

2021 | PDF | 346 Pages
buihuuhanh@gmail.com

XỬ LÝ NƯỚC THẢI

WASTEWATER TREATMENT



THAM GIA BIÊN SOẠN:

TS. Nguyễn Thị Thanh Mỹ
ThS. Huỳnh Thị Ngọc Hân
ThS. Nguyễn Huy Cường
ThS. Nguyễn Ngọc Thiệp
PGS.TS. Bùi Xuân Thành
ThS. Nguyễn Thành Tín
ThS. Nguyễn Đan Tâm
KS. Nguyễn Minh Tuấn

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



LỜI GIỚI THIỆU

Xử lý nước thải là một trong những môn học quan trọng cho các sinh viên ngành cấp thoát nước và ngành kỹ thuật môi trường.

Trong quá trình học môn học này, các kỹ sư tương lai được trang bị các kiến thức, kỹ năng cần thiết để giải quyết các nhiệm vụ về xử lý nước thải đô thị, khu dân cư, xử lý nước thải công nghiệp, khu công nghiệp, khu chế xuất, các cơ sở sản xuất nhằm bảo vệ môi trường - bảo vệ các nguồn tiếp nhận (sông, kênh, rạch, biển,...) phục vụ cho phát triển kinh tế - xã hội bền vững của đất nước.

Nghiên cứu môn học này tại các trường đại học có đào tạo ngành cấp thoát nước, ngành công nghệ môi trường được thực hiện sau khi sinh viên được trang bị các môn học kỹ thuật cơ sở như: hóa học nước và nước thải, vi sinh vật nước và nước thải, thủy lực cấp thoát nước, bơm và trạm bơm,...

Để biên soạn giáo trình này tập thể tác giả có tham khảo và kế thừa chọn lọc nhiều tài liệu ở một số nước tiên tiến trên thế giới chủ yếu: Liên Bang Nga, Mỹ, Đức, Pháp, Hà Lan,... và những kinh nghiệm trong nước từ thiết kế, xây dựng và vận hành các nhà máy xử lý nước thải sinh hoạt và công nghiệp.

Thay mặt tập thể biên soạn giáo trình xin chân thành cảm ơn Bộ Tài nguyên và Môi trường, Hiệu trưởng trường ĐH TN&MT TP.HCM đã hết sức ủng hộ và tạo điều kiện thuận lợi để hoàn thành giáo trình này.

Nhiều cán bộ trẻ đã tích cực tham gia biên soạn với tinh thần trách nhiệm của thầy cô giáo, tuy nhiên do trình độ chuyên môn và kinh nghiệm chưa nhiều chắc chắn sẽ có những thiếu sót. Rất mong nhận được những góp ý chân thành của bạn đọc và xin gửi về theo địa chỉ email: lmtriet179@yahoo.com; tranhieunhue@gmail.com.

Lâm Minh Triết - Trần Hiếu Nhuệ

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
<i>Lời giới thiệu</i>	3
<i>Phần mở đầu</i>	5
CHƯƠNG 1. THÀNH PHẦN, TÍNH CHẤT VÀ CÁC CHỈ TIÊU CỦA NƯỚC THẢI	9
<i>TS. Nguyễn Thị Thanh Mỹ</i>	9
1.1. THÀNH PHẦN CỦA NƯỚC THẢI	9
1.1.1. Thành phần lý học của nước thải	9
1.1.1.1. Các tạp chất không tan trong nước thải	10
1.1.1.2. Các chất keo và các chất hòa tan	10
1.1.2. Thành phần hoá học nước thải	11
1.1.2.1. Tổng quan về thành phần hóa học của nước thải	11
1.1.2.2. Các chất hữu cơ	13
1.1.2.3. Các chất hữu cơ bay hơi (VOCs)	16
1.1.2.4. Các chất trừ sâu diệt cỏ và hoá chất dùng trong nông nghiệp	16
1.1.2.5. Các chất vô cơ	17
1.1.3. Thành phần sinh học của nước thải	21
1.1.3.1. Các loại vi khuẩn và thủy sinh trong nước thải	21
1.1.3.2. Đặc tính vật lý, hoá học, sinh học của nước thải	22
1.2. TÍNH CHẤT CỦA NƯỚC THẢI	24
1.2.1. Tính chất lý học của nước thải	24
1.2.1.1. Khả năng lắng, khả năng nổi của các chất trong nước thải	24
1.2.1.2. Khả năng tạo mùi của nước thải và ảnh hưởng của mùi	27
1.2.1.3. Tác động của mùi	27
1.2.1.4. Đặc điểm của mùi và đo lường mùi	29
1.2.1.5. Khả năng tạo màu của nước thải	29
1.2.2. Tính chất hóa học của nước thải	29
1.2.2.1. Khả năng phản ứng lẫn nhau	30
1.2.2.2. Khả năng phản ứng giữa các chất trong nước thải với hoá chất thêm vào	30

1.2.3. Tính chất sinh học của nước thải	30
1.2.3.1. Quá trình khoáng hóa các chất hữu cơ	31
1.2.3.2. Quá trình sinh hoá hiếu khí	31
1.2.3.3. Quá trình sinh hóa kỵ khí	31
1.2.3.4. Quá trình nitrat hóa	31
1.2.3.5. Quá trình khử nitrát	32
1.3. CÁC CHỈ TIÊU CỦA NƯỚC THẢI	32
1.3.1. Các chỉ tiêu lý học	32
1.3.1.1. Chất rắn tổng cộng (TS)	32
1.3.1.2. Chất rắn lơ lửng (SS)	33
1.3.1.3. Chất rắn hoà tan (TDS)	33
1.3.1.4. Chất rắn ổn định (FS) và chất rắn bay hơi (VS)	33
1.3.1.5. Độ màu của nước	33
1.3.1.6. Nhiệt độ	34
1.3.1.7. Khối lượng thể tích của nước thải	34
1.3.2. Các chỉ tiêu hóa học	35
1.3.2.1. pH – Độ axit – Độ kiềm của nước	35
1.3.2.2. Clorua – Độ mặn của nước	35
1.3.2.3. Sunfua – Sunfát	36
1.3.2.4. Nitơ – Amôni – Nitrit – Nitrát	36
1.3.2.5. Phốtpho – Phốtphát ($P - PO_4^{3-}$)	36
1.3.2.6. Ôxy hòa tan (DO)	37
1.3.2.7. Nhu cầu ôxy sinh học (BOD)	37
1.3.2.8. Nhu cầu ôxy hóa học (COD)	39
1.3.2.9. Cácbon hữu cơ toàn phần hay tổng cácbon hữu cơ (TOC)	41
1.3.2.10. Nhu cầu ôxy lý thuyết (ThOD) hay nhu cầu ôxy toàn phần (TOD)	42
1.3.2.11. Chất béo và dầu mỡ	44
1.3.2.12. Chất hoạt tính bề mặt	45
1.3.2.13. Thuốc bảo vệ thực vật	45
1.3.2.14. Kim loại nặng (chất vô cơ dạng vết)	46
1.3.3. Các chỉ tiêu sinh học	47
1.3.3.1. Coliform tổng số	48
1.3.3.2. E.Coli	48

1.4. QUY TRÌNH PHÂN TÍCH CÁC ĐẶC ĐIỂM HOÁ – LÝ VỀ MỐI QUAN HỆ GIỮA CHẤT RẮN TRONG NƯỚC VÀ NƯỚC THẢI	48
CHƯƠNG 2. BẢO VỆ NGUỒN NƯỚC MẶT KHỎI SỰ Ô NHIỄM DO NƯỚC THẢI	50
<i>TS. Nguyễn Thị Thanh Mỹ, Th.S. Huỳnh Thị Ngọc Hân</i>	50
2.1. Ô NHIỄM NGUỒN NƯỚC MẶT VÀ BIỆN PHÁP BẢO VỆ	50
2.1.1. Vai trò quan trọng của nguồn nước mặt	50
2.1.2. Ô nhiễm nguồn nước mặt và những ảnh hưởng	50
2.1.2.1. Nguyên nhân gây ô nhiễm nguồn nước	50
2.1.2.2. Các dấu hiệu đặc trưng của sự ô nhiễm nguồn nước	51
2.1.2.3. Ảnh hưởng của sự ô nhiễm nguồn nước	52
2.1.3. Biện pháp bảo vệ nguồn nước mặt	52
2.2. QUÁ TRÌNH TỰ LÀM SẠCH CỦA NGUỒN NƯỚC	54
2.2.1. Khả năng tự làm sạch của nguồn nước	54
2.2.2. Quá trình xáo trộn và pha loãng giữa nước thải với nước sông	55
2.2.3. Quá trình xáo trộn và pha loãng giữa nước thải với nước hồ	58
2.2.3.1. Tính toán theo Rufel M.A	58
2.2.3.2. Tính toán theo phương pháp của Lapxốp N.N	59
2.2.4. Nhu cầu oxy và sự hòa tan oxy trong nước nguồn	60
2.2.4.1. Quá trình tiêu thụ oxy	60
2.2.4.2. Quá trình hòa tan oxy (làm thoáng)	61
2.2.5. Các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình tự làm sạch của nước nguồn	64
2.2.5.1. Ảnh hưởng của nồng độ bẩn ban đầu	64
2.2.5.2. Ảnh hưởng của nhiệt độ đến quá trình tự làm sạch	66
2.2.5.3. Ảnh hưởng cận lắng đến quá trình tự làm sạch	67
2.3. MỨC ĐỘ CẦN THIẾT XỬ LÝ NƯỚC THẢI	67
2.3.1. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất lơ lửng	68
2.3.2. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo BOD	68
2.3.3. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo lượng oxy hòa tan	69
2.3.3.1. Cách tính thứ nhất	70
2.3.3.2. Cách tính thứ hai	70
2.3.4. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo sự thay đổi pH của nước nguồn	72

2.3.5. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất độc hại	73
2.3.6. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo nhiệt độ của nước thải	73
2.4. CÁC PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NƯỚC THẢI, XỬ LÝ BÙN	73
2.4.1. Xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học	74
2.4.1.1. Song chắn rác	74
2.4.1.2. Bể lắng cát	74
2.4.1.3. Bể vớt dầu, mỡ	74
2.4.1.4. Bể lắng	75
2.4.1.5. Bể lọc	75
2.4.2. Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học	75
2.4.2.1. Phương pháp xử lý sinh học nước thải trong điều kiện tự nhiên	76
2.4.2.2. Xử lý sinh học nước thải trong điều kiện nhân tạo	76
2.4.3. Xử lý nước thải mức độ cao	77
2.4.4. Khử trùng nước thải	78
2.4.5. Xử lý bùn của nước thải	79
2.4.5.1. Các công trình xử lý bùn	79
2.4.5.2. Các công trình, thiết bị làm khô bùn	79
2.5. SƠ ĐỒ CÔNG NGHỆ NHÀ MÁY (TRẠM) XỬ LÝ NƯỚC THẢI	80
2.5.1. Các giai đoạn cơ bản trong công nghệ xử lý nước thải	80
2.5.1.1. Giai đoạn xử lý cơ học	80
2.5.1.2. Giai đoạn xử lý sinh học	81
2.5.1.3. Giai đoạn xử lý bùn cặn	81
2.5.2. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải	81
2.5.2.1. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học	81
2.5.2.2. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học với quá trình Vi sinh vật dính bám - bể lọc sinh học (bể biophin)	83
2.5.2.3. Sơ đồ công nghệ xử lý sinh học nước thải sử dụng aerôten	85
2.5.2.4. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải ứng dụng màng oxy hóa	86
2.5.2.5. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bằng hồ sinh học	87
2.5.2.6. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bậc cao	88
2.5.3. Một số công nghệ xử lý nước thải đã triển khai trong thực tế	91
2.5.3.1. Công trình xử lý nước thải đô thị	91
2.5.3.2. Công trình xử lý nước thải quy mô nhỏ	93

2.5.3.3. Công nghệ xử lý nước thải công nghiệp, khu cụm công nghiệp	93
2.5.3.4. Công nghệ XLNT các cơ sở sản xuất ngoài khu, cụm CN	94

CHƯƠNG 3. XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP CƠ HỌC (XỬ LÝ SƠ CẤP)

<i>Th.S Nguyễn Huy Cường</i>	95
------------------------------	----

3.1. SONG CHẮN RÁC	95
3.1.1. Chức năng, cấu tạo và vị trí của song chắn rác	95
3.1.2. Tính toán	98
3.1.3. Thiết bị nghiền rác (Máy nghiền rác)	102
3.2. BỂ LẮNG CÁT	102
3.2.1. Chức năng và vị trí của bể lắng cát	102
3.2.2. Bể lắng cát ngang	103
3.2.2.1. Cấu tạo bể lắng cát ngang	103
3.2.2.2. Tính toán bể lắng cát ngang	104
3.2.2.3. Cấu tạo bể lắng cát ngang	108
3.2.3. Bể lắng cát đứng	111
3.2.4. Bể lắng cát thổi khí	113
3.2.4.1. Cấu tạo và nguyên tắc	113
3.2.4.2. Tính toán bể lắng cát thổi khí	114
3.2.5. Làm ráo nước trong cát (tách nước khỏi cát)	116
3.2.5.1. Sân phơi cát	116
3.2.5.2. Bunke tách nước-cát	116
3.2.5.3. Hệ thống công trình tiên tiến làm ráo nước trong cát	117
3.3. BỂ LẮNG	117
3.3.1. Phân loại bể lắng	117
3.3.2. Lý thuyết về quá trình lắng nước thải	119
3.3.2.1. Quá trình lắng và các yếu tố ảnh hưởng	119
3.3.2.2. Lý thuyết và động học của quá trình lắng tĩnh	120
3.3.2.3. Nội dung và các bước tính toán bể lắng	125
3.3.3. Bể lắng ngang	127
3.3.3.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động của bể lắng ngang	127
3.3.3.2. Lý thuyết cơ bản để tính toán bể lắng ngang	129

3.3.3.3. Các phương pháp tính toán bể lắng ngang	130
3.3.4. Bể lắng ly tâm	135
3.3.4.1. Cấu tạo bể lắng ly tâm	135
3.3.4.2. Tính toán bể lắng ly tâm	137
3.3.4.3. Bể lắng với máng phân phối và thu nước di động	139
3.3.5. Bể lắng đứng	142
3.3.5.1. Sơ đồ cấu tạo bể lắng đứng	142
3.3.5.2. Tính toán bể lắng đứng	144
3.3.5.3. Phương pháp tổ hợp tính toán các loại bể lắng đợt I theo quy phạm	147
3.3.5.4. Ứng dụng hệ số sử dụng dung tích và hệ số hữu ích để tính bể lắng	150
3.3.6. Bể lắng lớp mỏng – Bể lắng vách nghiêng	153
3.3.6.1. Giới thiệu về bể lắng vách nghiêng	153
3.3.6.2. Tính toán bể lắng vách nghiêng	153
3.3.7. Làm thoáng sơ bộ và đông tụ sinh học	158
3.3.7.1. Sự cần thiết	158
3.3.7.2. Bể làm thoáng sơ bộ và bể đông tụ sinh học	158
3.3.8. Bể vớt dầu mỡ	160
3.3.8.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động	160
3.3.8.2. Tính toán bể vớt dầu mỡ	161
3.3.9. Bể điều hoà	161
3.3.9.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động	161
3.3.9.2. Tính toán bể điều hoà	162

CHƯƠNG 4. XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC HIỆU KHÍ LƠ LỪNG

<i>Th.S. Nguyễn Huy Cương</i>	163
4.1. BÀN CHẤT CỦA QUÁ TRÌNH VI SINH VẬT HIỆU KHÍ LƠ LỪNG	163
4.1.1. Bùn hoạt tính	163
4.1.2. Cân bằng các chất dinh dưỡng trong bùn hoạt tính	164
4.2. BỂ Bùn HOẠT TÍNH – AERÔTEN	165
4.2.1. Quá trình oxy hóa sinh hoá trong bể aerôten	165
4.2.2. Các yếu tố ảnh hưởng tới quá trình chuyển hóa các chất hữu cơ	167
4.2.3. Chỉ số bùn (SVI)	168

4.2.4. Tuổi của bùn	169
4.2.5. Các dạng bể bùn hoạt tính - Aerôten	171
4.2.5.1. Sơ đồ bể aerôten thông thường (hay cổ điển, truyền thống)	172
4.2.5.2. Sơ đồ bể aerôten với ngăn tái sinh riêng biệt	172
4.2.5.3. Bể aerôten với xử lý không hoàn toàn	174
4.2.5.4. Bể aerôten với ôxy hóa hoàn toàn	174
4.2.5.5. Bể aerôten hai bậc và các loại khác	174
4.2.6. Tính toán bể Aerôten	175
4.2.6.1. Đối với bể aerôten không có bể tái sinh	175
4.2.6.2. Đối với aerôten có bể tái sinh riêng biệt	180
4.3. BỂ BÙN HOẠT TÍNH THEO MẼ-SBR (Sequencing Batch Reactor)	188
4.3.1. Nguyên lý hoạt động của bể bùn hoạt tính theo mẻ	188
4.3.2. Tính toán bể SBR	190
4.4. MƯƠNG ÔXY HOÁ	194
4.4.1. Ứng dụng mương ôxy hoá trong xử lý nước thải	194
4.4.1.1. Cấu tạo và hình dáng mương ôxy hóa	195
4.4.1.2. Thiết bị làm thoáng	197
4.4.2. Tính toán mương ôxy hoá	197
4.5. BỂ LẮNG ĐỢT 2	198
4.5.1. Bể lắng đứng đợt hai	198
4.5.2. Bể lắng ngang và bể lắng ly tâm đợt hai	200

CHƯƠNG 5. XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC HIẾU KHÍ DÍNH BẨM

<i>Th.S. Huỳnh Thị Ngọc Hân</i>	202
5.1. BẢN CHẤT CỦA QUÁ TRÌNH VI SINH VẬT HIẾU KHÍ DÍNH BẨM	202
5.1.1. Màng sinh học (màng vi sinh vật)	202
5.1.2. Các đặc tính của màng sinh học	207
5.1.2.1. Đặc tính sinh học	207
5.1.2.2. Đặc tính về khả năng loại bỏ cơ chất	208
5.1.2.3. Đặc tính dính bám của màng sinh học hiếu khí dính bám	209
5.1.2.4. Ưu điểm của màng sinh học hiếu khí dính bám	210
5.1.2.5. Hạn chế của màng sinh học hiếu khí dính bám	213

5.2. CÁC LOẠI BỂ LỌC SINH HỌC	214
5.2.1. Bể lọc sinh học nhỏ giọt (Trickling Filter)	214
5.2.2. Đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay - RBC	216
5.2.2.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động của RBC	216
5.2.2.2. Tính toán bể RBC	218
5.2.2.3. Ví dụ tính toán bể RBC	220
5.2.3. Bể Biofor	222
5.2.3.1. Vài nét về bể biofor	222
5.2.3.2. Tính toán bể biofor	223
5.2.4. Tháp lọc sinh học	224
5.2.4.1. Sơ đồ cấu tạo tháp lọc sinh học	224
5.2.4.2. Tính toán tháp lọc sinh học	225
CHƯƠNG 6. XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC KỶ KHÍ	
<i>Th.S. Nguyễn Ngọc Thiệp</i>	227
6.1. QUÁ TRÌNH LÊN MEN PHÂN HỦY SINH HỌC KỶ KHÍ	227
6.1.1. Các quá trình chuyển hóa trong phân hủy kỵ khí	228
6.1.1.1. Quá trình thủy phân (Hydrolysis)	230
6.1.1.2. Quá trình axit hoá (Acidogenesis)	230
6.1.1.3. Quá trình acetát hoá (Acetogenesis)	231
6.1.1.4. Quá trình mêtan hoá (Methanogenesis)	231
6.1.1.5. Vi sinh vật tham gia quá trình phân hủy kỵ khí	231
6.1.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình phân hủy kỵ khí	232
6.1.2.1. Ôxy	232
6.1.2.2. Chất dinh dưỡng	232
6.1.2.3. Nhiệt độ	233
6.1.2.4. pH	234
6.1.2.5. Thời gian lưu nước trong công trình xử lý	234
6.1.2.6. Sự cạnh tranh giữa vi khuẩn mêtan và vi khuẩn khử sulfat	235
6.1.2.7. Các yếu tố gây độc	235
6.1.3. Ưu điểm, nhược điểm của quá trình phân hủy kỵ khí	236
6.1.3.1. Ưu điểm	236
6.1.3.2. Nhược điểm	237

