germany. In: Edwards, P., & Pullin, R. S. V. (Eds.). *Wastewater Fed Aquaculture. Proceedings of the International Seminar on Wastewater reclamation and Reuse for Aquaculture* (pp: 13-47). Calcutta, India: Wastewater Fed Aquaculture

Pretti, C., Chiappe, C., Baldetti, I., Brunini, S., Monni, G., & Intorre, L. (2009). Acute toxicity of ionic liquids for three freshwater organisms: *Pseudokirchneriella subcapitata*, *Daphnia magna* and *Danio rerio*. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, *72*(4), 1170–1176. https://doi.org/10.1016/j.ecoenv.2008.09.010

Proença, C. E. M., & Bittencourt, P. R. L. (1994). *Manual de piscicultura tropical*. Brasilia, Brasil: Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis

Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (PROSAB). (1999). *Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo*. Rio de Janeiro, Brasil: ABES. Recuperado de: http://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/prosabcamposfinal.pdf

Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (PROSAB). (2001). *Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios*. Rio de Janeiro, Brasil: ABES. Recuperado de: http://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/Pos_tratamento_de_efluentes_de_reatores_anaerobios.rar

Pruski, F. F., Brandão, V. S., & Silva, D. D. (2003). *Escoamento superficial*. Viçosa, Minas Gerais, Brasil: Editora UFV

Prüss, A., Kay, D., Fewtrell, L., & Bartram, J. (2002). Estimating the burden of disease from water, sanitation, and hygiene at a global level. *Environmental Health Perspectives*, *110*(5), 537-542. 2002. https://doi.org/10.1289/ehp.02110537

Rakocy, J. E., & McGinty, A. S. (1989). *Pond Culture of Tilapia*. Southern Regional Aquaculture Center. *L-2408 SRAC Publication No. 280*. College Station, Texas, USA: Texas Agricultural Extension Service, The Texas A&M University

Ramos, H. A. (1988). *Piscicultura rural: Tilapia – Cachama*. Manizales, Caldas, Colombia: Universidad de Caldas, Facultad de Medicina Veterinaria y Zootecnia, Centro de Investigación Piscícola

Ramos, G., Gallani, S., & Pilarski, F. (2016). South American fish for continental aquaculture. *Reviews in Aquaculture*, *10*(2), 351-369. https://doi.org/10.1111/raq.12164

Rand, G. M. (2008). Fish Toxicity Studies. In: Di Giulio, R. T., & Hinton, D. E. (Eds.). *The toxicology of fishes* (pp. 659-681). Boca Raton, Florida, USA: CRC Press, Taylor & Francis Group

Randall, D. J., Wood, C. M., Perry, S. F., Bergman, H., Maloiy, G. M. O., Mommsen, T. P., & Wright, P. A. Urea excretion as a strategy for survival in a fish living in a very alkaline environment. *Nature*, *337*, 165–166. https://doi.org/10.1038/337165a0

Randall, D. J., & Tsui, T. K. N. (2002). Ammonia toxicity in fish. *Marine Pollution Bulletin*, *45*(1-12), 17–23. https://doi.org/10.1016/S0025-326X(02)00227-8

Rani, E. F., Elumalai, M., & Balasubramanian, M. P. (1998). Toxic and sublethal effects of ammonium chloride on a freshwater fish *Oreochromis mossambicus*. *Water, Air, and Soil Pollution*, *104*(1–8). https://doi.org/10.1023/A:1004941825193

Raychaudhuri, S., Mishra, M., Nandy, P., & Thakur, A.R. (2008). Waste management: A case study of ongoing traditional practices at East Calcutta Wetland. *American Journal of Agricultural and Biological Sciences*, *3*(1), 315-320. https://doi.org/10.3844/ajabssp.2008.315.320

Rebouças, V. T., Lima, F. R. S., Cavalcante, D. H., & **Sá, M. V. C.** (2015). Tolerance of Nile tilapia juveniles to highly acidic rearing water. *Acta Scientiarum. Animal Sciences Maringá*, *37*(3), 227-233. https://doi.org/10.4025/actascianimsci.v37i3.27031

Redner, B. D., & Stickney, R. R. (1979). Acclimation to ammonia by Tilapia aurea. *Transactions of the American Fisheries Society*, *108*(4), 383-388. https://doi.org/10.1577/1548-8659(1979)108<383:ATABTA>2.0.CO;2