6.2. PHÂN LOẠI CÁC CÔNG TRÌNH XỬ LÝ KỶ KHÍ	237
6.2.1. Một số công trình xử lý nước thải bằng lên men kỵ khí	238
6.2.1.1. Bể sinh học kỵ khí xáo trộn hoàn toàn (Complete-mix suspended growth anaerobic digester)	238
6.2.1.2. Quá trình tiếp xúc kỵ khí (Anaerobic digester process)	238
6.2.1.3. Bể kỵ khí theo mẻ (Anaerobic Sequencing Batch Reactor-ASBR)	239
6.2.1.4. Bể bùn hoạt tính kỵ khí lơ lửng dòng chảy từ dưới lên - UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket)	239
6.2.2. Cấu tạo và tính toán thiết kế bể UASB	241
6.2.2.1. Cấu tạo và nguyên tắc hoạt động	241
6.2.2.2. Hoạt động của bùn kỵ khí trong bể UASB	244
6.2.2.3. Điều kiện, phạm vi áp dụng	245
6.2.2.4. Tính thể tích và kích thước bể	245
6.2.3. Bể lọc kỵ khí	249
6.2.3.1. Bể lọc kỵ khí (giá thể cố định, dòng chảy ngược dòng UAF)	249
6.2.3.3. Bể lọc kỵ khí đơn giản và bể lọc kỵ khí tầng lơ lửng	251
6.2.3.3. Tính toán bể lọc kỵ khí với giá thể cố định dòng chảy từ dưới lên (UAF)	251
CHƯƠNG 7. XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC TRONG ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN	253
<i>Th.S. Nguyễn Ngọc Thiệp</i>	253
7.1. HỒ SINH HỌC	254
7.1.1. Tổng quan về hồ sinh học ứng dụng trong xử lý nước thải	254
7.1.2. Hoạt động của vi sinh vật trong hồ sinh học	256
7.1.2.1. Vi khuẩn hiếu khí	256
7.1.2.2. Vi khuẩn kỵ khí	257
7.1.2.3. Các vi sinh vật quang hợp	257
7.1.2.4. Động vật nguyên sinh và động vật không xương sống	258
7.1.2.5. Các thực vật lơ lửng và thực vật nổi	258
7.1.3. Các loại hồ sinh học	258
7.1.3.1. Hồ sinh học hiếu khí với làm thoáng tự nhiên	259
7.1.3.2. Hồ sinh học hiếu khí trong điều kiện nhân tạo	261
7.1.3.3. Hồ sinh học kỵ khí	265

7.1.3.4. Hồ sinh học tùy nghi	268
7.1.3.5. Hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước	271
7.2. XỬ LÝ NƯỚC THẢI QUA ĐẤT	274
7.2.1. Phương pháp xử lý nước thải qua đất	274
7.2.2. Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc	275
7.2.3. Cánh đồng tưới nông nghiệp	282
7.3. XỬ LÝ NƯỚC THẢI QUA ĐẤT NGẬP NƯỚC	283
7.3.1. Khái niệm và phân loại đất ngập nước	283
7.3.2. Yêu cầu đối với các phương pháp xử lý nước thải trong đất ngập nước	284
7.3.3. Các loại công trình xử lý nước thải qua đất ngập nước	284
7.3.3.1. Tiêu nước chậm (tưới nước)	287
7.3.3.2. Dòng nước tràn (tưới tràn)	287
7.3.3.3. Thẩm nhanh	288
7.3.4. Thiết kế các công trình xử lý nhờ đất	288
7.3.4.1. Tiêu nước chậm (SR)	288
7.3.4.2. Dòng nước tràn (OF)	288
7.3.4.3. Thẩm nhanh (RI)	289
CHƯƠNG 8. XỬ LÝ NITƠ VÀ PHÓTPHO	290
<i>PGS.TS. Bùi Xuân Thành, Th.S. Nguyễn Thành Tín, Th.S. Nguyễn Đan Tâm</i>	290
8.1. VAI TRÒ VÀ NGUỒN GỐC CỦA NITƠ VÀ PHÓTPHO	290
8.1.1. Nitơ và các dạng Nitơ	290
8.1.2. Chu trình nitơ trong tự nhiên	291
8.1.3. Phốtpho	292
8.2. SỰ CẦN THIẾT XỬ LÝ VÀ KIỂM SOÁT NITƠ VÀ PHÓTPHO	292
8.2.1. Chiến lược kiểm soát	293
8.2.2. Kiểm soát và xử lý nitơ	293
8.2.3. Kiểm soát và xử lý phốtpho	295
8.3. QUÁ TRÌNH KHỬ NITƠ VÀ PHÓTPHO	296
8.3.1. Nguyên lý xử lý phốtpho bằng keo tụ hóa học	296
8.3.1.1. Nguyên tắc của quá trình xử lý	297
8.3.1.2. Bản chất hóa học của quá trình xử lý	298

8.3.2. Nguyên lý xử lý nitơ và photpho bằng sinh học	299
8.3.2.1. Xử lý nitơ	299
8.3.2.2. Quá trình nitrát hóa	300
8.3.2.3. Quá trình khử nitrát	301
8.3.2.4. Xử lý photpho	302
8.3.3. Xử lý nitơ bằng phương pháp hóa học và hóa lý	303
8.3.3.1. Xử lý nitơ theo phương pháp tách khí amôni	304
8.3.3.2. Xử lý nitơ theo phương pháp clo hóa	304
8.3.3.3. Xử lý nitơ theo phương pháp trao đổi ion	305
8.3.4. Xử lý photpho bằng phương pháp hóa học	306
8.3.4.1. Xử lý photpho bằng muối kim loại và polyme	306
8.3.4.2. Bổ sung các muối kim loại ở giai đoạn lắng sơ cấp	307
8.3.4.3. Bổ sung các muối kim loại ở giai đoạn xử lý bậc hai	307
8.3.4.4. Bổ sung muối kim loại và polyme ở bể lắng thứ cấp:	308
8.3.4.5. Xử lý photpho bằng vôi	308
8.3.4.6. So sánh các quá trình xử lý photpho bằng hóa học	309
8.3.5. Xử lý nitơ bằng phương pháp sinh học	309
8.3.5.1. Chuyển hóa amôni bằng quá trình nitrát hóa	309
8.3.5.2. Quá trình nitrát hóa đa bậc	318
8.3.5.3. Xử lý nitơ bằng quá trình nitrát hóa/khử nitrát	321
8.3.6. Xử lý photpho bằng phương pháp sinh học	332
8.3.6.1. Quá trình A/O (Xử lý photpho theo dòng chảy chính)	334
8.3.6.2. Quá trình Phostrip (Xử lý photpho theo dòng chảy bên)	335
8.3.7. Xử lý kết hợp cả nitơ và photpho bằng phương pháp sinh học	338
8.3.7.1. Các quá trình cơ bản xử lý kết hợp nitơ và photpho	338
8.3.7.2. Xử lý nitơ photpho trong điều kiện tự nhiên	342
TÀI LIỆU THAM KHẢO	344

PHẦN MỞ ĐẦU

Các nguồn nước ở nước ta rất phong phú đặc biệt tại vùng Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL), vùng Đông Nam Bộ. Các sông, kênh rạch,... gắn liền với quá trình xây dựng và phát triển kinh tế - xã hội (KT-XH) của các địa phương, gắn liền với đời sống và mọi sinh hoạt của người dân.

Trong quá trình xây dựng và phát triển đó luôn kéo theo vấn đề ô nhiễm nguồn nước ở mức độ khác nhau và ngày càng nghiêm trọng.

Nguồn gây ô nhiễm chủ yếu là do nước thải sinh hoạt, nước thải bệnh viện và nước thải công nghiệp gây nên. Các loại nước thải được hình thành do sử dụng nước thiên nhiên cho mục đích sinh hoạt và sản xuất công nghiệp tại các xí nghiệp công nghiệp, các khu công nghiệp (KCN), khu chế xuất (KCX).

Quá trình đô thị hóa, công nghiệp hóa ở nước ta được thực hiện theo định hướng phát triển bền vững phải hài hòa giữa phát triển và bảo vệ môi trường, bảo vệ các nguồn nước khỏi sự ô nhiễm do nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp.

Tuy nhiên, trong thực tế sông, kênh, rạch chảy qua các đô thị, khu dân cư của hầu hết các tỉnh, thành phố của cả nước đã và đang bị ô nhiễm ngày một trầm trọng hơn đòi hỏi các kỹ sư chuyên ngành cấp thoát nước (CTN), kỹ thuật môi trường (KTMT) phải làm gì để cải thiện và bảo vệ các nguồn nước trong lành phục vụ cho các mục đích khác nhau trong quá trình xây dựng và phát triển đất nước: xử lý nước thải các nguồn thải đạt yêu cầu quy định là một trong các biện pháp quyết định để có thể bảo vệ thành công các dòng sông kênh rạch của mỗi địa phương.

Theo Tổng cục Thống kê, tính đến ngày 31/12/2014 trong cả nước có: 774 thành phố, đô thị, với 34% tổng dân số 90 triệu người, đã có 32 thành phố có dự án thoát nước và vệ sinh từ nguồn vốn ODA, với tổng số 25 nhà máy xử lý nước thải tập trung đã, đang hoạt động, vận hành và gần 20 nhà máy đang xây dựng.

Theo thống kê của Cục Kiểm soát Ô nhiễm - Bộ Tài nguyên & Môi trường, tính tới ngày 31/12/2014 tại 209 KCN đang hoạt động có 165 KCN (79%) đã đầu tư hoặc vận hành hệ thống xử lý nước thải tập trung. Tổng lượng nước thải phát sinh từ các KCN đang hoạt động ước tính khoảng 350.000 m³/ngày đêm trong khi tổng công suất thiết kế của các hệ nhà máy xử lý nước thải tập trung là 630.000 m³/ngày đêm.

Theo báo cáo của Cục Vệ sinh Môi trường tháng 1 năm 2015 hiện có khoảng 54,4% các bệnh viện có nhà máy xử lý nước thải (trong đó tuyến Trung ương: 73,5%, tuyến tỉnh: 60,3%, tuyến huyện: 45,3%).

Trong phạm vi của môn học “*Xử lý nước thải*” sinh viên - những kỹ sư thông thạo chuyên ngành trong tương lai cần nắm vững những kiến thức chuyên ngành sau đây:

- Hiểu biết đầy đủ về thành phần tính chất và các chỉ tiêu ô nhiễm do nước thải;
- Khả năng tự làm sạch của nguồn nước và mức độ cần thiết xử lý nước thải;
- Giai đoạn xử lý cơ học (tiền xử lý) với các công trình đơn vị: song chắn rác, bể lắng cát, bể lắng đợt 1;
- Giai đoạn xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo với quá trình vi sinh vật hiếu khí lơ lửng: bể aeroten (bể bùn hoạt tính), mương ôxy hóa, bể bùn hoạt tính theo mẻ (SBR) với quá trình vi sinh vật dính bám: bể lọc sinh học (bể biophin), đĩa sinh học tiếp xúc quay (RBC), bể biofor,...;
- Các công trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học kỵ khí: bể lọc kỵ khí xáo trộn hoàn toàn, bể tiếp xúc kỵ khí, bể kỵ khí theo mẻ (ASBR), bể bùn hoạt tính kỵ khí lơ lửng dòng chảy từ dưới lên (UASB);
- Xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên thích hợp khi xử lý nước thải tại các vùng dân cư ngoại thành vùng nông thôn với các công trình: hồ sinh học, cánh đồng tưới, cánh đồng lọc, đất ngập nước;
- Xử lý nitơ, photpho trong nước thải nhằm hạn chế khả năng phú dưỡng hóa và giảm hàm lượng oxy hòa tan trong các nguồn tiếp nhận;
- Ứng dụng màng lọc và công nghệ sinh học màng trong xử lý nước thải khá phổ biến hiện nay trên thế giới và trong nước;
- Xử lý bùn cặn của nước thải, của các nhà máy, trạm xử lý nước thải là công đoạn quan trọng, với quy mô, công suất khác nhau và được xử lý bằng phương pháp sinh học kỵ khí với các công trình: bể tự hoại, bể lắng hai vỏ, bể lắng trong kết hợp với lên men cặn, bể metan và các công trình làm ráo nước trong bùn cặn: sân phơi bùn, lọc chân không, thiết bị ly tâm, thiết bị lọc ép,...;
- Xử lý nước thải nhất là nước thải công nghiệp có công đoạn xử lý bằng phương pháp hóa học: keo tụ, trung hòa và ôxy hóa và công đoạn xử lý bằng phương pháp hóa lý: tuyển nổi, trao đổi ion, trích ly, hấp phụ...;
- Khử trùng nước thải được thực hiện tại bể tiếp xúc khử trùng bằng clo và các hợp chất chứa clo, khử trùng bằng ôzon, bằng tia cực tím,... Khử trùng nước thải là giai đoạn xử lý cuối cùng trước khi xả vào nguồn tiếp nhận khác nhau: sông, hồ

chứa, biến với việc xả nước thải sau xử lý ngay bờ hay giữa dòng tùy theo trường hợp cụ thể;

- Xu hướng phát triển công nghệ xử lý nước thải ngày nay và tái sử dụng nước thải mà nhiều nước đang áp dụng và ngay trong nước cũng bắt đầu quan tâm và Thành phố Hồ Chí Minh (TP.HCM), Thành phố Hà Nội (TP.HN) cũng đã có công trình nghiên cứu liên quan đến vấn đề tái sử dụng nước thải sau xử lý;

- Cuối cùng là việc thể hiện sơ đồ tổng thể, quản lý vận hành nhà máy xử lý nước thải với các nội dung chính: bố trí mặt bằng tổng thể, cao trình công nghệ xử lý nước thải, mặt cắt theo nước, mặt cắt theo bùn, phân phối nước thải vào từng công trình đơn vị, thiết kế nghiệm thu, quản lý vận hành nhà máy xử lý nước thải.

Luật Bảo vệ môi trường (sửa đổi) được Quốc hội khóa XIII thông qua ngày 23/06/2014 và hiệu lực thi hành từ ngày 1/1/2015 là cơ sở pháp lý quan trọng trong hoạt động bảo vệ môi trường, bảo vệ các nguồn nước hướng đến sự phát triển bền vững đất nước.

Chương 1

THÀNH PHẦN, TÍNH CHẤT VÀ CÁC CHỈ TIÊU CỦA NƯỚC THẢI

TS. Nguyễn Thị Thanh Mỹ

Nước thải hay chất thải lỏng là nước đã được sử dụng cho nhu cầu sinh hoạt, sản xuất và các mục tiêu khác. Sau khi sử dụng nước bị nhiễm bẩn đồng thời có chứa nhiều vi trùng và các chất độc hại khác. Chúng bị thay đổi so với ban đầu về thành phần, tính chất lý – hoá – sinh và sẽ làm ô nhiễm môi trường xung quanh. Vì thế nước thải trước khi xả vào sông, hồ, biển (nguồn tiếp nhận) cần phải được xử lý để đảm bảo thoả mãn yêu cầu bảo vệ môi trường theo quy định. Mức độ xử lý phụ thuộc vào nồng độ bẩn của nước thải; khả năng pha loãng giữa nước thải với nước nguồn, khả năng tự làm sạch của nguồn nước và các yêu cầu về mặt vệ sinh. Để thiết kế các công trình xử lý nước thải, trước tiên cần phải biết đặc điểm về thành phần, tính chất của nước thải và đánh giá theo trạng thái: lý học, hóa học và sinh học.

Phần dưới đây sẽ trình bày cụ thể các vấn đề nêu ở trên.

1.1. THÀNH PHẦN CỦA NƯỚC THẢI

1.1.1. Thành phần lý học của nước thải

Nước thải chứa các chất rắn có kích thước khác nhau với xuất xứ khác nhau. Khoảng một phần ba đến một nửa khối lượng chất rắn ở dạng lơ lửng không tan còn lại phần lớn ở dạng tan và một ít ở dạng keo.

Ngoài các hạt nhỏ, nước thải còn chứa các hạt sỏi cát lớn, các mảnh rau, hoa quả, vải – giẻ, giấy vụn, các mảnh chất dẻo,... Nước thải từ mạng lưới thoát nước chung, khi có lẫn cả nước mưa, có cuốn theo nhiều cát sỏi hơn.

Theo trạng thái lý học

Các chất bẩn trong nước thải được chia làm 3 nhóm:

- Nhóm 1: gồm các chất không tan ở dạng lơ lửng kích thước lớn (những hạt có đường kính $>10^{-1}$ mm) và ở dạng huyền phù, nhũ tương, bọt (những hạt có đường kính từ 10^{-1} đến 10^{-4} mm);

- Nhóm 2: gồm các chất ở dạng keo (những hạt có kích thước: 10^{-4} đến 10^{-6} mm);
- Nhóm 3: gồm các chất hoà tan ở dạng phân tử. Những hạt này có đường kính $<10^{-6}$ mm. Chúng không tạo thành pha riêng biệt mà trở thành hệ một pha hay còn gọi là dung dịch thật.

Chi tiết hơn về ba nhóm này sẽ được trao đổi sau đây:

1.1.1.1. Các tạp chất không tan trong nước thải

Để nghiên cứu các chất không tan trong nước thải thường phải tiến hành phân tích chúng bằng cách lọc qua giấy lọc. Phần các chất không tan bị giữ lại ở giấy lọc gọi là chất rắn lơ lửng hay ngắn gọn là chất lơ lửng (viết tắt tiếng Việt là LL hay tiếng Anh là SS).

Hàm lượng chất lơ lửng được xác định sau khi đã sấy khô ở nhiệt độ 105°C (xác định theo trọng lượng) và được tính theo mg/l . Hàm lượng chất lơ lửng còn có thể được tính theo ml/l (theo thể tích).

Hàm lượng chất lơ lửng phụ thuộc chủ yếu vào tiêu chuẩn thải nước tính cho một người trong ngày đêm và loại hệ thống thoát nước. Tiêu chuẩn thải nước càng lớn thì hàm lượng các chất bẩn nói chung và các chất lơ lửng nói riêng càng nhỏ và ngược lại.

1.1.1.2. Các chất keo và các chất hòa tan

a) Các chất keo

Hệ keo trong nước thải có thể chia làm hai loại: keo ưa nước và keo kỵ nước.

- Keo ưa nước: Được đặc trưng bằng khả năng liên kết của các hạt phân tán với phân tử nước (môi trường phân tán) chúng thường là liên kết hữu cơ có trọng lượng phân tử lớn; hydrát cacbon (Xenlulô, tinh bột), các prôtít (Anbumin, Hemôglôbin, Cazein của sữa, keo động vật và keo cá), xà phòng, phần lớn các chất nhuộm hữu cơ, các vi sinh vật,...

- Keo kỵ nước: không có khả năng liên kết giữa các hạt phân tán với phân tử nước. Ví dụ, các keo kỵ nước thường gặp là: đất sét, hydrôxit sắt, nhôm, silic,...

Lượng keo chứa trong nước thải sinh hoạt chiếm khoảng 30 – 40% lượng các chất lơ lửng.

b) Các chất tan trong nước thải

Các chất tan trong nước thải chịu ảnh hưởng rất lớn từ các chất protit, chất béo và hydrát cacbon của thực phẩm. Ngoài ra, chúng chịu ảnh hưởng của các hiđrôcacbonat, sunphat, clorua chứa trong nước cấp.

1.1.2. Thành phần hoá học nước thải

1.1.2.1. Tổng quan về thành phần hóa học của nước thải

Thành phần hoá học của các chất rắn dạng tan và lơ lửng trong nước thải biến động đáng kể.

Theo bản chất hoá học, các chất bản trong nước thải bao gồm: các chất bản hữu cơ, vô cơ, vi sinh vật và sinh vật. Tuy nhiên trung bình có thể đánh giá rằng khoảng gần hai phần ba lượng chất rắn (hình 1.1) là các hợp chất hữu cơ phân tử lượng lớn, trong đó 40 – 60% là đạm – Protein, 25 – 50% là hydrát cacbon. Các chất hữu cơ phân tử lượng lớn lại bao gồm các phân tử đơn giản và gồm các nguyên tố cacbon (C), hydro (H), oxy (O), nitơ (N), đôi khi cả sunphur (S).

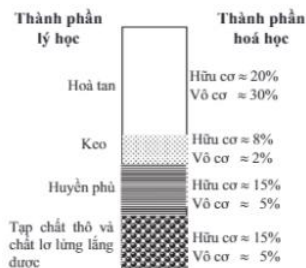
Protein và hydrát cacbon là những thức ăn cho nhiều loài vi khuẩn. Tác động của nước thải đối với nguồn nước mặt, nơi tiếp nhận nước thải và đối với các quá trình xử lý chủ yếu là vấn đề hoạt động của vi khuẩn.