Reed, S. C., Bastian, R. K., & Jeweil, W. (1979). Engineering assessment of aquaculture systems for wastewater treatment: an overview. In: Bastian, R. K., & Reed, S. C. (Project Officers), *Aquaculture Systems for Wastewater Treatment: Seminar Proceedings and Engineering Assessment* (pp. 1-12). Washington, DC, USA: U.S. Environmental Protection Agency

Reinert K. (2015). Food Security as Basic Goods Provision. *World Medical & Health Policy*, *7*(3), 171–186. https://doi.org/10.1002/wmh3.15110.1002/wmh3.151

Reite, O. B., Maloiy, G. M. O., & Aasehaug, B. (1974). pH, salinity and temperature tolerance of Lake Magadi tilapia. *Nature*, *247*, 315. https://doi.org/10.1038/247315a0

República de Colombia, Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios. (2022). *Informe Sectorial de los Servicios Públicos Domiciliarios de Acueducto y Alcantarillado Vigencia 2021*. Bogotá DC, Colombia: SUPERSERVICIOS. Recuperado de: https://www.superservicios.gov.co/sites/default/files/inline-files/Informe-sectorial-SSPD-2021.pdf

República de Colombia, Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Bogotá, Colombia: Ministerio de Transporte, INVIAS, Subdirección de Apoyo Técnico.

Rijsberman, F. J. (2006). Water scarcity: fact or fiction?. *Agricultural Water Management*, *80*(1-3), 5–22. https://doi.org/10.1016/j.agwat.2005.07.001

Rios, E. N. (2007). *Caracterização e comportamento de uma série de lagoas de polimento tratando esgotos sanitários*. (Dissertação para o título de Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Rios, E. N. (2012). *Dinâmica de nitrogênio em lagoas de polimento tratando esgoto sanitário*. (Tese para o título de Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Robbins, D. M., & Ligon, G. C. (2014). *How to design wastewater systems for local conditions in developing countries*. London, UK: IWA Publishing

Rodríguez, G. H. (1996). El ecosistema de un estanque y la importancia del manejo para la nutrición y alimentación en acuicultura. In: Instituto Nacional de Pesca y Acuicultura – INPA. *Fundamentos de nutrición y alimentación en acuicultura* (pp. 1-22). Bogotá, Colombia: Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural – INPA, Cal Publicidad

Romão, S., Donatti, L., Freitas, M. O., Teixeira, J., & Kusma, J. (2006). Blood parameter analysis and morphological alterations as biomarkers on the health of *Hoplias malabaricus* and *Geophagus brasiliensis*. *Brazilian archives of biology and technology*, *49*(3), 441-448. https://doi.org/10.1590/S1516-89132006000400012.

Rose, G. (1999). *Community-based technologies for domestic wastewater treatment and reuse: Options for urban agriculture*. Waterloo, Canada: International Development Research Centre Cities Feeding People Series Report 27

Ruas, D. B., & Dornelas, F. L. (2006). *Avaliação de uma unidade integrada de tratamento de esgotos sanitários e piscicultura*. (Trabalho de conclusão de curso para o título de Bacharel em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Ruffier, P. J., Boyle, W. C., & Kleinschmidt, J. (1981). Short-term acute bioassays to evaluate ammonia toxicity and effluent standards. *Water Pollution Control Federation*, *53*(3), 367-377. https://www.jstor.org/stable/25041086

Saha, S., Saha, T., & Basu, P. (2016). Planktons in dirty water: carbon cycling process of sewage fed fisheries in East Kolkata Wetland, India. *Wetlands*, *36*, 415–429. https://doi.org/10.1007/s13157-016-0750-y

Salazar, A. G. (2001). Consideraciones generales sobre la acuicultura. In: Rodríguez, G. H., Daza, P. V., & Carrillo, A. M. (Eds.). *Fundamentos de acuicultura continental, Serie Fundamentos No. 1*, 2ª Ed. (pp. 1-18). Bogotá, Colombia: INPA - Instituto Nacional de Pesca y Acuicultura.