Ngoài những chất đặc trưng trên, trong nước thải còn chứa các chất hữu cơ khác như chất béo, dầu, mỡ, chất hoạt động bề mặt...

Các hợp chất vô cơ bao gồm các chất nitơ, photpho như amôn, ortho – photphat là những hợp chất luôn có mặt trong nước thải sinh hoạt và nước thải của một số ngành công nghiệp. Ngoài những nguyên tố C, H, O, nitơ và photpho là những nguyên tố đóng vai trò quan trọng trong đời sống của thực vật, động vật và vi sinh vật. Trong nước thải, nitơ và photpho không những ở dạng hợp chất vô cơ, mà còn có xuất xứ từ những hợp chất hữu cơ.

Các hợp chất vô cơ khác bao gồm các anion Cl^- và SO_4^{2-} có nguồn gốc từ nước cấp hoặc nước dưới đất thấm vào mạng lưới thoát nước.

Hình 1.1 biểu thị thành phần vật lý và hóa học của nước thải sinh hoạt theo giá trị trung bình.



Hình 1.1: Sơ đồ minh họa về thành phần vật lý và hóa học nước thải sinh hoạt

Các chất hữu cơ thực vật có trong nước thải sinh hoạt gồm: các chất cặn bã thực vật, rau quả, giấy,... Nguyên tố hoá học chính của dạng chất rắn này là cacbon.

Các chất rắn vô cơ trong sinh hoạt chiếm khoảng 42%: gồm cát, các hạt đất sét, xỉ quặng, các muối khoáng, các axit vô cơ, kiềm, các dầu khoáng...

Các chất rắn hữu cơ trong nước thải sinh hoạt chiếm khoảng 58%: gồm các chất hữu cơ nguồn gốc thực vật và chất hữu cơ nguồn gốc động vật.

Các chất hữu cơ nguồn gốc động vật có trong nước thải sinh hoạt gồm: các chất bài tiết của con người và động vật, cặn bã xác động vật,... Đặc điểm của chúng là chứa một hàm lượng lớn nitơ.

Theo Brian L. Goodman, thành phần hoá học của nước thải sinh hoạt thường gồm:

- Các axit bay hơi (volatile acids) – khoảng một nửa độ axit trong nước thải sinh hoạt mới xả ra là do chứa axit bay hơi. Nồng độ trung bình của axit bay hơi trong nước thải sinh hoạt khoảng 8,5 – 20,1ppm. Các axit bay hơi điển hình là axit formic, axit acêtic, axit prôpionic, axit valeric;

- Các axit không bay hơi: ít nhất có 12 loại axit không bay hơi dạng hoà tan trong nước thải mới xả ra. Trong số này có axit glutaric, axit xitric, axit benzôic, axit phenil – lactic. Nồng độ lớn nhất của mỗi loại axit này khoảng 1ppm và đa phần thường khoảng 0,1ppm;

- Các axit béo bậc cao: Khoảng hai phần ba hàm lượng axit béo bậc cao tìm thấy trong nước thải sinh hoạt mới xả ra là axit palmitic, axit stearic, axit olêic. Nồng độ của chúng xấp xỉ như nhau;

- Các prôtêin và các axit amin. Người ta tìm thấy khoảng 20 loại axit amin trong nước thải và chúng chiếm khoảng 45 – 50% tổng nitơ trong nước thải sinh hoạt;

- Những hydrat cacbon: Có nhiều dạng đường tan trong nước thải mới xả ra. Đó là những Sucrôse, lactôse; với lượng ít hơn có galactôse, fructôse, pentôse, arabinôse, xylôse.

Nước thải công nghiệp ảnh hưởng rất lớn đến thành phần nước thải chung của thành phố, thị trấn. Bởi vậy cần đánh giá đúng mức từng loại nước thải công nghiệp để trong nhiều trường hợp cần thiết phải xử lý cục bộ loại nước thải này trước khi xử lý chung với nước thải sinh hoạt. Khi xét về thành phần của nước thải cần phải biết được nồng độ chất rắn của nó.

Nồng độ rắn của nước thải là lượng chất rắn chứa trong một đơn vị thể tích được tính bằng mg/l hoặc g/m³.

Nước thải dẫn vào trạm xử lý thường có nồng độ rắn lớn nhất vào những giờ buổi sáng và buổi chiều và nhỏ nhất về đêm.

Ngoài ra người ta còn dùng khái niệm tải lượng chất rắn hay tải lượng ô nhiễm. Đó là lượng chất rắn tính theo đơn vị khối lượng trên một đơn vị thời gian (g/s, kg/h, kg/ngày, tấn/năm). Tải lượng ô nhiễm bằng lưu lượng nước thải nhân với nồng độ chất ô nhiễm.

1.1.2.2. Các chất hữu cơ

Trong nước thải với nồng độ trung bình, khoảng 75% chất rắn lơ lửng, 40% chất rắn tan chui qua giấy lọc là chất hữu cơ như đã giới thiệu ở hình 1.1. Những chất rắn này có xuất xứ từ động, thực vật. Ngoài ra do hoạt động của con người nên còn có cả các hợp chất hữu cơ tổng hợp.

Thông thường trong nhiều trường hợp các hợp chất hữu cơ bao gồm tổ hợp các nguyên tố cacbon, hydro, oxy và nitơ. Những nguyên tố quan trọng khác là sunphua, photpho, và có cả sắt. Những nhóm hữu cơ chủ yếu tìm thấy trong nước thải là prôtein (40 – 60%), hydrat cacbon (25 – 50%), mỡ và dầu (10%). Urê là phần chính của nước tiểu, là hợp chất hữu cơ quan trọng nữa có mặt trong nước thải. Vì phân hủy rất nhanh nên urê thường chỉ tồn tại ở nước thải mới xả ra.

Trong quá trình trao đổi chất, các chất prôtein trong cơ thể sống sẽ tạo thành urê $\text{CO}(\text{NH}_2)_2$.

Dưới ảnh hưởng của các vi khuẩn gây thối rữa trong nước thải, urê bị thủy phân tạo thành cacbonat amôn theo phương trình:



Và cacbonat amôn có thể bị thủy phân tạo thành amoniacc:



Hàm lượng các chất tan được xác định bằng cách làm bốc hơi phần nước đã lọc qua giấy lọc. Phần thu được sau khi làm bốc hơi được sấy khô ở 105°C và đem cân.

Trong thành phần các chất rắn hữu cơ trong nước thải ngoài cacbon ra còn có nitơ, photpho, kali, lưu huỳnh, natri, clo ở dạng muối.

Những năm gần đây, do công nghiệp nguyên tử phát triển nên xuất hiện một loại chất rắn mới, đó là các chất phóng xạ. Các chất này có trong nước thải do được sử dụng rộng rãi các đồng vị phóng xạ vào mục đích hoà bình. Dạng chất rắn này có thể có những tác hại đến con người và sinh vật. Mức độ độc hại phụ thuộc vào bản chất các chất phóng xạ và nồng độ của chúng trong nước thải. Mức độ độc hại biểu thị bằng đơn vị phóng xạ. Đơn vị phóng xạ được tính bằng Curi – là số lượng của một đơn vị phóng xạ bất kỳ có khả năng phân hủy $3,7 \times 10^{10}$ hạt alpha trong một giây.

Cùng với protein, hydrat cacbon, mỡ - dầu và urê, nước thải còn chứa một lượng nhỏ nhiều chất hữu cơ tổ hợp khác nhau có cấu trúc từ đơn giản đến phức hợp.

Những chất hoạt động bề mặt là những chất bản gây ô nhiễm điển hình, các hợp chất hữu cơ bay hơi (volatile), các loại thuốc trừ sâu trong nông nghiệp, v.v...

Ngày nay nhiều hợp chất hữu cơ cao phân tử được tổng hợp và sử dụng với số lượng và chủng loại hàng năm càng tăng lên.

Sự có mặt của các hợp chất này trong nước thải ngày càng gây phức tạp hơn cho việc xử lý nước thải vì nhiều trong số những chất này hoặc bền vững không phân hủy sinh học được hoặc phân hủy rất chậm.

a) Các chất đạm (Prôtein)

Các chất đạm là thành phần cấu tạo chính của cơ thể động vật. Ở thực vật thì các chất này ít hơn. Tất cả thức ăn tươi từ động vật, thực vật đều chứa các chất đạm. Lượng các chất đó biến đổi rất nhiều từ rất thấp đến cao. Tỷ lệ ít ở các loại hoa quả nhiều nước như cà chua và các mô mỡ thịt. Tỷ lệ cao trong đỗ đậu hoặc thịt nạc. Các chất đạm về cấu trúc hoá học là những phức chất, không ổn định và là đối tượng cho axit amin.

Tất cả các chất đạm đều chứa cacbon là nguyên tố chung cho tất cả các chất hữu cơ cũng như hydro và oxy. Ngoài ra chúng còn chứa một tỷ lệ cao hoặc không đổi hàm lượng nitơ khoảng 16%, là nguyên tố rất đặc trưng. Nhiều trường hợp còn chứa cả sunphua, photpho, và cả sắt. Urê và đạm là những nguồn chủ yếu của nitơ trong nước thải. Khi đạm có mặt với lượng lớn thì sẽ tạo mùi nồng nặc do chúng bị phân hủy.

b) Hydrát cacbon

Hydrát cacbon là những chất khá phổ biến trong thiên nhiên và bao gồm đường, tinh bột, xenlulô, sợi gỗ. Tất cả các chất này đều có trong nước thải. Hydrát cacbon chứa các nguyên tố hydro và oxy. Những hydrát cacbon có chứa một hoặc nhiều nhóm chứa 6 nguyên tử cacbon trong phân tử với tỷ lệ hydro và oxy tương ứng, mà những nguyên tố này đều tìm thấy trong nước. Một số hydrát cacbon, nhất là đường thì tan trong nước, nhưng những loại khác như tinh bột lại không tan trong nước. Đường dễ có xu hướng phân hủy, những enzym của một số vi khuẩn, nấm sẽ gây lên men, tạo thành rượu và CO_2 – dioxít cacbon. Mặt khác tinh bột lại ổn định hơn nhưng lại chuyển hóa thành đường nhờ hoạt động của vi sinh vật hoặc nhờ pha loãng bằng axit vô cơ. Từ quan điểm về sự bền vững đối với sự phân hủy, xenlulô là loại hydrát cacbon quan trọng có mặt trong nước thải, sự phân hủy xenlulô trong đất diễn ra ổn định và rộng khắp do kết quả hoạt động của các loại nấm, đặc biệt khi điều kiện môi trường axit chiếm ưu thế.

c) Chất béo, dầu, mỡ

Chất béo và dầu là hợp phần thứ ba của thực phẩm. Thuật ngữ “mỡ” thường dùng bao gồm các chất béo, dầu nhờn, sáp và các chất khác đều thấy có trong nước thải.

Hàm lượng mỡ được xác định bằng cách chiết các mẫu chất thải bằng dung môi trichloro trifluoro-êtan (mỡ tan trong trichloro trifluoro-êtan). Những dung môi khác bao gồm dầu khoáng (vô cơ) như: kerôsin, dầu nhờn bôi trơn, dầu rải đường – hắc ín.

Chất béo và dầu mỡ là những hợp chất ête (Esters) của rượu hoặc glyxêrol (glycerin) cùng với axit béo ở dạng lỏng ở nhiệt độ bình thường được gọi là dầu (oils), ở dạng rắn thì được gọi là chất béo. Chúng hoàn toàn giống nhau về thành phần hóa học và bao gồm cacbon, hydro, oxy với các tỷ lệ khác nhau.

Chất béo và dầu mỡ có mặt trong nước thải sinh hoạt là bơ, mỡ lợn, dầu thực vật (Margarine) và dầu mỡ thực vật (Vegetable fat and oils). Chất béo thường chứa trong thịt, trong các hạt có dầu, ngô, đậu phộng, trong một số loại hoa quả.

Chất béo nói chung là các hợp chất hữu cơ ổn định – bền vững và không dễ bị phân hủy bởi vi sinh vật. Tuy nhiên các axit vô cơ có thể dễ dàng bị phân hủy và hình thành glyxêrin và axit béo. Khi gặp kiềm như xút, glyxêrin được giải phóng và hình thành muối kiềm của axit béo. Những loại muối kiềm này như đã được biết đến là xà phòng – giống như chất béo, chúng cũng bền vững. Xà phòng nói chung được xà phòng hóa từ chất béo bằng xút (hydrôxit natri). Chúng tan trong nước, nhưng nếu có mặt các thành phần canxi, manhê (nước cứng) thì muối kiềm sẽ trở thành muối canxi và manhê của axit béo và được gọi là xà phòng khoáng - xà phòng vô cơ. Những loại này là chất không tan và kết tủa.

Kêrosin, dầu mỡ bôi trơn và dầu làm đường là các sản phẩm từ dầu khí, than đá và tất yếu là chứa cacbon và hydro. Đôi khi những loại dầu này lẫn trong nước thải chảy vào mạng lưới thoát nước với dung tích lớn từ các phân xưởng, nhà để xe hoặc trên đường phố. Đa phần chúng nổi trên mặt nước, mặc dù có một phần sẽ lẫn trong bùn cặn và lắng xuống. Thường các chất béo, dầu mỡ, xà phòng các dầu khoáng có xu hướng phủ trên mặt nước các nguồn nước, ngăn cản sự xâm nhập oxy từ không khí bên ngoài, cản trở các quá trình tự làm sạch của nguồn nước. Trong các công trình xử lý nước thải, sự có mặt của chúng gây nhiều khó khăn trong vận hành đạt hiệu quả thiết kế mong muốn.

Như trên đã nói, hàm lượng mỡ trong nước thải còn có thể gây nhiều trở ngại cả đối với các mạng lưới thoát nước và các nhà máy xử lý nước thải.

d) Các chất hoạt động bề mặt

Các chất hoạt động bề mặt là các chất hữu cơ cao phân tử, hòa tan yếu trong nước và tạo bọt trong các trạm xử lý nước thải hoặc trên bề mặt nước khi xả nước thải vào nguồn. Các chất hoạt động bề mặt có xu hướng tập trung ở ranh giới phân chia khí – nước. Trong quá trình làm thoáng – sục khí nước thải, các chất này có xu hướng tập trung trên bề mặt các bọt khí và tạo lớp bọt bền vững, ổn định.

Trước năm 1965, các chất hoạt động bề mặt có trong chất tẩy rửa tổng hợp gọi là alkyl - benzene - sulfonát (ABS) là chất đặc biệt lo ngại vì nó bền vững không bị phân hủy sinh học. Vì vậy theo luật của nhiều nước, qui định ABS được thay thế trong chất tẩy rửa tổng hợp bằng alkyl - sulfonát mạch thẳng (linear - alkyl sulfonát - LAS) là chất dễ bị phân hủy sinh học.

e) Các chất ô nhiễm đặc biệt cần lưu tâm

Cục Bảo vệ Môi trường của Mỹ đã nhận dạng khoảng 129 chất ô nhiễm đặc biệt trong 65 loại cần được qui định tiêu chuẩn xả nghiêm ngặt. Những chất ô nhiễm đặc biệt (cả vô cơ và hữu cơ) được lựa chọn trên cơ sở đã biết về nó hoặc có khả năng gây ung thư, biến dị, hoặc có độc tố. Rất nhiều chất hữu cơ đặc biệt cũng được phân loại như các hợp chất hữu cơ bay hơi (VOCs).

Cùng với hệ thống thu gom - xử lý nước thải, các chất ô nhiễm hữu cơ đặc biệt có thể loại bỏ, chuyển hóa qua 5 quá trình cơ bản: (1) Bay hơi hóa - Volatile hóa (kể cả sục khí); (2) Phân hủy; (3) Hấp thụ vào các hạt và bùn cặn; (4) Xử lý hoàn chỉnh; (5) Clorua hóa.

Lưu ý rằng, các quá trình cơ bản này không loại trừ được đồng thời các chất, vì có thể xảy ra sự cạnh tranh và tác động tức thời giữa các chất với nhau.

1.1.2.3. Các chất hữu cơ bay hơi (VOCs)

Các hợp chất hữu cơ có điểm sôi dưới 100°C và áp suất bay hơi vượt hơn 1mmHg ở 25°C nói chung được coi là các hợp chất hữu cơ bay hơi (VOCs). Chẳng hạn vinyl clorua có điểm sôi - $13,9^{\circ}\text{C}$ và áp suất hơi 2548 mmHg ở 20°C , là một điển hình về hợp chất hữu cơ dễ bay hơi.

Các chất hữu cơ dễ bay hơi rất đáng được quan tâm, bởi vì:

- Khi các hợp chất đó ở trạng thái hơi thì chúng rất cơ động và do đó rất dễ giải phóng, lan tỏa vào môi trường;
- Sự có mặt của các hợp chất đó trong khí quyển rất dễ gây ảnh hưởng xấu đối với sức khỏe cộng đồng;
- Chúng góp phần làm tăng độ phản ứng của hydro cacbon trong khí quyển và dẫn tới sự hình thành các chất ôxy hoá quang hoá. Sự giải phóng các chất đó trong mạng lưới thoát nước, trong nhà máy xử lý nước thải, đặc biệt lúc bắt đầu làm việc là điều đáng chú ý đối với sức khỏe của công nhân quản lý hệ thống thoát nước và nhà máy xử lý.

1.1.2.4. Các chất trừ sâu diệt cỏ và hoá chất dùng trong nông nghiệp

Các hợp chất hữu cơ như thuốc trừ sâu, diệt cỏ và các hoá chất khác dùng trong nông nghiệp là những chất độc đối với sinh vật và là những chất ô nhiễm nguồn

nước mặt. Những hoá chất này là thành phần chung của nước thải sinh hoạt, nhưng chủ yếu theo nước mưa từ các khu đất nông nghiệp, khu trang trại, công viên, sân golf. Nồng độ của các hoá chất này có thể gây chết cá, hoặc làm mất giá trị của cá - một nguồn thức ăn quý, hoặc làm chất lượng nước cấp giảm sút. Nhiều trong số các hoá chất này cũng được xếp là loại chất ô nhiễm đặc biệt cần được quan tâm.

1.1.2.5. Các chất vô cơ

Nhiều chất vô cơ trong nước thải và nước thiên nhiên là những chất rất quan trọng đối với chất lượng nước. Nồng độ các chất vô cơ trong nước thường tăng theo niên đại địa chất khi nước tiếp xúc với các địa tầng và theo xuất xứ của nước thải đã xử lý hoặc chưa xử lý xả vào các nguồn nước thiên nhiên. Nước thiên nhiên hòa tan một số loại đất, đá, khoáng vật khi chúng tiếp xúc với nhau. Nước thải (từ một số loại nước thải công nghiệp) trước khi xả ra nguồn tiếp nhận, đôi khi cần được xử lý để khử các chất vô cơ. Nồng độ các chất vô cơ còn tăng lên trong quá trình nước bay hơi tự nhiên. Các chất vô cơ khác nhau, với nồng độ khác nhau sẽ gây ảnh hưởng với mức độ khác nhau đối với việc sử dụng nguồn nước. Vì vậy phải xem xét đối với từng trường hợp cụ thể.

a) Các muối clorua

Một trong những tham số quan trọng về chất lượng nước là nồng độ muối clorua. Các muối clorua trong nước thiên nhiên có thể có nguồn gốc địa chất chứa đựng muối clorua, từ vùng ven biển do sự xâm nhập mặn hoặc từ nước thải chứa muối clorua.

Phân người có chứa muối clorua với lượng 6g/người.ngày. Ở những vùng nước có độ cứng cao, những thiết bị gia đình làm mềm nước cũng xả nước thải với hàm lượng muối clorua cao. Những phương pháp xử lý nước thải thông thường không khử được muối clorua hoặc khử được nhưng phải chi phí quá lớn. Ở những vùng bị ảnh hưởng chua phèn, mực nước ngầm cao, nước ngầm có thể xâm nhập vào ống thoát nước và có lẫn muối clorua hoặc muối sulphat.

b) Độ kiềm

Độ kiềm trong nước thải là do sự có mặt của hydrôxit, cacbonat và bicacbonat của các nguyên tố như Ca, Mg, Na, K hoặc muối amôn. Trong số đó, canxi và ma nhê bicacbonat [$\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ và $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$] là phổ biến nhất. Các muối borat, silicat, photphat và những hợp chất tương tự cũng góp phần ảnh hưởng tới độ kiềm. Độ kiềm trong nước thải có tác dụng trung hòa pH do axit gây ra. Độ kiềm của nước cấp, nước ngầm và các chất sử dụng trong sinh hoạt sẽ ảnh hưởng tới độ kiềm của nước thải. Độ kiềm được xác định bằng cách chuẩn độ với axit tiêu chuẩn. Nồng độ

kiểm trong nước thải rất quan trọng đối với việc xử lý nước thải bằng phương pháp hóa học, đối với việc khử chất dinh dưỡng bằng phương pháp sinh học, đối với khử amôniac bằng phương pháp sục khí.

c) Nitơ

Những chất chứa nitơ (và photpho) là những chất cần cho sinh trưởng của động vật và thực vật được coi là chất dinh dưỡng hoặc chất tăng trưởng. Số lượng của một số chất khác như sắt cũng cần thiết cho sự sinh trưởng, nhưng nitơ và photpho chiếm phần lớn, là chất dinh dưỡng chính. Vì nitơ là nguyên tố cần để tổng hợp prôtein, lượng nitơ là số liệu cần thiết để đánh giá xem có thể xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học được không? Khi không đủ lượng dinh dưỡng, phải bổ sung thêm để quá trình xử lý sinh học nước thải diễn ra bình thường. Phải xử lý nước thải trước khi xả ra nguồn tiếp nhận để kiểm soát sự tăng trưởng của tảo chống hiện tượng phú dưỡng, đảm bảo cho việc sử dụng nước có hiệu quả trước mắt và lâu dài.

Nitơ nitrit $N-NO_2$ được xác định bằng phương pháp so màu, là chất không ổn định và dễ dàng bị oxy hóa thành dạng nitrat. Nitrit là chất chỉ thị nước mới bị ô nhiễm trong quá trình ổn định và rất hiếm vượt quá 1mg/l trong nước thải và $0,1\text{mg/l}$ trong nước mặt hoặc nước ngầm. Mặc dù tồn tại với nồng độ thấp nhưng nitrit là chất rất quan trọng đối với việc nghiên cứu nước thải hoặc nước bị ô nhiễm vì nó rất độc hại cho cá và những loài thủy sinh khác.

Nitơ nitrat $N-NO_3$ là dạng oxy hóa cuối cùng của nitơ trong nước thải. Ở những nơi mà nước thải sau xử lý bậc II được sử dụng để bổ cập nước ngầm, nồng độ nitrat là chỉ thị rất quan trọng. Trong nước thải, nitrat có thể có nồng độ từ 0 đến 20mg/l hoặc cao hơn theo N. Nồng độ nitrat cũng được xác định bằng phương pháp so màu.

Đối với hóa học môi trường, hoá học nước và nước thải, việc xác định hàm lượng nitơ qua các giai đoạn có thể xem là một phương pháp chỉ danh ô nhiễm. Khi nguồn nước vừa nhiễm bản hữu cơ, N - hữu cơ và N - NH_3 thường được phát hiện ở nồng độ cao. Tiến trình tự làm sạch hóa làm giảm lượng N - hữu cơ, đồng thời với sự tăng hàm lượng N- NH_3 . Trên dòng chảy nếu không xảy ra một sự ô nhiễm nối tiếp nào sau đó, tiến trình hồi phục có khuynh hướng diễn biến theo chiều hiếu khí.

Nitrit chỉ hiện diện như một giai đoạn trung gian và sản phẩm sau cùng là nitrat, hàm lượng sẽ tăng dần ở hạ lưu.

d) Các chất chứa photpho

Photpho cũng là nguyên tố cần thiết cho sự sinh trưởng của tảo và các loài sinh vật khác. Vì các loài tảo *bloom noxious* thường xuất hiện ở mặt nước nên cần thiết

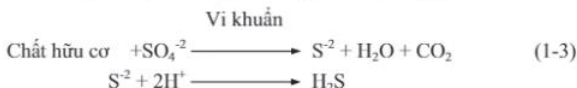
phải quan tâm kiểm soát hàm lượng các hợp chất photpho trong các dòng nước thải sinh hoạt, công nghiệp và nước mưa xả vào các nguồn nước mặt. Nước thải sinh hoạt ở đô thị thường chứa photpho với hàm lượng từ 4 đến 15mg/l.

Các dạng tồn tại phổ biến của photpho trong dung dịch nước thường là orthophosphat, photphat hữu cơ. Chẳng hạn orthophosphat PO_4^{3-} , HPO_4^{2-} , H_2PO_4^- , H_3PO_4 , có thể đồng hóa sinh học mà không cần phá vỡ tiếp theo. Những polyphosphat bao gồm cả những phân tử với hai, hay hơn nữa các nguyên tử photpho, các nguyên tử oxy, đôi khi cả các nguyên tử hydro trong phân tử phức hợp. Những polyphosphat sẽ bị thủy phân trong dung dịch nước và chuyển thành dạng photpho hữu cơ thường ít quan trọng đối với nước thải sinh hoạt, nhưng nó lại là hợp phần quan trọng đối với nước thải công nghiệp và bùn của nước thải.

Orthophosphat thường được xác định trực tiếp bằng cách cho thêm các chất như Molibdat amôn và hình thành phức với photphat có màu. Những polyphosphat và photphat hữu cơ có thể chuyển thành orthophosphat bằng cách dùng phân hủy axit theo bậc trước khi phân tích theo quy trình thông thường.

e) Sulphua

Ion sulphat (SO_4^{2-}) thường có trong nước thiên nhiên, nước cấp và nước thải. Thông thường yêu cầu cần sulphua để tổng hợp protein và giải phóng ra khi phân hủy. Sulphua bị khử bằng sinh học trong điều kiện kỵ khí để thành Sulphic, chất này lại cùng với hydro tạo thành hydrosulphua (H_2S). Những phản ứng tổng quát như sau:



Hydro sulphua giải phóng vào không khí trên mặt trong cống thoát nước và tích lũy trên thành cống. Tiếp theo, sẽ bị oxy hóa sinh học thành axit sulphuric và gây ăn mòn cống thoát nước.

Những sulphat sẽ bị khử để thành sulphit khi lên men bùn cặn và có thể ngăn cản quá trình sinh học khi nồng độ của chất này vượt quá 200 mg/l. Khí H_2S khi hòa trộn với nước thải cũng có tính xâm thực trong các loại ống dẫn nước cũng như ở các thiết bị xử lý bằng kim loại.

f) Các hợp chất vô cơ độc hại

Một số kim loại nặng trong nước thải: đồng, chì, bạc, crôm, asen, bo và một số hợp chất như những chất độc với mức độ khác nhau đối với vi sinh vật và cần phải xem xét khi thiết kế các nhà máy xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học. Nhiều nhà máy xử lý nước thải phải ngừng khi có mặt những kim loại này với nồng độ vượt quá ngưỡng chịu đựng của vi sinh vật, làm chúng bị tiêu diệt. Chẳng hạn, trong

bể phân hủy bùn cặn, Cu sẽ gây độc ở nồng độ 100 mg/l, crôm và niken ở nồng độ 500 mg/l. Xút cũng độc ở nồng độ cao. Những cation độc hại khác như kali, amôn ở nồng độ 400 mg/l.

Một số anion độc hại như xianua, có trong nước thải của một số ngành công nghiệp như chế biến khoai mì (sắn), xi mạ,... Anion độc hại khác như Flo cũng chứa trong nước thải công nghiệp điện tử. Ảnh hưởng của các anion này đối với sức khỏe con người cũng như ảnh hưởng đến các quá trình sinh học trong công nghệ xử lý nước thải công nghiệp.

** Kim loại nặng:*

Nhiều kim loại nặng có vết như nicken (Ni), mangan (Mn), chì (Pb), crôm (Cr), cadmi (Cd), kẽm (Zn), đồng (Cu), sắt (Fe) và thủy ngân (Hg) là những hợp phần quan trọng trong nước. Nhiều trong số những kim loại này cũng xếp vào loại đặc biệt cần quan tâm. Một số trong những kim loại này cần cho sự sinh trưởng của sinh vật, vi sinh vật, thí dụ: nếu thiếu các chất này thì sự sinh trưởng của tảo bị hạn chế. Sự có mặt của một trong những chất này với nồng độ vượt quá ngưỡng thì sẽ ảnh hưởng đáng kể đến hoạt động của các công trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học do gây độc đối với các vi sinh vật trong công trình xử lý. Do vậy cần có biện pháp tiền xử lý để giảm thiểu nồng độ kim loại nặng đến ngưỡng cho phép trước khi xử lý sinh học.

** Các loại khí:*

Các loại khí thường phát hiện thấy trong nước thải chưa xử lý bao gồm: nitơ (N_2), cacbon đioxit (CO_2), hydrô sulphua (H_2S), amôniac (NH_3) và metan (CH_4). Ba loại khí đầu tiên thường là chung đối với khí quyển và có thể tìm thấy trong mọi loại nước và bay vào không khí. Những loại sau là do sự phân hủy các chất hữu cơ trong nước thải. Những loại khí khác có thể không có trong nước thải chưa xử lý, nhưng những người kỹ sư môi trường, kỹ sư cấp thoát nước cũng cần làm quen với chúng. Đó là khí clo (Cl_2), ôzôn (O_3) (khí khử trùng và khử mùi), ôxít lưu huỳnh, nitơ (trong quá trình đốt cháy).

g) Ôxy hòa tan (DO)

Ôxy hòa tan cần cho các loại vi sinh vật và sinh vật hiếu khí hô hấp. Tuy nhiên, độ hòa tan ôxy trong nước phụ thuộc vào nhiều yếu tố: độ hòa tan của khí; áp suất riêng phần của khí trong khí quyển; nhiệt độ và độ trong sạch của nguồn nước (độ kiềm, chất lơ lửng,...).

h) Khí Hydrô sulphua

Như trên đã nói, hydrô sulphua tạo ra do phân hủy các chất hữu cơ chứa sulphua hoặc do khử sulphua và sulphat. Quá trình sẽ bị ngăn cản khi có nhiều ôxy. Khí này

không màu, không cháy và có mùi trứng thối. Khi nước thải và bùn có màu đen chứng tỏ rằng đã hình thành loại chất này và nó đã phản ứng với sắt có trong nước hay bùn để thành sulphit sắt (FeS). Các loại sulphit kim loại khác cũng hình thành kiểu này. Hydro sulphua là khí rất đáng quan tâm theo cách đánh giá về mùi. Tuy nhiên, những hợp chất bay hơi khác như indol, scatol, mécaptan,... cũng có thể hình thành trong quá trình phân hủy kỵ khí và cũng có thể tạo mùi nặng hơn là hydro sulphua.

i) Khí mêtan

Sản phẩm chủ yếu của quá trình phân hủy kỵ khí các hợp chất hữu cơ trong nước thải là khí sinh học trong đó mêtan chiếm 70% và CO_2 chiếm độ 30%. Mêtan là loại khí không màu, không mùi, là khí hydro cacbon, có giá trị nhiệt liệu cao và dễ cháy. Thông thường người ta không chú ý tới nước thải chưa xử lý chảy trong cống. Thậm chí một lượng nhỏ oxy cũng gây độc hại đối với vi khuẩn tạo mêtan. Nhưng trong cống thoát nước vẫn tạo thành mêtan do kết quả của quá trình phân hủy kỵ khí cặn lắng ở đáy cống. Mêtan rất dễ cháy và dễ gây độc nên những giếng thăm và chỉ tiết nổi ống thoát nước - những nơi có điều kiện tích lũy mêtan, cần được thông hơi tốt bằng các máy quạt di động trước và trong khi công nhân làm việc, nạo vét ống cống.

Trong các nhà máy xử lý nước thải, mêtan được tạo ra trong quá trình xử lý kỵ khí, ổn định bùn cặn. Ở những nơi đó phải có biển báo nguy hiểm và phải có chỉ dẫn về an toàn cũng như các biện pháp đảm bảo an toàn đối với công nhân vận hành.

1.1.3. Thành phần sinh học của nước thải

1.1.3.1. Các loại vi khuẩn và thủy sinh trong nước thải

Nhóm sinh vật quan trọng nhất trong nước thải mới xả ra là những vi khuẩn đi theo phân người. Đa số trong chúng là những loài không có hại mà có lợi, chúng là những loài phân hủy thức ăn trong ruột già.

Nước thải có chứa một lượng khá lớn các loại vi khuẩn, trong đó có cả các vi khuẩn gây bệnh. Các loại vi khuẩn gây bệnh thường gặp trong nước thải sinh hoạt là: Vi khuẩn thương hàn, lỵ, các vi khuẩn gây bệnh đường ruột và cả trứng giun sán do quá trình bài tiết của người và động vật.

Những người kỹ sư vệ sinh rất quan tâm tới các loài vi khuẩn gây bệnh - Pathogen như *Samonella paratyphy*, *Samonella typhy* là những vi khuẩn bệnh thương hàn *Paratyphoid*. *Vidrio Cholera* là vi khuẩn tả. Những loài vi khuẩn khác là những loài gây thối rữa thức ăn và là những loài nguyên sinh động vật ký sinh (Parasitic protozoa) cũng thường có mặt trong nước thải ở các nước nhiệt đới.

Dạng nhiễm bẩn sinh vật và vi sinh vật này đặc trưng nhất cho nước thải sinh hoạt và một số loại nước thải công nghiệp khác (ví dụ, nước thải của xí nghiệp giết mổ gia súc, nhà máy da, xí nghiệp bào chế thuốc theo phương pháp sinh học, vi sinh học). Về thành phần hóa học thì chúng thuộc nhóm các chất bẩn hữu cơ.

Để đánh giá mức độ nhiễm bẩn của nước thải do các vi khuẩn gây bệnh, người ta đánh giá qua một loại nhóm trực khuẩn đường ruột điển hình là vi khuẩn coliform trong một đơn vị thể tích nước (chỉ số coliform). Chỉ số coliform là số lượng trực khuẩn đường ruột (coliform) trong một lít chất lỏng.

Mức độ nhiễm bẩn về vi khuẩn phụ thuộc nhiều vào tình trạng vệ sinh trong khu dân cư và nhất là ở các bệnh viện. Đối với nước thải bệnh viện, trong nhiều trường hợp phải xử lý cục bộ trước khi xả vào sông hồ hoặc xả vào mạng lưới thoát nước đô thị.

Ngoài vi khuẩn ra, trong nước thải còn có các loại nấm men, nấm mốc, rong tảo và một số loại thủy sinh khác,... Chúng làm cho nước thải bị nhiễm bẩn sinh học.

1.1.3.2. Đặc tính vật lý, hoá học, sinh học của nước thải

Ở bảng 1.1 giới thiệu tổng quát về các đặc tính vật lý, hóa học và sinh học của nước thải và nguồn gốc hình thành.

Bảng 1.1. Đặc tính lý học, hóa học và sinh học và nguồn gốc hình thành

ĐẶC TÍNH	NGUỒN GỐC HÌNH THÀNH
Thành phần vật lý:	
- Các chất không tan, các chất lơ lửng; - Các chất dạng keo; - Các chất hòa tan; - Nhiệt độ.	- Nước thải sinh hoạt và công nghiệp; - Nước thải bị phân hủy, nước thải công nghiệp, nước thải sinh hoạt; - Nước thải sinh hoạt và công nghiệp.
Thành phần hóa học:	
Chất hữu cơ	
Hydrat cacbon	Nước thải sinh hoạt, thương mại và công nghiệp
Prôtêin	Chất thải sinh hoạt, thương mại và công nghiệp
Dầu, mỡ	Nước thải sinh hoạt, dịch vụ và công nghiệp
Thuốc trừ sâu	Chất thải nông nghiệp
Phenol	Chất thải công nghiệp
Chất hoạt động bề mặt	Chất thải sinh hoạt, thương mại và công nghiệp
Những chất hữu cơ bay hơi	Chất hữu cơ thối rửa tự nhiên

ĐẶC TÍNH	NGUỒN GỐC HÌNH THÀNH
<i>Chất vô cơ</i>	
Kiểm	Chất thải sinh hoạt, nước cấp sinh hoạt, nước ngầm thấm vào
Clorua	Nước cấp sinh hoạt, chất thải sinh hoạt, nước ngầm thấm vào, chất làm mềm nước
Nitơ	Nước thải nông nghiệp và sinh hoạt
pH	Nước thải sinh hoạt và của một số ngành công nghiệp
Phốtpho	Nước thải sinh hoạt, thương mại và công nghiệp
Sunphua	Nước cấp sinh hoạt, nước thải sinh hoạt, thương mại và công nghiệp
Kim loại nặng	Nước thải công nghiệp
<i>Các chất khí:</i>	
H ₂ S	Sự phân hủy của nước thải sinh hoạt
CH ₄	Sự phân hủy của nước thải sinh hoạt
O ₂	Nước cấp sinh hoạt, chất thải sinh hoạt, nước mặt.
<i>Thành phần sinh học:</i>	
Động vật	Kênh, sông hồ và nhà máy xử lý nước thải
Thực vật	Kênh hồ và nhà máy xử lý nước thải
Sinh vật nguyên sinh	Nước thải sinh hoạt, nhà máy xử lý nước thải
Virus, vi sinh vật, vi trùng	Nước sinh hoạt, nước mặt, trạm xử lý nước thải.

Nguồn: Metcalf and Eddy – Wastewater Engineering.

Một số các chất bẩn trong nước thải có những ảnh hưởng xấu đến môi trường và sức khỏe cộng đồng cần được quan tâm khi tiến hành các biện pháp xử lý thích hợp được giới thiệu tóm tắt ở bảng 1.2.

Bảng 1.2. Các chất bẩn cần được quan tâm khi xử lý nước thải

<i>Loại chất bẩn</i>	<i>Tác động với môi trường – lý do cần quan tâm</i>
Chất rắn lơ lửng	Chất rắn lơ lửng sẽ tạo bùn lắng, khi nước thải chưa được xử lý xả ra môi trường nước, bùn lắng hữu cơ sẽ thối rữa, phân hủy kỵ khí.
Chất hữu cơ dễ bị phân hủy sinh học	Các chất quan trọng là prôtêin, hydratá, mỡ – là các chất hữu cơ dễ bị phân hủy sinh học và được đo bằng trị số BOD và COD. Nếu nước thải chưa được xử lý và xả ra môi trường sẽ diễn ra quá trình ổn định, phân hủy sinh học các chất đó, tiêu thụ và làm thiếu hụt nguồn oxy tự nhiên, tạo điều kiện thối rữa, phân hủy kỵ khí.

<i>Loại chất bẩn</i>	<i>Tác động với môi trường – lý do cần quan tâm</i>
Các vi sinh vật gây bệnh	Các bệnh truyền nhiễm liên quan đến đường truyền bệnh là nước đều do những vi sinh vật gây bệnh trong nước thải.
Các chất dinh dưỡng	Cả hai chất nitơ và photpho cùng với cacbon là những chất dinh dưỡng cần thiết cho sự sinh trưởng của sinh vật. Khi xả các chất này vào môi trường nước, những chất dinh dưỡng này sẽ có thể tạo điều kiện phát triển các loài sinh vật nước không mong muốn. Khi xả quá nhiều các chất này vào đất, chúng có thể gây ô nhiễm nước dưới đất.
Các chất ô nhiễm đặc biệt	Các hợp chất hữu cơ, vô cơ, lựa chọn trên cơ sở đặc tính đã biết của chúng như gây ung thư, biến dị, hoặc có độ độc cao. Nhiều trong số những hợp chất này có thể có mặt trong nước thải.
Các chất hữu cơ khó xử lý	Các chất này có tính bền vững mà phương pháp xử lý thông thường không thể khử được. Thí dụ điển hình là các chất hoạt động bề mặt, các chất phenol, các chất trừ sâu diệt cỏ trong nông nghiệp.
Các kim loại nặng	Các kim loại nặng thường chứa trong nước thải từ các hoạt động công nghiệp, thương mại và có thể loại bỏ khi dùng lại nước thải.
Các chất vô cơ hoà tan	Các chất vô cơ như canxi, natri, sulphat khi lẫn trong nước cấp sinh hoạt ngay từ đầu và sau khi sử dụng, chúng vẫn còn tồn tại. Cần thiết phải loại bỏ chúng nếu dùng lại nước thải.

1.2. TÍNH CHẤT CỦA NƯỚC THẢI

1.2.1. Tính chất lý học của nước thải

Tính chất lý học của nước thải thể hiện qua các khả năng sau đây:

- Khả năng lắng hoặc nổi của các chất trong nước thải;
- Khả năng tạo mùi của nước thải;
- Khả năng tạo màu của nước thải.