Sánchez-Ortiz, I. A., & Matsumoto, T. (2013). Estudio de batimetría y eficiencia de un sistema de lagunas de estabilización. *Revista de Ciencias Agrícolas*, *29*(1), 65-78. http://dx.doi.org/10.22267/rcia

Sánchez-Ortiz, I. A., Matsumoto, T. (2014). Levantamiento batimétrico de la planta de tratamiento de aguas residuales de Neves Paulista. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, *24*(2), 97-110. https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91132760006

Sánchez-Ortiz, I. A. (2015). Caudal de diseño para estaciones de piscicultura continental, más que un balance hídrico. *Livestock Research for Rural Development*, *27*(12), 1-15. https://www.lrrd.org/lrrd27/12/sanc27250.html

Sánchez-Ortiz, I. A., Bastos, R. K. X., & Lanna, E. A. T. (2018). Tilapia rearing with high rate algal pond effluent: ammonia surface loading rates and stocking densities effects. *Water Science & Technology*, *78*(1), 49-56. https://doi.org/10.2166/wst.2018.285

Sánchez-Ortiz, I. A., Bastos, R. K. X., Lanna, E. A. T., Santana, F. F. V., Teixeira, T. C., & Matta, S. L. P. 2022(a). Evaluation of acute toxicity of ammonia in Genetically Improved Farmed Tilapia. *Aquaculture Reports*, *27*, 101325. https://doi.org/10.1016/j.aqrep.2022.101325

Sánchez-Ortiz, I. A., Bastos, R. K. X., Lanna, E. A. T., & Sales, M. A. B. 2022(b). The weight gain and survival of genetically improved farmed tilapia reared in septic tank-high rate algal pond effluent. *AACL Bioflux*, *15*(6), 2861-2869. http://www.bioflux.com.ro/docs/2022.2861-2869.pdf

Sánchez-Ortiz, I. A., Bastos, R. K. X., & Lanna, E. A. T. (2023). Effects of Chronic Ammonia Exposure on Growth of Genetically Improved Farmed Tilapia (GIFT) Cultured Under Different Densities. *North American Journal of Aquaculture*, *85*(1), 21-30. https://doi.org/10.1002/naaq.10268

Sánchez-Ortiz, I. A., & Gómez-Zambrano, H. J. (2023). *Hidrología básica*. San Juan de Pasto, Nariño, Colombia: Editorial Universidad de Nariño

Sánchez-Ortiz, I. A., Calijuri, M. L., Bastos, R. K. X., Sales, M. A. B., Bepler, J. B., Bessas, M. M., Coelho, F. R., & Silva, J. V. A. G. (2024ª). Tratamiento de efluentes domésticos con lagunas de alta tasa, evaluación del arranque con dos porcentajes de inóculo. *Ingeniería y Desarrollo*, *42*(1), 6-22. https://dx.doi.org/10.14482/inde.42.01.001.414

Sánchez-Ortiz, I. A., Bastos, R. K. X., Lanna, E. A. T., & Sales, M. A. B. (2024b). Tilapia rearing with septic tank-high rate algal pond effluent: domestic wastewater

polishing treatment and resource recovery. *Ingeniería y Competitividad*. *26*(1), 1-10. https://doi.org/10.25100/iyc.v26i1.12731

Sant'Anna J. G. L. (2010). *Tratamento biológico de efluentes: fundamentos e aplicações*. Rio de Janeiro, Brasil: Interciência

Santiago, A. F. (2013). *Avaliação do desempenho de lagoas de alta taxa submetidas a diferentes níveis de radiação solar e a efluente sanitário pré-desinfectado*. (Tese para o título de Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Santos, E. S. (2008). *Cultivo de Tilápia do Nilo em esgoto doméstico tratado com diferentes taxas de alimentação*. (Dissertação para o título de Mestrado em Engenharia de Pesca). Universidade Federal do Ceará UFC, Fortaleza, Ceará, Brasil

Santos, E. S., Mota, S., Aquino, M. D., & Passos, C. F. (2008). Cultivo de tilápia do Nilo utilizando esgoto doméstico tratado sem fornecimento de ração. In: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. *Anais XIII Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental* (pp. 10). Belém, Pará, Brasil: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental

Santos, D. C. M. (2009). *Toxidez aguda do zinco em Lambaris Astyanax aff. Bimaculatus (Linnaeus, 1758)*. (Dissertação para o título de Mestrado em Biologia Animal). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Santos, E. S., Neto, M. F., Mota, S., Santos, A. B., & Aquino, M. D. (2009). Cultivo de tilápia do Nilo em esgoto doméstico tratado, com diferentes taxas de alimentação. *Revista DAE*, *180*, 4-11. http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.029