1.2.1.1. Khả năng lắng, khả năng nổi của các chất trong nước thải

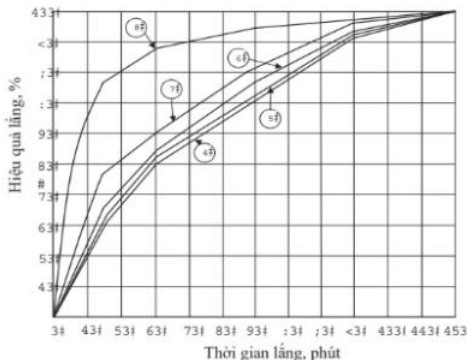
Trong thành phần của nước thải có chứa các chất có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng của nước thì có khả năng lắng xuống: cát, các hạt đất, xi,... còn các chất có trọng lượng riêng nhỏ hơn trọng lượng riêng của nước thì có khả năng nổi lên mặt nước: rác nhẹ, dầu mỡ, và một số các chất nhẹ khác.

Ngay đối với các chất lơ lửng trong nước thải tùy theo kích thước hạt, trọng lượng riêng của chúng và tốc độ của dòng chảy mà các chất lơ lửng có thể lắng xuống đáy, nổi lên mặt nước hoặc ở trạng thái lơ lửng.

Các chất lơ lửng được chia làm 2 loại: chất lơ lửng không lắng được và chất lơ lửng lắng được. Đối với phần lớn các hạt có kích thước nhỏ do lực cản của môi

trường rất lớn so với trọng lượng của hạt, cho nên chúng không lắng được mà ở trạng thái lơ lửng với nghĩa thực của nó.

Các chất lơ lửng lắng được là những chất không hòa tan lắng xuống đáy bình sau khi để lắng yên hai giờ trong điều kiện phòng thí nghiệm. Nếu qui ước rằng: lượng cặn lắng sau 2 giờ là 100% thì lượng cặn lắng qua một khoảng thời gian xác định thường được tính bằng phần trăm thể tích toàn bộ lượng cặn đó. Số phần trăm này biểu diễn hiệu suất lắng của các chất lơ lửng trong nước thải. Trên hình 1.2 thể hiện các đường cong lắng điển hình của các chất lơ lửng.



Hình 1.2. Đường cong lắng của chất lơ lửng trong nước thải sinh hoạt

1. Nồng độ ban đầu của chất lơ lửng = 0,5 – 1,50 ml/l.
2. Nồng độ ban đầu của chất lơ lửng = 1,6 – 2,50 ml/l.
3. Nồng độ ban đầu của chất lơ lửng = 2,6 – 3,40 ml/l.
4. Nồng độ ban đầu của chất lơ lửng = 3,5 – 4,70 ml/l.
5. Nồng độ ban đầu của chất lơ lửng = 5,5 – 16,3 ml/l.

Ngoài các chất lắng được, trong nước thải còn chứa các tạp chất nổi có trọng lượng riêng nhỏ hơn trọng lượng riêng của nước (mỡ, dầu, dầu mỡ,...) khi lắng, các chất này nổi lên bề mặt công trình.

Khi tính toán, thiết kế các công trình xử lý nếu không có các số liệu phân tích hoá học mẫu nước thải của đối tượng thiết kế thì có thể tính theo lượng chất bẩn tiêu chuẩn. Lượng chất bẩn này tính theo một người có sử dụng hệ thống thoát nước trong một ngày đêm. Theo tiêu chuẩn thiết kế thoát nước đô thị TCXD VN 7957: 2008 - lượng chất lơ lửng tổng cộng trong nước thải sinh hoạt tính bằng 65g trên một người trong ngày đêm. Trong đó, các chất lắng được chiếm từ 35 đến 50g (hay khoảng 60 – 75% lượng tổng cộng).

Hỗn hợp nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp, theo cấu trúc, thường chứa cặn dạng trung gian giữa dạng hạt và dạng bông, nhưng nghiêng nhiều về dạng bông hơn. Cặn của nhiều loại nước thải công nghiệp khác nhau có thành phần khác nhau.

Bất kỳ loại cặn nào đều bao gồm các chất không tan và nước. Tỷ lệ giữa trọng lượng của nước trong cặn và trọng lượng tổng cộng của cặn và nước được gọi là độ ẩm của cặn. Độ ẩm của cặn thường được tính bằng phần trăm và được xác định bằng cách cân cặn tươi và cặn đã sấy khô ở nhiệt độ 105°C.

Cặn lắng sau 2 giờ của nước thải sinh hoạt thường có độ ẩm ban đầu 97 – 98%. Nếu sau đó để lắng tiếp tục thì cặn bị nén lại và độ ẩm của chúng có thể giảm đến 93 – 95%. Hàm lượng chất khô trong một đơn vị thể tích cặn có thể lắng từ 2,5% đến 5 – 7%. Khi nén thể tích cặn tươi sẽ giảm xuống tỷ lệ nghịch với hàm lượng chất khô trong cặn.

Thể tích cặn có thể được tính theo công thức:

$$W_2 = W_1 \frac{100 - P_1}{100 - P_2} \quad (1-4)$$

Trong đó:

W_1 - Thể tích cặn ứng với độ ẩm P_1 , %;

W_2 - Thể tích cặn ứng với độ ẩm P_2 , %.

Thí dụ: Xác định thể tích cặn W_2 với độ ẩm $P_2 = 90\%$ nếu như với độ ẩm $P_1 = 97\%$, cặn có thể tích $W_1 = 150m^3$.

$$W_2 = 100 \frac{100 - 97}{100 - 90} = 45m^3$$

Ghi chú: Công thức này chỉ ứng dụng với điều kiện độ ẩm của cặn > 80%.

Độ tro của cặn được xác định bằng tỷ số giữa trọng lượng chất tro còn lại và trọng lượng tổng cộng của chất khô tuyệt đối và được tính theo tỷ lệ phần trăm của chất khô. Trong cặn của nước thải sinh hoạt, các chất tro chiếm khoảng 20 – 30% còn các chất không tro chiếm khoảng 70 – 80%. Độ tro biểu thị lượng chất vô cơ; các chất không tro biểu thị các chất hữu cơ, chúng bay đi khi nung ở 600°C.

Đặc tính vật lý quan trọng nhất của nước thải là hàm lượng tổng chất rắn (TS) và bao gồm toàn bộ các chất nổi, chất dễ lắng, keo và các chất tan.

Theo phân tích, hàm lượng chất rắn toàn phần của nước thải được định nghĩa là toàn bộ vật chất còn đọng lại sau khi sấy – bay hơi ở nhiệt độ 103 – 105°C.

Chất rắn bị giữ lại trên giấy lọc được gọi là chất lơ lửng (SS), chất rắn chui qua giấy lọc được gọi là chất rắn hoà tan (FS).

Từng loại chất rắn (cặn) tiếp theo có thể được phân loại trên cơ sở độ bay hơi khi nung ở nhiệt độ $550 \pm 50^\circ\text{C}$. Phần chất hữu cơ bị ôxy hoá sẽ thành khí ở nhiệt độ này. Phần chất vô cơ còn lại được gọi là tro. Như vậy thuật ngữ VSS = chất rắn lơ lửng không tro hay bay hơi tương ứng được hiểu là chất rắn lơ lửng hữu cơ và FSS = chất rắn lơ lửng cố định còn lại là chất rắn lơ lửng vô cơ của phần chất rắn lơ lửng. Ở nhiệt độ $550 \pm 50^\circ\text{C}$ thì sự phân hủy các muối vô cơ thành cacbonat manhê. Muối này phân hủy thành oxit manhê và điôxit cacbon ở nhiệt độ 350°C . Cacbonat canxi – thành phần chủ yếu của muối vô cơ chỉ ổn định ở nhiệt độ 825°C . Việc phân tích chất rắn bay hơi (volatile) được áp dụng chung cả đối với bùn cặn nước thải để đo độ ổn định sinh học của nó.

1.2.1.2. Khả năng tạo mùi của nước thải và ảnh hưởng của mùi

Tính chất vật lý quan trọng khác là khả năng tạo mùi của nước thải.

Mùi của nước thải sinh hoạt thường do các loại khí tạo ra khi phân hủy chất hữu cơ hoặc các chất lẫn trong nước thải. Nước thải mới xả ra thường có mùi khó chịu, khác với mùi nước thải đã để lâu qua phân hủy kỵ khí. Mùi đặc trưng của nước thải ổn định hoặc đã phân hủy là mùi của khí H_2S – Hydrô sunfur, tạo ra do vi sinh vật kỵ khí và khử sunphat thành sulphit. Nước thải công nghiệp có thể chứa các hợp chất tạo mùi hoặc trong quá trình xử lý nước thải cũng hình thành các hợp chất tạo mùi.

Mùi là vấn đề được quan tâm trong hoạt động của các nhà máy xử lý nước thải. Những năm gần đây qua kinh nghiệm của các nước, việc kiểm soát mùi đã trở thành vấn đề được lưu ý trong thiết kế, vận hành hệ thống thu gom, xử lý và xả nước thải, đặc biệt phải được sự đồng thuận của cộng đồng. Nhiều dự án đã bị hủy bỏ do sự tạo mùi tiềm tàng của các nhà máy xử lý nước thải. Để đánh giá mức độ quan trọng của mùi trong lĩnh vực quản lý nước thải, cần phải xem xét tác động của mùi, làm thế nào để phát hiện được mùi, đặc tính và đo lường được mùi và có các biện pháp xử lý thích hợp.

1.2.1.3. Tác động của mùi

Tầm quan trọng đối với con người là vấn đề tâm lý. Cho dù mức độ mùi ở nồng độ thấp, nhưng họ bị “sốc” về tâm lý hơn là tác hại đối với cơ thể. Mùi khó chịu sẽ làm mất ngon khi ăn, không muốn dùng nước, gây khó thở, buồn nôn,... ở trạng thái cực hạn, mùi khó chịu có thể gây cho người uể oải, mệt mỏi, gây không khí buồn tẻ, không kích thích đầu tư, làm giảm trạng thái, hoạt động kinh tế và xã hội,... dẫn đến làm giảm giá trị vật chất, tinh thần, giá cả thị trường,...

Các hợp chất gây mùi khó chịu là nguyên nhân gây “sốc” về tâm lý sản xuất đối với con người và được phát hiện bằng hệ thống đo mùi cảm quan – khứu giác, nhưng cơ chế chính xác hiện nay chưa được rõ. Từ năm 1870, có trên 30 lý thuyết

đưa ra để giải thích về cảm quan này. Một trong những khó khăn trong việc phát triển lý thuyết vận năng tổng hợp đã diễn giải nhưng không đầy đủ là tại sao các hợp chất với cấu trúc rất giống nhau lại gây mùi khác nhau? Tại sao các hợp chất với cấu trúc khác nhau lại gây mùi giống nhau. Ngày nay người ta tạm đồng ý với nhau rằng mùi của một phân tử phải có quan hệ khăng khít với toàn bộ phân tử.

Nhiều năm nay, người ta đã tiến hành phân loại các mùi trong hệ thống mùi hấp dẫn. Những loại mùi khó chịu chủ yếu và các hợp chất đi kèm được thống kê ở bảng 1.3. Các hợp chất này có thể phát hiện hoặc tìm thấy xuất hiện trong nước thải sinh hoạt và nước thải của nhiều ngành công nghiệp, tùy thuộc điều kiện thực tế. Sự phát hiện mùi và ngưỡng tạo mùi đối với các hợp chất đặc trưng có liên quan với nước thải chưa xử lý được trình bày ở bảng 1.4.

Bảng 1.3. Các hợp chất gây mùi liên quan với nước thải chưa xử lý

Hợp chất gây mùi	Công thức hoá học	Mùi
Các loại amin	CH_3NH_2 , $(\text{CH}_3)_3\text{H}$	Cá tanh
Amôniac	NH_3	Amôniac
Các diamin	$\text{NH}_2(\text{CH}_2)_4\text{NH}_2$, $\text{NH}_2(\text{CH}_2)_5\text{NH}_2$	Cặn bã thối rửa
Hydrô sulphua	H_2S	Trứng thối
Mêcaptan (Methyl, êtyl)	CH_3SH , $\text{CH}_3(\text{CH}_2)\text{SH}$	Bắp cải thối
Mêcaptan (T = butyl, crôtyl)	$(\text{CH}_3)_3\text{CSH}$, $\text{CH}_3(\text{CH}_2)_3\text{SH}$	Mùi hôi khó chịu
Sulphic hữu cơ	$(\text{CH}_3)_2\text{S}$, $(\text{C}_6\text{H}_5)_2\text{S}$	Bắp cải thối
Skatôl	$\text{C}_9\text{H}_9\text{N}$	Phân

Bảng 1.4. Ngưỡng tạo mùi các chất gây mùi của nước thải chưa xử lý

Hoá chất gây mùi	Công thức hoá học	Ngưỡng tạo mùi (ppm theo thể tích)	
		Thấy rõ	Phát hiện
Amôniac	NH_3	17	37
Clo	Cl_2	0,080	0,314
Dimetyl sulfic	$(\text{CH}_3)_2\text{S}$	0,001	0,001
Dephenyl sulfic	$(\text{C}_6\text{H}_5)_2\text{S}$	0,0001	0,0021
Êtyl mêcaptan	$\text{CH}_3\text{CH}_2\text{SH}$	0,0003	0,001
Hydrô sulfua	H_2S	<0,00021	0,00047
Indol	$\text{C}_8\text{H}_7\text{N}$	0,0001	
Mêthyl amin	CH_3NH_2	4,7	
Mêtylmêcaptan	CH_3SH	0,0005	0,001
Skatôl	$\text{C}_9\text{H}_9\text{N}$	0,001	0,019

1.2.1.4. Đặc điểm của mùi và đo lường mùi

Người ta đã kiến nghị là phải có 4 yếu tố độc lập với nhau để đánh giá đặc tính của mùi: cường độ, đặc tính, độ dễ chịu (hay khó chịu) và ngưỡng phát hiện (xem bảng 1.5). Chỉ có ngưỡng phát hiện là yếu tố được dùng phổ biến trong việc đề xuất các quy định trạng thái đối với các mùi gây độc.

Bảng 1.5. Các yếu tố cần xem xét để đánh giá đặc điểm của mùi

<i>Yếu tố</i>	<i>Mô tả</i>
Đặc tính	Liên quan đến tinh thần do chủ quan cảm giác, cảm thụ thấy mùi, xác định hoàn toàn theo chủ quan.
Ngưỡng phát hiện	Số lần pha loãng yêu cầu để giảm mùi tới ngưỡng nồng độ ít nhất phát hiện thấy mùi (MOTOC)
Độ dễ chịu	Độ dễ chịu hoặc độ khó chịu tương đối của sự cảm thụ mùi do chủ quan
Cường độ	Nồng độ tương đối có thể chấp nhận được thường đo bằng máy đo mùi, hoặc tính toán từ độ pha loãng tới ngưỡng phát hiện.

Mùi cũng có thể đo bằng phương pháp cảm thụ và nồng độ mùi đặc trưng cũng có thể đo bằng phương pháp đo máy dưới các điều kiện kiểm tra ngặt nghèo. Đo bằng cảm thụ giác quan (cảm quan) do hệ khứu giác của người thường có ý nghĩa và cho thông tin đáng tin cậy. Do đó, phương pháp cảm quan được dùng để đo mùi bốc lên từ nhà máy (trạm) xử lý nước thải. Ngoài ra có các máy đo trực tiếp nồng độ H_2S có độ chính xác tới nồng độ ppb (một phần tỷ).

1.2.1.5. Khả năng tạo màu của nước thải

Nước thải mới xả ra thường có màu xám nhẹ. Tuy nhiên, khi thời gian trong mạng lưới thoát nước tăng lên tạo thành điều kiện kỵ khí, nên màu nước thải sẽ thay đổi và chuyển từ xám thành xám tối, cuối cùng thành đen. Khi nước thải có màu đen thường được gọi là nước thải tự hoại, thối rữa. Một số loại nước thải công nghiệp cũng ảnh hưởng đối với màu nước thải đô thị. Trong đa số trường hợp, nước thải thường có màu xám, xám tối, đen do có sự hình thành các sulphit kim loại dưới các điều kiện phân hủy kỵ khí khi sulphit phản ứng với kim loại trong nước thải.

1.2.2. Tính chất hóa học của nước thải

Tính chất hóa học của nước thải thể hiện qua các khả năng sau đây:

- Khả năng phản ứng lẫn nhau giữa các chất có sẵn trong nước thải;
- Khả năng phản ứng giữa các chất trong nước thải với hóa chất thêm vào;
- Khả năng phân hủy hóa học.

1.2.2.1. Khả năng phản ứng lẫn nhau

Trong nước và nước thải có thể tồn tại nhiều các chất khác nhau, chúng có thể phản ứng lẫn nhau tạo thành hợp chất mới không nguy hại nhưng có thể độc hại. Ví dụ: khi trong nước và nước thải có chứa clo và có chứa cả phenol chúng có thể phản ứng lẫn nhau thành clorua phenol là hợp chất độc đối với sức khỏe con người và môi trường. Trường hợp khác, trong nước thải có chứa axit có thể phản ứng trung hòa với nước thải chứa bazơ làm cho nước ở trạng thái trung tính hơn.

1.2.2.2. Khả năng phản ứng giữa các chất trong nước thải với hoá chất thêm vào

Tính chất hóa học của nước thải còn thể hiện khả năng xảy ra phản ứng giữa chất nhiễm bẩn trong nước thải với hóa chất cho vào. Trong kỹ thuật xử lý nước thải, nhiều trường hợp phải sử dụng hóa chất để xử lý chất gây ô nhiễm mà các phương pháp sử dụng khác như cơ học, sinh học không thể xử lý được, có thể nêu các thí dụ sau đây:

a) Crôm VI (Cr^{6+}), thường có trong nước thải của cơ sở thuộc da được xử lý với hóa chất đưa vào là: hydrosunfit natri thành crôm hóa trị 3 và lắng xuống dưới dạng hydrosunfit;

b) Nước thải chứa xianua từ cơ sở xi mạ có thể phản ứng với hóa chất đưa vào là hypôclorit (OCl^-) (hypôclorit canxi natri) trong môi trường kiềm ($\text{pH} = 10 \div 11$) và phản ứng xảy ra trong vòng 1 – 3 phút;

c) Vi trùng có trong nước thải đô thị và nước thải của số ngành công nghiệp mặc dù sau khi nước thải đã qua các công trình xử lý cơ học, sinh học lượng vi trùng giảm đáng kể nhưng còn cao so với tiêu chuẩn xả quy định. Vì vậy, thường được tiến hành giai đoạn khử trùng trước khi xả vào nguồn tiếp nhận. Hóa chất thường sử dụng là clo và các hợp chất chứa clo;

d) Khả năng loại bỏ các chất keo, các chất lơ lửng trong nước thải có thể dùng phèn nhôm hoặc phèn sắt để loại bỏ chúng bằng quá trình keo tụ (trộn, phản ứng tạo bông và lắng).

1.2.3. Tính chất sinh học của nước thải

Tính chất sinh học của nước thải là khả năng phân hủy sinh học các chất hữu cơ có trong điều kiện hiếu khí, kỵ khí hay tùy nghi với sự tham gia của các vi sinh vật (VSV) tương ứng (VSV hiếu khí, VSV kỵ khí,...) và trong điều kiện tự nhiên (làm thoáng tự nhiên) hay nhân tạo (làm thoáng nhân tạo).

Tính chất sinh học của nước thải được thể hiện qua các quá trình chính sau đây:

- Quá trình khoáng hóa các chất hữu cơ;
- Quá trình sinh hoá hiếu khí;
- Quá trình sinh hoá kỵ khí;
- Quá trình nitrat hóa;
- Quá trình khử nitrat.

1.2.3.1. Quá trình khoáng hóa các chất hữu cơ

Các chất bản hữu cơ là môi trường rất thích nghi để phát triển vi sinh vật nói chung và vi trùng gây bệnh nói riêng. Vì vậy, nhiệm vụ của các công trình xử lý nước thải là loại bỏ và khử độc các chất bản chứa trong nước thải và đặc biệt là các chất hữu cơ gây nguy hiểm về mặt vệ sinh. Các quá trình phân giải các chất hữu cơ phức tạp thành CO_2 và H_2O được gọi là quá trình khoáng hóa các liên kết hữu cơ.

1.2.3.2. Quá trình sinh hoá hiếu khí

Quá trình khoáng hóa xảy ra dưới tác dụng của các vi sinh vật hiếu khí được gọi là quá trình sinh hóa hiếu khí. Các vi khuẩn sử dụng các chất hữu cơ như nguồn thức ăn trong quá trình dinh dưỡng để sinh trưởng và phát triển. Đó là quá trình tăng sinh khối của vi sinh vật. Ngoài ra, chúng sử dụng các chất hữu cơ như chất tạo năng lượng để hoàn thành chức năng sống của chúng.