Santos, V. B., Mareco, E. A., Samizava, E. Y., Kawaguchi, J. M., & Dal Pai-Silva, M. (2010). Adaptation of fingerlings of two Nile tilapia strains at low and

high temperatures. In: Mackinlay, D. (Comp.). *Proceedings 9th International Congress on the Biology of Fish* (pp. 231). Barcelona, Spain

Santos, E. S., Mota, S., Santos, A. B., Monteiro, C. A. B., & Fontenele, R. M. M. (2011). Avaliação da sustentabilidade ambiental do uso de esgoto doméstico tratado na piscicultura. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, *16*(1), 45-54. https://doi.org/10.1590/S1413-41522011000100008

Santos, V. B., Mareco, E. A., & Silva, M. D. P. (2013). Growth curves of Nile tilapia (*Oreochromis niloticus*) strains cultivated at different temperatures. *Acta Scientiarum. Animal Sciences Maringá*, *35*(3), 235-242. https://doi.org/10.4025/actascianimsci.v35i3.19443

Sargent, J. C., Galat, D. L. (2002). Fish mortality and physicochemistry in a managed floodplain wetland. *Wetlands Ecology and Management*, *10*(2), 115-121. https://doi.org/10.1023/A:1016520827716

Sarkar, S., Ghosh, P. B., Mukherjee, K., Sil, A. K., & Saha, T. (2009). Sewage treatment in a single pond system at East Kolkata Wetland, India. *Water Science & Technology*, *60*(9), 2309-2317. https://doi.org/10.2166/wst.2009.673

Schaub, S. A., & Sorber, C. A. (1977). Virus and bacteria removal from wastewater by rapid infiltration through soil. *Applied and Environmental Microbiology*, *33*(3), 609-619. https://doi.org/10.1128/aem.33.3.609-619.1977

Schmidt, G. (1981). L'utilisation des eaux usées organiques en pisciculture. Synthèse bibliographique. *Bulletin francais de pisciculture*. *282*, 30-39. https://doi.org/10.1051/kmae:1981012

Schneider, D. D., Santos, R., Criollo-Martinez, R., Coutinho, S. M. V., Malheiros, T. F., & Temoteo, T. G. (2010). Indicadores para serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário voltados às populações vulneráveis. *Revista Brasileira*

de Ciências Ambientais (RBCIAMB), *17*, 65–76. https://orcid.org/0000-0002-9455-4199

Schulter, E. P., & Filho, J. E. R. V. (2017). *Evolução da psicultura no Brasil: Diagnóstico e desenvolvimento da cadeia produtiva de tilápia*. Rio de Janeiro, Brasil: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA)

Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas (SEBRAE). 2010. *Manual de boas práticas de produção e cultivo do Pirarucu em cativeiro. Projeto Estruturante do Pirarucu da Amazônia*. Porto Velho, Rondônia, Brasil: SEBRAE

Shalabi, A. (2006). *Vermicomposting of faecal matter as a component of source control sanitation*. (Doktor-Ingenieur vorgelegte Dissertation), Hamburg University of Technology, Institute of Wastewater Management and Water protection, Hamburg; Germany

Sharma, K. K., Mohapatra, B. C., Das, P. C., Sarkar, B., & Chand, S. (2013). Water budgets for freshwater aquaculture ponds with reference to effluent volume. *Agricultural Sciences*, *4*, 353-359. https://orcid.org/10.4236/as.2013.48051

Shaw, E. M. (1994). *Hydrology in Practice*. 3rd Edition. London, UK: Chapman & Hall Editors

Shereif, M. M., Easa, M. El-S., El-Samra, M. I., & Mancy, K. H. (1995). A demonstration of wastewater treatment for reuse applications in fish production and irrigation in Suez, Egypt. *Water Science and Technology*, *32*(11), 137-144. https://doi.org/10.1016/0273-1223(96)00127-8

Shuttleworth, W. J. (1993). Evaporation. In: Maidment, D. R. (Ed.). *Handbook of Hydrology* (pp. 4.1-4.48). New York, USA: McGraw-Hill Education

Sifa, L., Chenhong, L., Dey, M., Gagalac, F., & Dunham, R. (2002). Cold tolerance of three strains of Nile tilapia, *Oreochromis niloticus*, in China. *Aquaculture*, *213*(1-4), 123–129. https://doi.org/10.1016/S0044-8486(02)00068-6