Quá trình khoáng hóa các chất hữu cơ dưới tác dụng của các vi khuẩn hiếu khí được gọi là quá trình sinh hóa hiếu khí. Trong quá trình sinh hóa hiếu khí diễn ra sự oxy hóa các chất hữu cơ chứa cacbon, nitơ, photpho, lưu huỳnh thành các muối khoáng tương ứng và axit cacbonic.

1.2.3.3. Quá trình sinh hóa kỵ khí

Quá trình khoáng hóa các chất hữu cơ dưới tác dụng của các vi khuẩn kỵ khí được gọi là quá trình sinh hóa kỵ khí. Sản phẩm của quá trình này là các loại khí: metan (CH_4), khí cacbonic (CO_2), hydro sulphua (H_2S), amôniac (NH_3), hydro (H_2) và một số các sản phẩm trung gian của quá trình phân giải nhiều chất hữu cơ khác nhau.

Trong kỹ thuật xử lý nước thải, quá trình sinh hóa hiếu khí được ứng dụng để xử lý nước thải chứa các chất bản hữu cơ ở dạng hòa tan và dạng keo. Quá trình sinh hóa kỵ khí được ứng dụng để chế biến và khử độc cặn trong nước thải, xử lý sơ bộ nước thải công nghiệp chứa các chất hữu cơ với hàm lượng cao.

1.2.3.4. Quá trình nitrat hóa

Quá trình nitrat hóa là quá trình oxy hóa sinh hóa hiếu khí (oxy hóa với sự tham gia của vi sinh vật hiếu khí) nitơ của các muối amôn, đầu tiên thành nitrit và sau đó thành nitrat trong điều kiện thích ứng (có oxy và nhiệt độ trên 40°C). Vi khuẩn tham gia quá trình nitrat hóa gồm có hai nhóm:

Vì khuẩn nitrit (*Nitrosomonas*) oxy hóa amôniắc thành nitrit, hoàn thành giai đoạn thứ I;

Vì khuẩn nitrat (*Nitrobacter*) oxy hóa nitrit thành nitrat, hoàn thành giai đoạn thứ II.

Các phản ứng được biểu diễn qua các phương trình sau:

Nitrosomonas



Nitrobacter



Hoặc:



Tốc độ của giai đoạn thứ I xảy ra nhanh gấp 3 lần so với giai đoạn II.

Bằng thực nghiệm người ta đã chứng minh rằng lượng oxy tiêu hao để oxy hóa 1mg nitơ của muối amôn ở giai đoạn tạo nitrit là 34,3 mgO₂, còn ở giai đoạn tạo nitrat là 4,5 mgO₂.

Quá trình nitrat hóa có một ý nghĩa quan trọng trong kỹ thuật xử lý nước thải. Trước tiên nó phản ánh mức độ khoáng hóa các chất hữu cơ nhưng quan trọng hơn là quá trình nitrat hóa tích lũy được một lượng oxy dự trữ có thể ứng dụng để oxy hóa các chất hữu cơ không chứa nitơ khi lượng oxy tự do (lượng oxy hòa tan) đã tiêu hao hoàn toàn cho quá trình đó. Sự có mặt của nitrat trong nước thải phản ánh mức độ khoáng hóa hoàn toàn các chất bản hữu cơ.

1.2.3.5. Quá trình khử nitrat

Quá trình khử nitrat là quá trình tách oxy khỏi nitrit, nitrat dưới tác động của các vi khuẩn kỵ khí (vi khuẩn khử Nitrat). Oxy được tách ra từ nitrit và nitrat được dùng để oxy hóa các chất hữu cơ trong điều kiện kỵ khí. Lượng oxy được giải phóng trong quá trình khử nitrit (NO₂⁻) là 1,71 mg O₂/1mg nitơ; còn trong quá trình khử nitrat (NO₃⁻) là 2,85 mg O₂/1mg nitơ. Nitơ được tách ra ở dạng khí sẽ bay vào khí quyển.

1.3. CÁC CHỈ TIÊU CỦA NƯỚC THẢI

1.3.1. Các chỉ tiêu lý học

1.3.1.1. Chất rắn tổng cộng (TS)

Chất rắn tổng cộng bao gồm chất rắn lơ lửng (SS) và chất rắn hòa tan (TDS) và được tính bằng mg/l. Có thể xem đây là chỉ tiêu vật lý quan trọng nhất liên quan đến phân tích mẫu nước và đánh giá hiệu quả xử lý cơ học nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp. Thông thường chất rắn được xác định là những chất còn lại sau khi để nước bốc hơi và tiếp tục sấy khô ở nhiệt độ 103 – 105°C.

1.3.1.2. Chất rắn lơ lửng (SS)

Cặn không tan hay chất rắn lơ lửng, là thành phần còn lại trên mặt giấy lọc sau khi sấy khô ở 103 – 105°C. Đây không chỉ là thành phần cặn có tỷ khối tương đương với tỷ khối nước mà có thể gồm cả các loại dầu mỡ, vật chất nhẹ hơn nước. Cặn lơ lửng ngoài việc bị cuốn trôi theo dòng chảy, còn do các dòng nước thải sinh hoạt hoặc công nghiệp xả vào, một tỷ lệ cặn đáng kể ở dạng chất mùn có nguồn gốc từ phản ứng phân hủy sinh học trong quá trình tự làm sạch sinh ra. Trước hết, một nguồn nước thường được đánh giá trên mặt mỹ quan do đó hàm lượng chất rắn không tan là một yếu tố quan trọng đầu tiên cần xét đến. Cùng ý nghĩa trên, một công trình xử lý nước thải có hiệu quả xử lý đầu ra cao luôn đi đôi với sự giảm thiểu đến mức thấp nhất hàm lượng chất rắn không tan.

1.3.1.3. Chất rắn hoà tan (TDS)

Khi các chỉ số về chất hữu cơ có trị số đo không đáng kể, kết quả của chất rắn hòa tan có thể được dùng làm giá trị tham khảo cho tổng hàm lượng chất khoáng hòa tan. Một số chất khoáng như sắt, mangan, cacbonat, các muối sunfat, clorua... thường gây các hiệu ứng phiền phức cho sinh hoạt cũng như trong sản xuất hoặc trực tiếp tác động đến sức khỏe người tiêu thụ khi dùng nước để ăn uống. Do đó giới hạn hàm lượng chất rắn hòa tan đã ấn định trong tiêu chuẩn không vượt quá 500 mg/l đối với nước dùng trong sinh hoạt.

1.3.1.4. Chất rắn ổn định (FS) và chất rắn bay hơi (VS)

Chất rắn ổn định là những chất còn lại và chất rắn bay hơi (hay chất rắn không ổn định) là những chất đã mất đi sau khi đốt cặn thu được từ thí nghiệm đo lượng chất rắn tổng cộng ở một nhiệt độ nhất định trong một thời gian thích hợp. Điều dễ bị ngộ nhận là thí nghiệm này thường được sử dụng để xác định lượng chất hữu cơ chứa trong mẫu.

1.3.1.5. Độ màu của nước

Đơn vị đo độ màu là Pt-Co

Độ màu là một chỉ tiêu đặc trưng của nước, là kết quả tự nhiên sau quá trình phân hủy những chất hữu cơ trong dòng nước. Hầu hết vật chất có nguồn gốc thực vật như: lá cây, gỗ mục, cellulô, vỏ quả,... đều cùng một cấu trúc chính là lignin. Sản phẩm sau cùng của tiến trình phân hủy gồm tannin, axit humic, humat,... đều là những chất tạo màu cho nguồn nước. Do đó cần phân biệt màu của một nguồn nước bị nhiễm bẩn bởi chất thải công nghiệp với màu bản chất tự nhiên. Nguồn nước thải của những xí nghiệp dệt nhuộm luôn đưa vào thiên nhiên những dòng nước bẩn đa

màu sắc thay đổi liên tục theo thời vụ, nước thải của ngành công nghiệp sản xuất bột giấy có khả năng gây ô nhiễm nguồn nước nếu không được xử lý hoặc xử lý không đạt yêu cầu quy định.

Độ màu tối đa cho phép của nước thải dệt may theo QCVN 13:2008/BTNMT xả vào nguồn tiếp nhận loại A: 20 Pt-Co đối với các xí nghiệp dệt may mới; 50 Pt-Co đối với các xí nghiệp dệt may đang hoạt động; xả vào nguồn loại B: 150 Pt-Co.

1.3.1.6. Nhiệt độ

Đơn vị đo nhiệt độ là °C

Nhiệt độ thay đổi theo thời gian trong ngày và độ sâu của nguồn nước, và có ảnh hưởng đến chế độ hòa tan của oxy. Các loại thực vật và tảo có sắc tố tăng trưởng và hoạt động mạnh trong môi trường nước có nhiệt độ thích hợp, tận dụng năng lượng ánh sáng tổng hợp các chất cần thiết đồng thời giải phóng oxy làm giàu lượng oxy hòa tan giúp ích cho nhiều loài thủy sinh vật khác. Tuy nhiên nhiệt độ tăng cao cũng là điều kiện thuận lợi cho quá trình biến dưỡng của vi sinh vật hoại sinh hiếu khí tiêu thụ oxy làm giảm nhanh lượng oxy hòa tan trong nước. Nhiệt độ ảnh hưởng đáng kể đến các công trình xử lý nước thải nhất là các công trình xử lý nước thải bằng phương pháp hoá học và sinh học, cũng như ảnh hưởng đến quá trình tự làm sạch của nguồn nước.

1.3.1.7. Khối lượng thể tích của nước thải

Đơn vị tính là: kg/m³.

Khối lượng thể tích của nước thải ρ_t là khối lượng trên một đơn vị thể tích (kg/m³). Khối lượng thể tích là một tham số vật lý rất quan trọng của nước thải, bởi vì đó là thông tin về khả năng lắng của nước thải trong bể lắng hoặc các công trình xử lý khác. Khối lượng thể tích của nước thải sinh hoạt nếu không chứa một lượng nước thải công nghiệp đáng kể thì có thể coi như đối với nước cấp với cùng nhiệt độ. Đôi khi trọng lượng đặc trưng của nước thải S_t được xác định bằng:

$$S_t = \frac{\rho_t}{\rho_o}$$

Trong đó: ρ_o là khối lượng thể tích của nước, được dùng để thay thế cho khối lượng thể tích. Hai tham số khối lượng thể tích và trọng lượng đặc trưng của nước thải đều phụ thuộc nhiệt độ và sẽ thay đổi theo nồng độ tổng chất rắn trong nước thải. Một số trị số trung bình của các loại bùn cặn của nước thải từ bể lắng đợt một hay hỗn hợp bùn cặn từ bể lắng đợt một và bể lắng đợt hai sau arêrôten hay lọc sinh học thường bằng 1,03 – 1,05 kg/l với nồng độ bùn cặn khoảng 3 – 6,5%.

1.3.2. Các chỉ tiêu hóa học

1.3.2.1. pH – Độ axit – Độ kiềm của nước

pH là đại lượng không thứ nguyên đặc trưng cho tính axit và tính bazơ của nước và được biểu thị:

$$\text{pH} = -\lg[\text{H}^+]$$

pH = 7 trung hòa; pH < 7 có tính axit và pH > 7 có tính bazơ.

- Độ axit biểu thị khả năng phóng thích proton H^+ của nước. Đơn vị tính: mg CaCO_3/l ;

- Độ kiềm biểu thị khả năng thu nhận proton H^+ của nước. Độ kiềm do các ion khác nhau trong nước:

- Độ kiềm OH^- , độ kiềm CO_3^{2-} và độ kiềm HCO_3^- và được tính bằng mg CaCO_3/l nhân với các hệ số tương ứng: 0,34; 0,6 và 1,22.

Sự cân bằng của hệ thống dioxit cacbon – bicacbonat thường tạo một thể đệm làm nước mặt có tính axit nhẹ trở nên phổ biến, giá trị pH thường thay đổi quanh giá trị trung hòa. Khi gặp pH quá thấp hoặc quá cao thường có thể do sự nhiễm bẩn bởi các nguồn nước thải công nghiệp.

pH chi phối hầu hết các phản ứng, các diễn biến về hóa học, sinh học trong nước thải, pH còn ảnh hưởng lớn đến tiến trình xử lý: phản ứng tạo bông - quá trình lắng, phản ứng oxy hóa khử, trao đổi ion, khử trùng. Ngược lại, các diễn biến về hóa học, sinh học trong nước thải cũng tác động làm thay đổi pH. pH trực tiếp liên quan đến độ axit và độ kiềm của nước, việc khống chế pH cũng là việc kiểm tra tính axit hoặc tính kiềm, tính xâm thực của nước. Trong quá trình xử lý sinh học nước thải, pH thích hợp dao động trong giới hạn 6,5 – 8,0.

1.3.2.2. Clorua – Độ mặn của nước

Đơn vị tính mg/l.

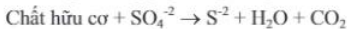
Độ mặn là một thuộc tính của muối, vị nước trở nên mặn nguyên nhân do hàm lượng muối hòa tan đáng kể mà thành phần chính là NaCl, hay bởi sự xâm nhập nước biển. Cần phân biệt sự khác biệt giữa độ mặn và giá trị đo được của ion clorua. Độ mặn là tổng lượng chất rắn trong nước sau khi đã chuyển hóa cacbonat thành oxit, oxy hóa hoàn toàn chất hữu cơ.

Trong ngành kỹ thuật môi trường, ngành cấp thoát nước và một số ngành liên quan, hàm lượng clorua được đo đặc như một chỉ tiêu quan trọng giúp xác định biên mặn của triều khi lấn sâu vào nội địa. Công nghệ xử lý nước thải có nhiễm mặn như ngành chế biến thủy sản sẽ gặp nhiều khó khăn và xử lý tốn kém.

1.3.2.3. Sunfua – Sunfát

Đơn vị tính: mg/l

Sunfát là một chỉ tiêu đặc trưng của vùng nước nhiễm phèn, nhiễm mặn. Trong điều kiện kỵ khí, sunfát bị khử thành sunfit rồi đến sunfua (H_2S , HS^- , S^{2-}), có mùi trứng thối đặc trưng thường gặp trong cống rãnh:



Ngược lại, trong điều kiện hiếu khí sunfua tiếp tục bị oxy hóa thành sunfát, trong môi trường ẩm ướt sẽ biến thành H_2SO_4 . Hiện tượng này đặc biệt xảy ra khi đường cống thoát nước, trong các kênh rạch bị ô nhiễm, trong các bể tự hoại. Sunfát giữ một vị trí quan trọng trong chu trình sunfua, hiểu rõ chu trình sunfua sẽ giúp ích nhiều trong việc xây dựng công nghệ xử lý nước thải.

1.3.2.4. Nitor – Amôni – Nitrit – Nitrát

(N hữu cơ, N-NH_3 , N-NO_2^- , N-NO_3^-)

Đơn vị tính: mg/l.

Các hợp chất nitor là thành phần chính của axit amin, một mắt xích trong chuỗi protein. Nitor có mặt hầu hết trong động, thực vật. Sự phân rã các chất thải, bài tiết và xác bã của động, thực vật luôn giải phóng amôni, nitrit, nitrát. Tương tự, chu trình sunfua, chu trình nitor giữ một vị trí vô cùng quan trọng trong thiên nhiên.

Các dạng hợp chất nitor: Nitor tổng cộng bao gồm nitor hữu cơ, amôni, nitrit, nitrát. Nitor hữu cơ được xác định bằng phương pháp Kjeldahl. Lúc đầu, mẫu nước được đun sôi để amôniac bay ra và sau đó được phân hủy. Trong quá trình phân hủy, xác định nitor hữu cơ. Do đó, nitor Kjeldahl là tổng nitor hữu cơ và nitor amôni. Nitor amôni tồn tại trong dung dịch dưới dạng ion NH_4^+ hoặc NH_3 , phụ thuộc vào pH của dung dịch, theo phản ứng cân bằng sau:



Khi $\text{pH} > 7$, cân bằng dịch chuyển sang trái, khi $\text{pH} < 7$ cân bằng chuyển dịch sang phải, ion amôni chiếm ưu thế.

1.3.2.5. Phốtpho – Phốtphát ($\text{P} - \text{PO}_4^{3-}$)

Đơn vị đo: mg/l

Phốtpho cùng với nitor tạo môi trường thuận lợi cho sự phát triển của cây xanh, đặc biệt là thực vật nước. Các loài phiêu sinh như *zooplankton*, *phytoplankton* chỉ cần một lượng nhỏ vài phần ngàn mg/l phốtpho trong điều kiện được chiếu sáng đầy đủ sẽ lan rộng rất nhanh, phủ kín bề mặt cả một khu vực rộng lớn. Phốtpho cũng là một thành phần chính đối với sự tăng trưởng của động vật.

Phốtpho xâm nhập vào nước qua nhiều cách. Là một trong những thành phần chính của bột giặt tổng hợp, kết quả xét nghiệm mẫu nước thải sinh hoạt tại các đô thị cho thấy nồng độ polyphosphat từ 0,5 đến 2,3 mg/l, đôi khi cao hơn rất nhiều. Phần lớn photphat hữu cơ có nguồn gốc từ các chất bài tiết, chất thải của con người và động vật. Đối với nông nghiệp và cây trồng photphat trong nước thải là nguồn phân bón.

1.3.2.6. Ôxy hòa tan (DO)

Đơn vị đo: mg/l.

Lượng ôxy hòa tan trong nước không nhiều, ở nhiệt độ và áp suất khí quyển mức bão hòa ở 20 – 30°C, lượng ôxy hòa tan vào khoảng 7 – 9 mg/l. Độ hòa tan này phụ thuộc vào các yếu tố: nhiệt độ, áp suất, đặc tính của nguồn nước (bao gồm các thành phần hóa học, vi sinh, thủy sinh sống trong nước). Các nguồn nước mặt tiếp xúc trực tiếp với không khí nên hàm lượng ôxy hòa tan tương đối cao, thường $DO > 4 \text{ mg/l}$. Gặp nơi chảy rối, xáo trộn mạnh có thể đạt đến mức bão hòa. Sự sụt giảm DO biểu hiện nguồn nước bị nhiễm bẩn hữu cơ, quá trình biến dưỡng sinh học thiên dần về chiều kỵ khí. Sự quang hợp và hô hấp của thủy sinh cũng làm thay đổi lượng ôxy hòa tan trong nguồn nước mặt.

Xác định lượng ôxy hòa tan trong nước là công cụ kiểm soát ô nhiễm và kiểm tra hiệu quả của công trình xử lý. Trong điều kiện tự nhiên, các hoạt động biến dưỡng của vi sinh vật luôn xảy ra theo chiều hiếu khí, sự phân hủy theo hướng ngược lại (kỵ khí) thường đưa vào môi trường những chất bất lợi như sunfua (H_2S , HS^- , S^{2-}), amoni,... Có thể dùng máy đo DO để đo trực tiếp hoặc dùng phương pháp Winkler để xác định lượng ôxy hòa tan trong nước.

1.3.2.7. Nhu cầu ôxy sinh học (BOD)

Đơn vị tính: mg O_2 /l.

BOD là lượng ôxy cần thiết để ôxy hóa sinh hóa hiếu khí (ôxy hóa với sự tham gia của vi sinh vật hiếu khí) và ổn định các chất hữu cơ trong nước thải trong một khoảng thời gian xác định. BOD được tính bằng mg/l hay g/m^3 . BOD₅ được xác định bởi lượng ôxy tiêu thụ sau 5 ngày nuôi cấy ở nhiệt độ 20°C. Mẫu thử được tiêu chuẩn hóa và tất nhiên phải có vi sinh vật trong đó như nước thải sinh hoạt, nước sông, nước ở nhà máy xử lý nước thải.

Căn cứ vào đại lượng BOD có thể đánh giá được mức độ nhiễm bẩn của nước thải và nước nguồn bởi các chất hữu cơ (ở dạng keo, hòa tan và lơ lửng không lắng được). BOD càng lớn thì nước thải (hoặc nước nguồn) bị nhiễm bẩn hữu cơ càng cao và ngược lại.

Thời gian cần thiết để thực hiện quá trình ôxy hóa sinh hóa phụ thuộc vào nồng độ bẩn của nước thải. Thời gian đó có thể là 1, 2, 3, 5..., 20 ngày đêm hoặc lâu hơn

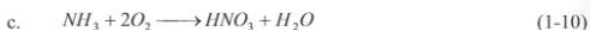
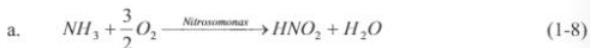
nữa (và ký hiệu $BOD_1, BOD_2, BOD_3, \dots, BOD_{20}, \dots$). Tuy nhiên, mức độ ôxy hóa các chất hữu cơ không đều theo thời gian. Thời gian đầu, quá trình ôxy hóa xảy ra với cường độ mạnh hơn và sau đó giảm dần. Thí dụ: đối với nước thải sinh hoạt và nước thải của một số ngành công nghiệp có thành phần giống với nước thải sinh hoạt, thì lượng ôxy tiêu hao để ôxy hóa các chất hữu cơ trong vài ngày đầu chiếm 21%, qua 5 ngày đêm chiếm 87% và qua 20 ngày đêm chiếm 99%. Trong thực tế, quá trình ôxy hóa đạt 100% phải có một thời gian dài khoảng 100 ngày đêm, bởi vậy người ta quy ước BOD toàn phần (BOD_{TP}) là BOD_{20} .

Để kiểm tra sự làm việc của các công trình xử lý nước thải thường dùng BOD_5 . Ôxy hóa sinh hóa là một quá trình diễn ra chậm. Về lý thuyết, quá trình diễn ra trong khoảng thời gian vô định để hoàn thành phản ứng đến cùng. Với khoảng thời gian 20 ngày, sẽ ôxy hóa được khoảng 95 – 99% lượng chất hữu cơ chứa cacbon. Với khoảng thời gian 5 ngày, tức là xác định BOD_5 , sẽ ôxy hóa được 60 – 70% lượng chất hữu cơ. Đối với nước thải sinh hoạt: $BOD_5 = 0,68 BOD_{20}$.

BOD_{20} của nước thải sinh hoạt phụ thuộc vào tiêu chuẩn thoát nước. Tiêu chuẩn thoát nước càng cao thì BOD_{20} của nước thải càng nhỏ.

a) Quá trình nitrát hóa khi phân tích BOD

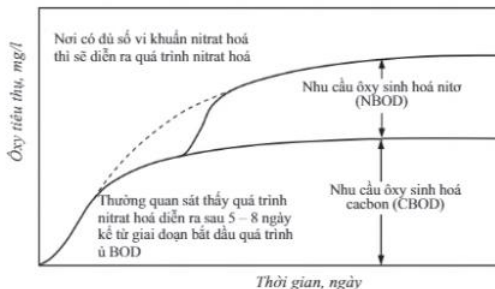
Những chất không chứa cacbon như amôni tạo thành trong quá trình thủy phân protein. Hai nhóm vi khuẩn tự dưỡng có khả năng ôxy hóa amôni thành nitrit và nitrat. Các phản ứng được biểu thị như sau:



Nhu cầu ôxy để ôxy hóa amôni thành nitrat gọi là nhu cầu ôxy sinh hóa nitơ (NBOD). Nhu cầu ôxy tiêu hao trong phân tích BOD đối với nước thải sinh hoạt được nêu ở hình 1.3. Vì tốc độ nhân đôi (sinh trưởng) của vi khuẩn nitrát hóa khá chậm, thường là 6 – 10 ngày để chúng đạt tới số lượng đủ để tiêu thụ ôxy đã đo được. Tuy nhiên nếu số lượng vi khuẩn nitrát hóa đủ ngay từ đầu thì sự giao thoa – cộng hưởng do quá trình nitrát hóa sẽ rất đáng kể.

Khi diễn ra quá trình nitrát hóa trong phân tích BOD thì việc nội suy các số liệu vận hành nhà máy xử lý nước thải sẽ có thể dẫn tới sai sót. Thí dụ: giả sử rằng BOD của nước ra sau quá trình xử lý sinh học là 20 mg/l khi không diễn ra nitrát hóa và 40 mg/l khi có diễn ra nitrát hóa. Nếu nước thải vào nhà máy xử lý nước thải có $BOD = 200 \text{ mg/l}$ và khi đó hiệu quả khử BOD được báo cáo là 90 và 80% tương

ứng với không có và có nitrát hóa. Như vậy nitrát hóa có diễn ra. Do đó có thể kết luận rằng quá trình xử lý không tốt. Trong khi đó thực tế lại xảy ra rất tốt.



Hình 1.3. Xác định nhu cầu oxy sinh học cacbon và nitơ trong mẫu nước thải

b) Nhu cầu sinh học cacbon CBOD

- Có thể khắc phục ảnh hưởng của vi khuẩn nitrát hóa bằng cách xử lý sơ bộ trước mẫu nước hoặc bằng cách dùng các tác nhân kim hãm. Trình tự xử lý sơ bộ bao gồm: tiệt trùng, clo hóa và xử lý bằng axit;

- Các tác nhân kim hãm thường là các hóa chất và gồm các hợp chất như: xanh metylen, thiourea, alkythiourea, 2 - clo 6 - trichloromethyl pyridine, các sản phẩm khác. Sự cản trở những phản ứng nitrát hóa trong phân tích BOD được mô tả trong sách phương pháp chuẩn phân tích nước – nước thải. Kết quả phân tích BOD sau xử lý sơ bộ được coi là CBOD. Nay CBOD được coi là BOD.

Nhiều nghiên cứu trên thế giới cho thấy BOD₂₀ cũng không đặc trưng một cách đầy đủ về tổng lượng các chất hữu cơ trong nước thải, vì chưa tính đến các chất hữu cơ bền vững không bị oxy hóa bằng phương pháp sinh hóa và cũng chưa tính đến một phần chất hữu cơ tiêu hao để phát triển tăng sinh khối của vi khuẩn. Do đó để đánh giá một cách đầy đủ lượng oxy cần thiết để oxy hóa tất cả các chất hữu cơ trong nước thải người ta dùng phương pháp oxy hóa hóa học thông qua việc xác định độ oxy hóa dicrômát (hoặc độ oxy hóa iôđat). Lượng oxy cần thiết để oxy hóa hóa học các chất hữu cơ nêu ở trên được gọi là nhu cầu oxy hóa học và ký hiệu là COD.

1.3.2.8. Nhu cầu oxy hóa học (COD)

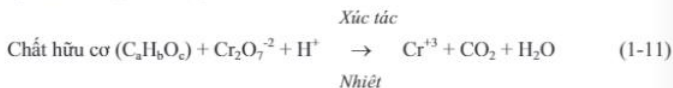
Đơn vị tính: mg O₂/l.

Nhu cầu oxy hóa học là lượng oxy cần thiết để oxy hóa hoá học hoàn toàn các hợp chất hữu cơ trong nước. Vì vậy COD hay độ oxy hóa học là một đại lượng đặc

trung để xác định mức độ nhiễm bẩn của tất cả các chất hữu cơ (dễ bị phân huỷ sinh học và khó bị phân huỷ sinh học) trong nước thải hoặc trong nguồn nước.

Xác định nhu cầu oxy hóa học bằng cách sử dụng chất oxy hóa mạnh là KMnO_4 hoặc kali dicrômát ($\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) trong môi trường axit, đun ở nhiệt độ trên 100°C và tính toán lượng oxy tương đương. Vì thực hiện trong điều kiện oxy hóa mạnh, nên hạn chế của phép đo COD là không thể phân biệt rõ ranh giới của các chất hữu cơ bền về mặt sinh học và các chất hữu cơ dễ phân hủy bởi vi sinh vật trong điều kiện tự nhiên. Phương pháp xác định BOD là phép đo bổ sung cho nhược điểm này.

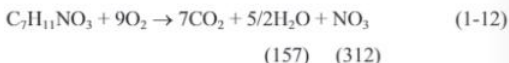
Phản ứng tổng quát khi dùng dicrômát làm tác nhân oxy hóa được biểu thị bằng phương trình không cân bằng như sau:



Việc phân tích COD cũng được dùng để xác định lượng chất hữu cơ trong nước thải công nghiệp và nước thải đô thị chứa các chất độc đối với sự hoạt động sống của sinh vật. Nói chung COD của nước thải cao hơn BOD vì nhiều hợp chất có thể bị oxy hóa bằng con đường hóa học nhưng lại không bị oxy hóa bằng con đường sinh học. Đối với nhiều loại nước thải có thể xác định tỷ lệ giữa COD và BOD. Điều này có lợi vì chỉ cần sau 3 giờ phân tích là có được kết quả COD và suy ra được BOD, mà không phải phân tích BOD, mất nhiều thời gian chờ đợi lâu.

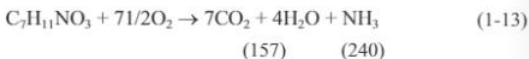
Về mặt hóa học, chất hữu cơ trong nước thải sinh hoạt có thể biểu thị bằng công thức chung là $\text{C}_7\text{H}_{11}\text{NO}_3$.

Nếu oxy hoá toàn bộ chất hữu cơ để thành CO_2 , H_2O và NO_3 thì lượng oxy tiêu thụ có thể tính theo phương trình sau:



Như vậy để oxy hoá 1g chất hữu cơ cần khoảng 2g oxy (312/157), nghĩa là 1g chất hữu cơ tương đương với 2g oxy nếu oxy hoá hoàn toàn.

Phương pháp phân tích được dùng để xác định nhu cầu oxy hoá học không cho phép oxy hoá hoàn toàn nitơ tức là thành nitrát (NO_3) mà chỉ tới mức thành amôni (NH_3). Do đó lượng oxy tiêu thụ để oxy hoá hoá học trong điều kiện phân tích thí nghiệm có thể tính như sau:



Như vậy, tỷ lệ ôxy trên chất hữu cơ bây giờ sẽ khoảng $(240/157) = 1,5$ hay COD của 1g chất hữu cơ sẽ là 1,5g ôxy. Như thế có nghĩa là nếu nước thải có COD là 300mg/l thì nó chứa trong khoảng 200mg/l chất hữu cơ. Trong thực tế trên 95% chất hữu cơ bị ôxy hoá. Phương pháp này cho kết quả nhanh chóng chỉ khoảng 3 giờ sau khi bắt đầu phân tích. Phương pháp này đơn giản và tin cậy.

Đối với nước thải sinh hoạt, BOD_{20} bằng 86% COD. Đối với nước thải công nghiệp thì tỷ lệ đó có thể khác tùy vào tính chất của từng loại chất bẩn hữu cơ và của từng loại ngành công nghiệp. Thí dụ nước thải của một vài loại công nghiệp hoá chất có BOD_{20} bằng 20% COD, v.v...

Khi thiết kế các công trình xử lý nước thải công nghiệp hoặc hỗn hợp nước thải sinh hoạt và công nghiệp cần thiết phải xác định BOD_{20} và COD.

1.3.2.9. Cacbon hữu cơ phần hay tổng cacbon hữu cơ (TOC)

Những phương tiện khác để xác định lượng chất hữu cơ trong nước là phân tích TOC, đặc biệt áp dụng khi nồng độ chất hữu cơ rất thấp. Việc phân tích được thực hiện bằng cách cho một lượng mẫu nước đã biết vào trong lò nung nhiệt độ cao hoặc môi trường ôxy hoá hoá học. Cacbon sẽ bị ôxy hoá thành cacbon đioxit với sự có mặt của chất xúc tác. Cacbon đioxit tạo thành sẽ được đo bằng máy phân tích phổ. Để giảm sai số do sự có mặt của cacbon vô cơ, người ta phải thực hiện axit hoá hoặc làm thoáng mẫu nước trước khi phân tích. Nếu biết được sự hiện diện của cacbon bay hơi (VOCs) thì phải thay làm thoáng bằng khuấy trộn để giảm sai số. Việc phân tích được thực hiện rất nhanh chóng nên việc xác định TOC ngày càng được phổ biến. Tuy nhiên một số chất hữu cơ bền vững có thể không bị ôxy hóa và giá trị TOC xác định được sẽ thấp hơn một ít so với lượng thực tế có trong mẫu nước. Tổng cacbon hữu cơ được xác định bằng thủ công hoặc tự động.

Phương pháp thủ công được tiến hành trong điều kiện ẩm để ôxy hóa mẫu thí nghiệm với sự có mặt của axit crômíc, iôđat kali, axit photphoric và axit sunphuaric bốc hơi. Những sản phẩm cháy được cho đi qua một ống đốt cháy Pregl và CO_2 tạo ra được thu vào và cân trong một loại bình hấp thụ.

Máy phân tích cacbon – mới đây được đưa ra sử dụng để thực hiện đốt cháy hoàn toàn chất hữu cơ thành CO_2 và nước. Khí được dẫn sang máy phân tích hồng ngoại về CO_2 sẽ nhận được tính hiệu phân tích. Sơ đồ như sau: Bơm một lượng nhỏ mẫu nước vào ống đốt cháy, giữ nhiệt độ ở $900^{\circ}C - 1.000^{\circ}C$. Mẫu sẽ bay hơi và chất hữu cơ hoàn toàn bị ôxy hóa với sự có mặt của chất xúc tác coban và một loại khí ôxy nguyên chất dễ vận chuyển. Khí vận chuyển sẽ khử CO_2 của lò. Hơi nước sẽ được ngưng tụ, khí cacbonic, ôxy và hơi nước sau đó sẽ được dẫn sang máy phân tích

hồng ngoại. Lượng CO_2 tỷ lệ thuận với hàm lượng ban đầu của cacbon của mẫu nước. Thiết bị được điều chỉnh và lập đường cong chuẩn. Thành phần mẫu nước cấp vào có cả cacbon của những ion cacbonat và bicacbonat tinh cở có trong nước.

Để giới hạn việc đo cacbon hữu cơ, phải sơ bộ khử tất cả cacbon vô cơ. Điều này thực hiện bằng cách cho axit vào mẫu trước khi phân tích và khuấy bằng cách thổi Nitơ vào. Ghi nhận sự khác nhau đó, một mẫu có sự biến mất của cacbon vô cơ như đã xử lý sơ bộ như trên nhưng vẫn chứa cacbon hữu cơ, một mẫu chứa cả hai loại khi trong xử lý sơ bộ như trên. Những chất hữu cơ phải là đối tượng đo riêng theo kỹ thuật của Schaffer.

Gần đây có những máy phân tích cho phép dễ dàng đo lường cacbon hữu cơ. Sử dụng hai ống đốt cháy người ta có thể đạt được trực tiếp cacbon hữu cơ mà không phải xử lý sơ bộ mẫu như trên. Đầu tiên bơm mẫu rất ít nước vào ống đốt và giữ ở nhiệt độ cao, như trên, tiến hành đo nồng độ cacbon toàn phần. Sau đó một mẫu như thể được bơm vào ống đốt thứ hai giữ ở nhiệt độ 150°C , ống này có sẵn mẫu đá thạch anh nhúng axit photphoric. Nhiệt độ của ống này rất thấp để thực hiện oxy hóa chất hữu cơ, nhưng nhờ điều kiện axit nên cho phép khử tất cả cacbon dưới dạng CO_2 . Hỗn hợp này được dẫn sang máy phân tích hồng ngoại. Sự khác nhau giữa kết quả đo hai mẫu là hàm lượng cacbon hữu cơ toàn phần.

Những ion như NO_3^- , Cl^- , SO_4^{2-} , PO_4^{3-} , có hàm lượng quá 10.000 mg/l giao thoa với phổ hồng ngoại. Nước thải công nghiệp chứa các chất đó với nồng độ như vậy phải sơ bộ pha loãng.

1.3.2.10. Nhu cầu oxy lý thuyết (ThOD) hay nhu cầu oxy toàn phần (TOD)

Các chất hữu cơ có nguồn gốc động vật và thực vật trong nước thải nói chung, là tổ hợp các nguyên tố cacbon, hydro, oxy, nitơ. Các nhóm chính của các nguyên tố này như trên đã nói là hydrat cacbon, protein, mỡ và các sản phẩm phân hủy của chúng. Nếu biết công thức hóa học của chất hữu cơ thì có thể tính được nhu cầu oxy theo lý thuyết.

a) Mối quan hệ giữa BOD, COD, TOD (nhu cầu oxy toàn phần)

Để kiểm tra nhanh chóng thông số BOD tại các nhà máy xử lý nước thải cũng như trong các nghiên cứu khoa học về xử lý nước thải, việc xác định BOD gặp phải trở ngại do thời gian xác định rất lâu. Do đó việc xác định mối quan hệ giữa BOD, COD và TOD là rất quan trọng.

Đầu tiên chúng ta hãy xét một hợp chất bị phân hủy sinh hóa hoàn toàn, như đường chẳng hạn. Trong trường hợp này BOD toàn phần sẽ bằng khoảng 90% nhu cầu oxy theo lý thuyết (khi kết thúc quá trình oxy hóa sinh học, khoảng 10% chất

hữu cơ ban đầu dưới dạng một chất dư không bị phân hủy, như vậy lượng 10% chất hữu cơ này không được phản ánh trong BOD. COD sẽ phản ánh nhu cầu oxy lý thuyết. Như vậy, đối với loại chất trên, ta có:

$$\text{COD} = \text{BOD toàn phần} / 0,9 = \text{TOD}$$

b) Quan hệ giữa cácbon hữu cơ và BOD

Khi xây dựng những mối quan hệ giữa BOD, COD và CHT (cácbon hữu cơ toàn phần) trong nước thải cần phải tính tới một số yếu tố ảnh hưởng đến mối quan hệ đó:

- Một phần COD của một số loại chất thải công nghiệp bị oxy hóa bởi những ion dicrômát sắt, sunphua, sunphit, những hợp chất nitơ và các hợp chất khoáng khác.
- Một số hợp chất hoàn toàn hoặc một phần không bị oxy hóa hoá học hoặc sinh học, và như vậy không tham gia vào COD hoặc BOD, trong khi đó toàn bộ cácbon hữu cơ lại được tính khi xác định CHT.
- BOD bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố khác nhau, mà COD và CHT lại không bị ảnh hưởng. Đó là các yếu tố: pH, sự thích nghi của vi sinh vật, tỷ lệ pha loãng, các hợp chất độc hại.

Có thể dự đoán rằng tỷ lệ COD/CHT của một loại nước gần bằng tỷ lệ trọng lượng phân tử oxy và cácbon ($32/12 = 1,66$).

Về lý thuyết tỷ lệ này có thể thay đổi từ 0 (trường hợp những hợp chất không bị oxy hóa khi xác định COD) tới 5,33 đối với metan hoặc hơn nữa nếu chất thải chứa các chất khử dạng vô cơ.

Đối với nước thải sinh hoạt, theo Imhoff, tiêu chuẩn chất bẩn theo đầu người được biểu thị ở bảng 1.7.

Giá trị BOD₅ theo đầu người còn tùy thuộc đặc điểm kinh tế – xã hội (Nedeco/DNV, 1982), xem bảng 1.8.

Nồng độ nước thải và tải lượng đơn vị hay hệ số tải lượng ở các nước phát triển:

- Ở Mỹ: 50 – 80 gBOD₅/ng.ngđ;
- Ở Châu Âu: 50 – 60 gBOD₅/ng.ngđ.

Bảng 1.6. Lượng chất bẩn tạo ra theo đầu người, theo Imhoff (g/ng.ngđ)

<i>Loại chất bẩn</i>	<i>Vô cơ</i>	<i>Hữu cơ</i>	<i>Tổng cộng</i>	<i>BOD₅</i>
Chất lơ lửng				
- Lắng được	20	40	60	19
- Không lắng được	10	20	30	12
Chất tan	50	50	100	23
Tổng cộng	80	110	190	54

Bảng 1.7. Giá trị BOD₅ theo đầu người (g/ng.ngđ)

Mức thu nhập	BOD ₅ g/ng.ngđ
Cao	60
Trung bình	50
Thấp	30

Bảng 1.3. Thành phần của phân người và nước tiểu

Thành phần	Phân	Nước tiểu
Lượng (ướt) theo 1 người/ngày	135 – 270g	1 – 1,3kg
Lượng (chất khô) theo 1 người/ngày	35 – 70g	50 – 70g
Thành phần gần đúng (88)		
Độ ẩm	66 – 80	93 – 96
Chất hữu cơ	88 – 97	65 – 85
Nitơ	5,0 – 7,0	15 – 19
Photpho (theo P ₂ O ₅)	3,0 – 5,4	2,5 – 5,0
Kali (theo K ₂ O ₃)	1,0 – 2,5	3,0 – 4,5
Caobon	44 – 55	11 – 17
Canxi (theo CaO)	4,5	4,5 – 6,0

Nguồn: HB Gotaas: Sanitary Disposal and Reclamation of Organic Wastes – World Health Organization, 1956

1.3.2.11. Chất béo và dầu mỡ

Đơn vị tính: mg/l

Trong nước thải sinh hoạt hàng ngày và trong lớp bùn cồng thoát nước bùn của cống và ngay cả lớp bùn đáy nhiều kênh rạch, sông trong thành phố, thường phát hiện một hàm lượng chất béo đáng kể. Với đặc tính dễ phân tán và khuếch tán, chất béo cũng như dầu mỡ có thể lan rộng và chiếm trọn diện tích một bề mặt rộng lớn, ngoài ra chất béo còn bám chặt vào thành các ống dẫn, những vật tiếp xúc dọc theo dòng chảy. Đây chính là điểm tác hại của chất béo, nhưng cũng dựa vào đó mà các nhà chuyên môn đã áp dụng để loại bỏ nó trong công nghệ xử lý chất béo. Công nghiệp thực phẩm là nguyên nhân chính yếu đưa chất béo vào nguồn nước thải, các cơ sở giết mổ gia súc, những xí nghiệp chế biến thực phẩm, công nghiệp sản xuất dầu ăn và sau đó là các kỹ nghệ lọc dầu mỏ. Những sinh hoạt hàng ngày cũng góp phần gia tăng lượng chất béo vào môi trường nước. Sự lan rộng chất béo trên mặt nước, tuy với lớp mỏng độ vài micrôn cũng đủ tạo thành lớp vàng bề mặt ngăn cản sự hòa tan ôxy vào nước, giết hại các chủng loại vi sinh hiếu khí, do đó làm giảm

khả năng tự làm sạch nguồn nước. Chất béo được loại bỏ qua các thiết bị thu vớt chất béo, qua quá trình lắng (các vật bị bám dính), lọc (bám vào vật liệu lọc), tuyển nổi (khuyết tán khí), và sau cùng là phương pháp xử lý sinh học.