Silva M. G. (1998). *Hidrología Básica*. Santafé de Bogotá, Colombia: Editorial Universidad Nacional de Colombia

Silva, F. J. A., Mara, D. D., Pearson, H. W., & Mota, S. E. (2000). Informal fish culture in the Maracanaú waste stabilization ponds in Fortaleza, Brazil. *Water Science and Technology*, *42*(10–11), 393–398. https://doi.org/10.2166/wst.2000.0687

Silva, F. J. R., Lima, F. R. S., Vale, D. A., & Sá, M. V. C. (2013). High levels of total ammonia nitrogen as NH_4^+ are stressful and harmful to the growth of Nile tilapia juveniles. *Acta Scientiarum. Biological Sciences Maringá*, *35*(4), 475-481. https://doi.org/10.4025/actascibiolsci.v35i4.17291

Simoons, F. J. (1974). Fish as forbidden food: The case of India. *Ecology of Food and Nutrition*, *3*(3), 185–201. https://doi.org/10.1080/03670244.1974.9990381

Sin, A. W., & Chiu, M. L. T. (1987). The culture of tilapia (*Sarotherodon mossambica*) in secondary effluents of a pilot sewage treatment plant. *Resources and Conservation*, *13*(2-4), 217-229. https://doi.org/10.1016/0166-3097(87)90064-2

Sloman, K. A., & Wilson, R. W. (2005). Anthropogenic impacts upon behaviour and physiology. In: Sloman, K. A., Wilson, R. W., & Balshine, S. (Eds.). *Behavior and physiology of fish, Fish physiology Vol. 24* (pp. 413-468). London, UK: Academic Press

Sousa, M. P. (2007). *Organismos planctônicos de sistemas de lagoas de tratamento de esgotos sanitários como alimento natural na criação de tilápia do Nilo*. (Dissertação para o título de Mestrado em Zootecnia). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, Brasil

Spellman, F. R. (2009). *Water and wastewater treatment plant operations*. 2nd Edition. Boca Raton, Florida, USA: Taylor & Francis Group

Spellman, F. R. (2011). *Spellman's standard handbook for wastewater operators, Volume I*. 2nd Edition. Boca Raton, Florida, USA: Taylor & Francis Group

Spellman, F. R. (2014). *Handbook of water and wastewater treatment plant operations*. 3rd Edition. Boca Raton, Florida, USA: Taylor & Francis Group

Spellman, F. R., & Drinan, J. E. (2014). *Wastewater stabilization ponds*. Boca Raton, Florida, USA: CRC Press Taylor & Francis Group

Sprague, J. B. (1969). Measurement of pollutant toxicity to fish I. Bioassay methods for acute toxicity. Water Research, *3*(11), 793-821. https://doi.org/10.1016/0043-1354(69)90050-5

Sprague, J. B. (1970). Measurement of pollutant toxicity to fish. II. Utilizing and applying bioassay results. *Water Research*, *4*(1), 3-32. https://doi.org/10.1016/0043-1354(70)90018-7

Sprague, J. B. (1971). Measurement of pollutant toxicity to fish—III sublethal effects and "safe" concentrations. *Water Research*, *5*(6), 245-266. https://doi.org/10.1016/0043-1354(71)90171-0

Staudenmann, J., & Junge, B. R. (2003). The Otelfingen aquaculture project: Recycling of nutrients from waste water in a temperate climate. *Journal of Applied Aquaculture*, *13*(1-2), 67-101. https://doi.org/10.1300/J028v13n01_04

Steiner, A., Tibaijuka, A. (2010). Joint Statement. In: Corcoran, E., Nellemann, C., Baker, E., Bos, R., Osborn, D., & Savelli, H. (Eds). *Sick Water? The central role of wastewater management in sustainable development* (pp. 5). Norway: United Nations Environment Programme –UNEP-

Stockholm International Water Institute (SIWI), & United Nations Children's Fund (UNICEF). (2022). *Buenas prácticas en el desarrollo e implementación de políticas públicas para el cumplimiento del ODS 6 en América Latina y el Caribe*. Stockholm, Sweden: SIWI, & UNICEF

Suffern, J. S., Adams, S. M., Blaylock, B. G., Coutant, C. C., & Guthrie, C. A. (1978). Growth of monosex hybrid tilapia in the laboratory and sewage oxidation ponds, In: Smitherman, R. O., Sheiton, W. L., Grover, J. H. (Eds.). *Symposium on the Culture of Exotic Fishes* (pp. 65-81). Atlanta, Georgia, USA: World Aquaculture Society

Taebi, A., & Droste, R. L. (2008). Performance of an overland flow system for advanced treatment of wastewater plant effluent. *Journal of Environmental Management*; *88*(4), 688-696. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2007.03.038

Teixeira-Pinto, M. (2014). Higienização de lodos. In: Andreoli, C. V., von Sperling, M., & Fernandes, F. *Lodo de esgotos: tratamento e disposição final. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Vol. 6*, 2ª Edição (pp. 259-295). Belo Horizonte, Brasil. Editora UFMG

Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P., & Zurbrügg, C. (2014). *Compendium of sanitation systems and technologies*. 2nd Edition. Dübendorf, Switzerland: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag)

Timmons, M. B., & Ebeling, J. M. (2010). *Recirculating aquaculture*, 2nd Edition. New York, USA: Cayuga Aqua Ventures

Tohir, J. R. (2019). *Ternyata Warga Tangerang Selatan Masih Ada yang Buang Hajat di Jamban. Artikel ini telah tayang di TribunJakarta.com*. Penulis: Jaisy Rahman Tohir, Editor: Erik Sinaga. Recuperado de: https://jakarta.tribunnews.com/2019/03/08/ternyata-warga-tangerang-selatan-masih-ada-yang-buang-hajat-di-jamban.

Torres-Lozada, P., Rodríguez-Victoria, J. A., Suárez-Marmolejo, C. L., Duque-Burbano, Y., & Enríquez-Castillo, L. (2016). Analysis of the performance of the upflow anaerobic sludge blanket – trickling filter configuration for treating domestic sewage at full scale. *Afinidad. Journal of Chemical Engineering Theoretical and Applied Chemistry*, *74*(576), 315-321. https://raco.cat/index.php/afinidad/article/view/318447.

Torres-Lozada, P., Foresti, E. (2001). Domestic sewage treatment in a pilot system composed of UASB and SBR reactors. *Water Science and Technology*, *44*(4), 247–253. https://doi.org/10.2166/wst.2001.0230

Tucci, C. E. M. (1993). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre-Brasil: ABRH

Uhlenbrook, S., Cordeiro, A. R. O., & Connor, R. (2017). State of Water Resources: Availability and Quality. In: WWAP -United Nations World Water Assessment Programme-. *The United Nations World Water Development Report 2017. Wastewater: The Untapped Resource* (9-13). Paris, France: UNESCO. https://wedocs.unep.org/20.500.11822/20448

United Nations Environment Programme (UNEP), & Global Environment Centre Foundation (GEC). *Water and wastewater reuse: An environmentally sound approach for sustainable urban water management*. Osaka, Japan: UNEP-GEC

United Nations Environment Programme (UNEP), International Environmental Technology Centre (IETC), & Murdoch University Environmental Technology Centre (METC). (2000). *International source book on environmentally sound technologies for wastewater and stormwater management*. Osaka, Shiga, Japan: UNEP

United Nations Children's Fund (UNICEF), & World Health Organization (WHO). (2015). *Progress on sanitation and drinking water – 2015 update and MDG assessment*. Geneva, Switzerland: WHO Press

United Nations. (2006). *The international forum for social development - social justice in an open world: the role of the United Nations*. New York, USA: Department of Economic and Social Affairs, Division for Social Policy and Development - United Nations

United Nations. (2015). *United Nations General Assembly 70/1. Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development, (Resolution A/RES/70/1)*. New York, USA: United Nations

UN Habitat, & WHO. (2021). *Progress on wastewater treatment – Global status and acceleration needs for SDG indicator 6.3.1*. Geneva, Switzerland: United Nations Human Settlements Programme (UN-Habitat)& World Health Organization (WHO)

United Nations. (2023). *The Sustainable Development Goals Report 2023: Special Edition. Towards a Rescue Plan for People and Planet*. New York, USA: Department of Economic and Social Affairs (DESA) United Nations

Vaas, K. F. (1957). *Report on the effect of environmental condition to natural fish feed for common carp in ponds of Bojongloa, Bandung*. Bogor, Indonesia: IFRI Report No. 23

Van Rensburg, D. T. J. (1997). *Aquacultural use of heated effluents from coal-fired stations – a feasibility study*. (Master of Science in Zoology Dissertation). Rand Afrikaans University, Faculty of Natural Sciences, Johannesburg, South Africa

Vansintjan, A. (2021). Urban Fish Ponds: Low-tech Sewage Treatment for Towns and Cities. *Low-Tech Magazine*. Barcelona. March 28. Recuperado de: https://solar.lowtechmagazine.com/2021/03/urban-fish-ponds-low-tech-sewage-treatment-for-towns-and-cities/.

Verbyla, M. (2017). *Ponds, Lagoons, and Wetlands for Wastewater Management*. New York, NY, USA: Momentum Press, Environmental Engineering Collection. Momentum Press, LLC

Verbyla, M., von Sperling, M., & Maiga, Y. (2017). Waste Stabilization Ponds. In: Rose, J. B., & Jiménez-Cisneros, B. (Eds.). *Global Water Pathogens Project. Part 4 Management Of Risk from Excreta and Wastewater*). Michigan, USA: Michigan State University, E. Lansing, MI, UNESCO. http://www.waterpathogens.org/book/waste-stabilization-ponds

Verruijt, A. (2006). *Soil mechanics*. Delft. South Holland, Netherlands: Delft University of Technology

Vianello, R. L., & Alves, A. R. (2012). *Meteorologia básica e aplicações*. 2ª Edição. Viçosa, Minas Gerais, Brasil: Editora UFV

Vinatea-Arana, L. A. (2004). *Princípios químicos de qualidade da água em aquicultura*. 2ª Edição. Florianópolis, Santa Catarina, Brasil: Editora da UFSC

Von Sperling, E. (2006). Afinal, quanta água temos no planeta?. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, *11*(4), 189-199. https://doi.org/10.21168/rbrh.v11n4.p189-199.

Von Sperling, M. (2012). *Principios del tratamiento biológico de aguas residuales. Vol. 1. Introducción a la calidad del agua y al tratamiento de aguas residuales*. San Juan de Pasto, Nariño, Colombia: Editorial Universidad de Nariño

Von Sperling, M. (2014). *Principios del tratamiento biológico de aguas residuales. Vol. 4. Lodos activados*. San Juan de Pasto, Nariño, Colombia: Editorial Universidad de Nariño

Von Sperling, M., & Gonçalves, R. F. (2014). Lodo de esgotos: características e produção. In: Andreoli, C. V., von Sperling, M., & Fernandes, F. *Lodo de*

esgotos: tratamento e disposição final. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Vol. 6, 2ª Edição. (pp. 15-65). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: Editora UFMG

Von Sperling, M. (2021). *Principios del tratamiento biológico de aguas residuales. Vol. 3. Lagunas de Estabilización*. San Juan de Pasto, Nariño,p Colombia: Editorial Universidad de Nariño

Von Sperling, M., & Chernicharo, C. A. (2005). *Biological wastewater treatment in warm climate regions. v. 1*. Padstow, UK: IWA Publishing.

Wangead, C., Greater, A., & Tansakul, R. (1998). Effects of acid water on survival and growth rate of Nile tilapia (*Oreochromis niloticus*). In: Pullin, R. S. V., Bhukaswan, T., Tonguthai, K., & Maclean, J. L. (Eds). *Proceedings of the Second International Symposium on Tilapia in Aquaculture. ICLARM Conference Proceedings No. 15* (pp. 433–438). Manila, Philippines: Department of Fisheries, Bangkok, Thailand: ICLARM

Water Research Commission. (2010). *A manual for rural freshwater aquaculture*. *Rural Fisheries Programme, Department of Ichthyology and Fisheries Science Rhodes University*. Pretoria, South Africa: Water Research Commission and Department of Agriculture, Forestry and Fisheries

World Food Programme (WFP). (2023). *La inseguridad alimentaria moderada y severa en Colombia alcanza el 30%.* WFP. Recuperado de: https://es.wfp.org/noticias/la-inseguridad-alimentaria-moderada-y-severa-en-colombia-alcanza-el-30

World Meteorological Organization (WMO). (2008). *Guide to hydrological practices Volume I Hydrology – From measurement to hydrological information, WMO-No. 168.* Sixth Edition. Geneva, Switzerland: Publications Board World Meteorological Organization (WMO)

Wolny, P. Fertilization of warm-water fish ponds in Europe. In: Pillay T.V.R. (Editor). *Proceedings of the FAO World Symposium on Warm-Water Pond Fish Culture. FAO Fisheries Reports No. 44, Vol. 3. Meeting II (on Fertilization and Role of Soil in Fish Pond Productivity)* Paper II/R-7. Rome, Italy: FAO. https://www.fao.org/3/66573t/66573T07.htm#ch7

World Health Organization (WHO). (2006). *WHO guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater. Volume 3: Wastewater and excreta use in aquaculture*. Paris, France: WHO

World Health Organization (WHO). (2023). *Burden of disease attributable to unsafe drinking-water, sanitation and hygiene: 2019 update*. Paris, France: World Health Organization.

Wrigley, T. J., Toerien, D. F., & Gaigher, I. G. (1988). Fish production in small oxidation ponds. *Water Research*, *22*(10), 1279-1285. https://doi.org/10.1016/0043-1354(88)90115-7

Yoo, K. H., & Boyd, C. E. (1994). *Hydrology and water supply for pond aquaculture*. New York, USA: Chapman & Hall

Acerca del autor

Iván Andrés Sánchez Ortiz

Ingeniero Civil de la Universidad de Nariño (UDENAR, 1998), Pasto-Nariño-Colombia; Especialista en Docencia Universitaria (UDENAR, 2000); Especialista en Alta Gerencia (UDENAR, 2002); M. Sc. en Ingeniería Civil, área de concentración en Ingeniería Ambiental y Recursos Hídricos/Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP, 2007), Ilha Solteira/São Paulo-Brasil. Ph. D. en Ingeniería Civil, área de concentración en Saneamiento e Ingeniería Ambiental/ Universidade Federal de Viçosa (UFV, 2018). Desde 1998 es docente en la Universidad de Nariño, actualmente está adscrito al Departamento de Recursos Hidrobiológicos con la categoría de Profesor Titular.

ëditorial
Universidad de Nariño

Año de publicación: 2025

San Juan de Pasto - Nariño - Colombia

Diversas comunidades de países en vías de desarrollo padecen de saneamiento deficiente por ausencia de sistemas de tratamiento de aguas residuales, carencia de fuentes de trabajo e ingresos y escasas alternativas de seguridad alimentaria; situaciones que tradicionalmente han limitado el bienestar y la dignidad de sus habitantes y fragilizan a las nuevas generaciones. Ante la urgente necesidad de solucionar tan sensibles problemas, preferiblemente de manera simultánea, se encuentran los sistemas de tratamiento de efluentes urbanos mediante tecnologías naturales, principalmente mediante lagunas de estabilización, asociados a tanques de piscicultura.

Para identificar el inmenso potencial de implementar tales sistemas frente a ciertas condiciones en particular –pues no se trata de una solución universal- se debe disponer de informaciones ingenieriles que permitan el abordaje, con suficiencia teórica, conceptual y práctica de las condiciones particulares para así realizar el diseño, evaluación, diagnóstico u optimización de sistemas de producción piscícola fundamentados en el uso de afluentes de sistemas de lagunas de estabilización, donde las especies piscícolas posean como única fuente de alimento el plancton presente en los efluentes tratados.

En este libro se abarcó una diversidad de temas ingenieriles de alta relevancia para los proyectos antes mencionados, entre los que se incluyen aspectos asociados al diseño y operación de tecnologías para tratamiento de efluentes, niveles de depuración requeridos, opciones de reúso de efluentes para piscicultura, calidad del agua en efluentes tratados y unidades de cultivo abastecidas con dichos efluentes, densidades de siembra y de biomasa recomendadas, productividad piscícola esperada, aspectos hidrológicos, dimensionamientos hidráulicos básicos y aspectos geotécnicos. Cabe mencionar que temáticas como las relativas al manejo de los individuos de la especie piscícola a utilizar, los aspectos fisiológicos, productivos y la sanidad de los organismos hidrobiológicos no se abordaron en el documento ya que el énfasis del texto es estrictamente ingenieril y no pretende desarrollar asuntos propios de perfiles profesionales especializados como la Ingeniería en Producción Acuícola.

ISBN: 978-628-7771-94-9

Universidad de Nariño
FUNDADA EN 1904
Universidad de Nariño
ACREDITADA EN ALTA CALIDAD
RESOLUCIÓN MEN 000022 - ENERO 11 DE 2023
120 años
Universidad de Nariño
êditorial
Universidad de Nariño