1.3.2.12. Chất hoạt tính bề mặt

Đơn vị đo: mg/l.

Các chất có hoạt tính bề mặt (CHTBM) là các chất hóa học có chứa một gốc hóa học “kị nước”. CHTBM xâm nhập vào nguồn nước qua các con đường nước thải sinh hoạt hay từ các nước thải của nhà máy sản xuất xà bông, bột giặt tổng hợp, các chất tẩy rửa hóa học. Hoạt tính các chất này thể hiện qua việc chúng tích tụ ngay trên bề mặt tiếp xúc giữa giá thể và nước như tơ sợi, các chất bám dính, khí, dầu, mỡ, bụi, các vết bẩn,... sau đó phản ứng làm tách vật đó ra dưới dạng bọt khí, các hạt nhũ tương, chất khuyết tán, chất lơ lửng,... CHTBM thường là các phân tử có mang gốc là các hydrôcacbon ($-R$) đa cacbon 10-20 nguyên tử C, phân làm 2 nhóm mà nhóm chủ yếu là nhóm ion hóa tạo phản ứng trên. Các CHTBM ở dạng cation mang gốc điện tích âm tiêu biểu như: RSO^3 , Na^+ ,... hoặc các CHTBM ở dạng cation mang gốc điện tích dương đại diện là: $(RMe_3N)^+Cl^-$,... cũng có thể là các phân tử không mang điện tích như: $R-O(CH_2)^2-O(CH_2)^2$,...- $O(CH_2)^2-OH$ có công thức tổng quát $RE_n/2/3$. Các CHTBM thường gặp đều là CHTBM không mang điện tích. Trong nước thải sinh hoạt thành phố, CHTBM tìm thấy có hàm lượng trung bình từ 1 – 20 mg/l thường ở dạng hòa tan hay bị hấp phụ bởi vật khác. Bùn từ các công trình xử lý bậc một cũng có hàm lượng 1 – 20 mg CHTBM/g bùn khô. Trong tự nhiên CHTBM thường không vượt quá 0,1 mg/l.

1.3.2.13. Thuốc bảo vệ thực vật

Thuốc diệt cỏ, trừ sâu được sử dụng ngày càng rộng rãi từ sau thế chiến lần II. Hiện nay ước lượng có tới 67.000 loại thuốc diệt cỏ, trừ sâu đặc hiệu được sử dụng trong nông nghiệp và chăn nuôi với khối lượng trên 2.500.000 tấn mỗi năm trên toàn thế giới. Có thể phân loại chúng thành những nhóm theo đặc tính sinh học mỗi loại như: thuốc diệt côn trùng, thuốc diệt cỏ dại, diệt nấm mốc, diệt cháy rận,... Tuy nhiên theo cấu trúc hóa học, thường xếp chúng vào ba nhóm sau: nhóm clo hữu cơ (tiêu biểu là DDT, Lindan, Dieldrin hay Endrin,...), nhóm photpho hữu cơ (đại diện là Parathion, Malathion,...) và nhóm sau cùng là cácbanat có công thức tổng quát: $R_1-NH-COOR_2$. Độc tính giảm dần theo thứ tự trên. Nhóm clo hữu cơ, ngày nay nhiều quốc gia đang có khuynh hướng giảm dần đến cấm hẳn nhất là DDT. Thuốc diệt cỏ trừ sâu ngoài khả năng gây ô nhiễm cho vùng đất canh tác, còn khả năng lan rộng theo dòng chảy. Nhiều nghiên cứu cho thấy trong các mô nhiều loài động vật chưa từng tiếp xúc với DDT cũng tích lũy một hàm lượng DDT đáng kể. Nhóm

phốtpho tuy không tồn tại lâu như nhóm clo hữu cơ, nhưng những tổn thương trên hệ thần kinh động vật do tiếp xúc thường xuyên, và lâu ngày là những điều cần lưu ý cho nông dân và cả cho người tiêu thụ sản phẩm. Nhóm các chất có xu hướng thay thế dần các loại thuốc cũ vì đặc tính dễ phân hủy sinh học và ít gây độc cho các loài động vật hữu nhũ.

Tuy nhiên, việc nhập, sản xuất và sử dụng các loại thuốc trừ sâu diệt cỏ phục vụ cho nông nghiệp chưa được tổ chức kiểm tra chặt chẽ, công tác hướng dẫn chưa được truyền bá sâu rộng nên đây cũng còn là vấn đề bức xúc đối với các ngành chức năng.

1.3.2.14. Kim loại nặng (chất vô cơ dạng vết)

Đơn vị tính: mg/l.

Hầu hết kim loại nặng có trong nước có nhiều nguồn gốc khác nhau: từ quặng mỏ thiên nhiên, qua đường chất thải công nghiệp hay tiểu thủ công nghiệp,... Tác hại của kim loại nặng đối với môi trường được đánh giá qua 2 mặt: tạo cảm giác khó chịu cho người tiêu dùng hay gây ngộ độc cho sinh vật hoặc cùng gây cả hai. Tuy nhiên, không thể quên trường hợp một vài kim loại nặng còn là các nguyên tố vi lượng không thể thiếu để duy trì và điều hòa những hoạt động của cơ thể, tăng cường sức đề kháng giúp cơ thể chống lại bệnh tật.

a) Bari (Ba)

Muối bari được dùng trong công nghiệp sơn, vải sơn, giấy,... Với hàm lượng 1 mg/l Bari gây cho động vật những tổn hại về cơ, chứng rối loạn tim mạch, suy thận,... Điều may mắn là Bari dễ bị loại trừ bằng phương pháp hóa học với sunfát có trong tự nhiên để tạo thành kết tủa với Bari.

b) Cadmi (Cd)

Cadmi trong nước thải được tạo nên trong các cơ sở sản xuất pin, sơn, plastic, xi mạ, nhất là từ các cơ sở sản xuất đinh vít, ốc và bu lông,... Cadmi là nguyên nhân gây bệnh loãng xương. Ở nồng độ thấp, Cadmi gây chứng áp huyết cao, vô sinh ở nam giới, suy thận, già cúm.

c) Crom (Cr)

Crom thường gặp ở dạng muối cromát, trong nước thiên nhiên crom (III) bị thủy phân hoàn toàn và cho kết tủa dưới dạng hydrôxit. Các công nghiệp sản xuất nữ trang, hợp kim, vật liệu chịu nhiệt cao, chất xúc tác... đều có dùng crom. Ôxit crom và axit cromic còn được sử dụng trong ngành xi mạ, muối cromát dùng chế tạo các dung dịch tẩy rửa cho phòng thí nghiệm..., các chất thải sau quy trình sản xuất trên đều đi vào mạng lưới thoát nước. Những triệu chứng về rối loạn cảm giác da, suy gan có thể một phần do crom gây nên. Crom cũng bị nghi ngờ là tác nhân gây bệnh ung thư. Do đó mức giới hạn tối đa của crom trong nước sinh hoạt không vượt quá 0,05 mg/l.

d) Đồng (Cu)

Hàm lượng đồng trên 1,0 mg/l có thể gây cho nước có màu và vị. Ở nồng độ này, muối sunfat đồng được dùng làm chất diệt tảo và kiểm soát sự phát triển của tảo trong hồ chứa nước. Với hàm lượng 1,0 mg/l đồng tuy đã có thể gây ngộ độc cho cá, nhưng chưa có một bằng chứng cụ thể nào để kết luận về mối nguy hại của đồng đối với sức khỏe người tiêu thụ nước.

e) Chì (Pb)

Đã có nhiều trường hợp về ngộ độc chì, đầu tiên là sự nhiễm độc qua nước uống do ống dẫn được bảo vệ chống xâm thực bằng một lớp chì. Sự nhiễm chì qua đường tiêu hóa đặc biệt nghiêm trọng đối với trẻ em, do tính hay ngậm và gặm các vật dụng nên nhiều trường hợp cấp cứu đã xảy ra khi các em nuốt phải lớp sơn hay men chì trên vật dụng. Ngoài ra, chì còn gây nhiều tai nạn cho công nhân khi khai thác mỏ, luyện kim, sản xuất sơn, tinh luyện dầu mỏ. Gần đây sự nhiễm độc chì hữu cơ (Tetraetil chì) do khói xả từ các phương tiện giao thông qua đường hô hấp có chiều hướng gia tăng. Những triệu chứng khi ngộ độc có thể biểu hiện trên toàn thân, phá hoại hệ thần kinh, gây tê liệt dẫn đến tử vong. Ở trẻ em và thanh niên chì có thể gây chứng liệt não, đần độn, chậm phát triển. Điều đáng ngại là chì có thể gây ngộ độc do sự tích lũy dần nên khó phát hiện. Để loại chì cần thiết kể hệ thống thu hồi chì và áp dụng các phương pháp xử lý thích ứng.

f) Thủy ngân (Hg)

Sự nhiễm độc thủy ngân có thể phân làm hai trường hợp: ngộ độc cấp tính và ngộ độc mãn tính. Sự ngộ độc cấp tính phần lớn do tiếp xúc trực tiếp hoặc do nuốt phải một lượng muối thủy ngân đáng kể, nó được biểu hiện bằng chứng hoại tử da một cách nhanh chóng, tác kích vào lớp màng nhầy trong bộ phận tiêu hóa. Đối với những người hít phải hơi thủy ngân, có thể bị viêm phổi nghiêm trọng và tử vong. Sự ngộ độc mãn tính thường xảy ra với những người làm việc trong môi trường có hơi thủy ngân ở nồng độ thấp và bị nhiễm bởi sự hấp thụ qua da, hầu hết họ là những thí nghiệm viên, công nhân khai thác mỏ, hay hoạt động trong các ngành công nghiệp có sử dụng thủy ngân. Thủy ngân thất thoát từ cống rãnh các công xưởng điện giải (dùng điện cực thủy ngân) đã tích lũy tại lớp bùn đáy, và dưới sự tác động của một nhóm vi sinh vật kỵ khí đã biến thành mercuric dimetil không tan độc hại cho các thủy sinh vật. Theo quy phạm, trong nước cấp cho sinh hoạt hàm lượng thủy ngân cho phép không quá 0,01 mg/l.

1.3.3. Các chỉ tiêu sinh học

Có hai chỉ tiêu quan trọng thường được sử dụng để đánh giá mức độ ô nhiễm nước do phân gây nên: Coliform tổng số và E. Coli.

1.3.3.1. Coliform tổng số

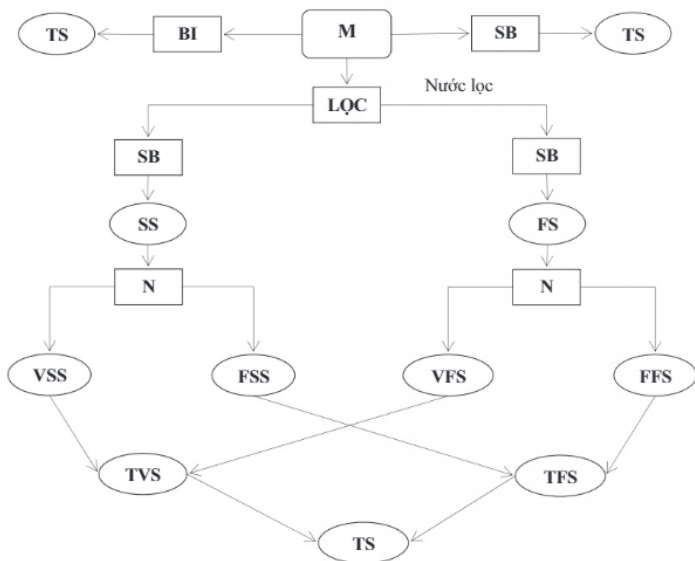
Coliform là loại vi khuẩn (VK) hiếu khí hoặc tùy nghi là loại VK hình que, gram âm, có khả năng lên men lactose để sinh khí ở nhiệt độ 35°C.

Coliform là chỉ tiêu để đánh giá ô nhiễm nước do phân và cũng là chỉ tiêu quan trọng để đánh giá hiệu quả xử lý của các nhà máy xử lý nước thải. Đơn vị tính là: VK/100ml hoặc MPN/100ml.

1.3.3.2. E.Coli

E. Coli thuộc nhóm coliform và là chỉ tiêu cũng được ứng dụng để đánh giá mức độ ô nhiễm nguồn nước do nước thải nhiễm phân của người và gia súc. Đơn vị tính: VK/100ml hoặc MPN/100ml.

1.4. QUY TRÌNH PHÂN TÍCH CÁC ĐẶC ĐIỂM HOÁ – LÝ VỀ MỐI QUAN HỆ GIỮA CHẤT RẮN TRONG NƯỚC VÀ NƯỚC THẢI



Hình 1.4. Mối quan hệ giữa các loại chất rắn có trong nước và nước thải

Ký hiệu:

M	Mẫu nước thí nghiệm
BI	Bình Imhoff – bình lắng
CL	Chất lắng được
SB	Sấy bay hơi
SS	Chất rắn lơ lửng
TS	Tổng chất rắn
FS	Chất rắn hòa tan
TVS	Tổng chất rắn bay hơi, viết đơn giản VS
N	Nung
LQC	Lọc qua giấy lọc tiêu chuẩn
VSS	Chất rắn lơ lửng bay hơi
FSS	Chất rắn lơ lửng cố định
VFS	Chất rắn bay hơi (chất hữu cơ tan trong nước)
FFS	Cặn tinh có trong nước (chất vô cơ hòa tan)
TFS	Tổng chất rắn vô cơ có trong mẫu nước

Chương 2

BẢO VỆ NGUỒN NƯỚC MẶT KHỎI SỰ Ô NHIỄM DO NƯỚC THẢI

TS. Nguyễn Thị Thanh Mỹ,

Th.S. Huỳnh Thị Ngọc Hân

2.1. Ô NHIỄM NGUỒN NƯỚC MẶT VÀ BIỆN PHÁP BẢO VỆ

2.1.1. Vai trò quan trọng của nguồn nước mặt

Nguồn nước mặt là nguồn nước có mặt nước tiếp xúc với không khí: sông, hồ, hồ chứa, biển,... Nguồn nước nói chung và nguồn nước mặt nói riêng đóng vai trò quan trọng trong phát triển kinh tế – xã hội của các tỉnh, thành phố trên lưu vực sông, là nguồn nước cho mục đích cấp nước, cho thủy lợi tưới tiêu, cho giao thông thủy, cho phát triển ngành du lịch và tạo cảnh quan sông nước đặc trưng của vùng lãnh thổ. Nguồn nước mặt cũng là nơi tiếp nhận các loại nước thải khác nhau với nồng độ bẩn khác nhau dẫn đến ô nhiễm nguồn nước mặt và trong thực tế, rất nhiều nguồn nước mặt bị ô nhiễm nặng nề do nước thải không xử lý hoặc xử lý không đạt yêu cầu theo quy định xả vào.

2.1.2. Ô nhiễm nguồn nước mặt và những ảnh hưởng

2.1.2.1. Nguyên nhân gây ô nhiễm nguồn nước

Nguồn nước bị ô nhiễm do nguyên nhân tự nhiên và nhân tạo.

a) Ô nhiễm do nguyên nhân tự nhiên:

- Do nước mưa chảy tràn lôi kéo các chất bẩn trên mặt đất vào nguồn nước;
- Do quá trình phát triển và chết đi của các thủy sinh vật sống trong nguồn nước mặt;
- Do ngập úng, bão lụt gây ô nhiễm nguồn nước,...

b) Ô nhiễm do nguyên nhân nhân tạo:

- Nguyên nhân nhân tạo gây ô nhiễm là do yếu tố con người và là nguyên nhân chính gây ô nhiễm các nguồn nước mặt;

- Việc xả các loại nước thải (nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp) chưa xử lý hoặc có xử lý nhưng không đạt yêu cầu quy định xả vào nguồn nước. Sự nhiễm bẩn này dẫn đến việc làm thay đổi thành phần tính chất hóa, lý, sinh học của nước. Chất lượng nước nguồn giảm ở mức độ nặng nhẹ khác nhau tùy theo lưu lượng và nồng độ bẩn của nước thải xả vào nguồn nước mặt.

- Do xả các chất thải khác nhau: nước thải, rác thải, chất thải của những hộ dân sống trên hoặc ven nguồn nước mặt;

- Do các sự cố trong vận chuyển giao thông thủy: sự cố tràn dầu, sự cố tai nạn của các tàu vận chuyển hóa chất,...;

- Do sử dụng quá nhiều các loại thuốc bảo vệ thực vật, phân bón trong nông nghiệp. Dư lượng của chúng cùng với nước tưới đưa vào nguồn nước.

Ở hình 2.1 giới thiệu cảnh xả nước thải chưa xử lý vào nguồn nước.



Hình 2.1. Xả nước thải chưa xử lý vào nguồn nước

2.1.2.2. Các dấu hiệu đặc trưng của sự ô nhiễm nguồn nước

Có thể đánh giá sơ bộ về sự nhiễm bẩn nguồn nước mặt bằng các dấu hiệu đặc trưng như sau:

- Có thấy xuất hiện các chất nổi trên mặt nước cũng như bùn lắng ở đáy;
- Tính chất lý học (độ trong, độ màu, chất lơ lửng (SS), mùi vị,...) thay đổi;
- Thành phần hóa học của nước nguồn thay đổi: pH thay đổi, hàm lượng các chất hữu cơ, vô cơ tăng hơn, xuất hiện các chất độc hại,...;

- Lượng oxy hòa tan trong nước nguồn giảm ở mức độ khác nhau tùy theo hàm lượng các chất hữu cơ đưa vào nguồn nước. Lượng oxy hòa tan giảm là do đã tiêu hao để oxy hóa sinh hóa (oxy hóa có sự tham gia của vi sinh vật) các chất hữu cơ đó;

- Vi sinh vật trong nguồn nước mặt thay đổi về dạng và về số lượng. Đôi khi có cả các vi trùng gây bệnh.

1. Nguồn gây ô nhiễm đối với nước mặt đáng lo ngại nhất là từ nước thải của một số ngành công nghiệp. Ví dụ: nước thải có chứa dầu và các sản phẩm dầu có khả năng tạo nên màng dầu nổi lên mặt nước hoặc lắng xuống đáy nguồn nước. Chất lượng nước nguồn giảm do có mùi và làm giảm khả năng xâm nhập ôxy qua lớp nước trên bề mặt.

2. Với hàm lượng dầu $0,2 \div 0,4 \text{ mg/l}$ sẽ làm nước có mùi dầu làm ảnh hưởng đến vị ngon của cá sống trong nguồn nước. Dầu và các sản phẩm dầu trong nguồn nước còn có tác hại đáng kể trong mùa cá đẻ. Trứng cá có thể bị hư hỏng do thấm dầu và dầu lắng xuống đáy nguồn nước.

Lượng ôxy hòa tan giảm có ảnh hưởng xấu đến các thủy sinh vật, nhất là cá. Quá trình hô hấp của chúng gặp khó khăn khi hàm lượng ôxy hòa tan nhỏ hơn 4 mg/l . Ôxy hòa tan có vai trò quan trọng trong quá trình tự làm sạch của nguồn nước và sẽ được trao đổi ở mục 2.2.

2.1.2.3. Ảnh hưởng của sự ô nhiễm nguồn nước

- Nguồn nước bị ô nhiễm ảnh hưởng nghiêm trọng đến cấp nước cho nhu cầu sinh hoạt. Trường hợp cụ thể điển hình là nguồn nước sông Sài Gòn những năm gần đây bị ô nhiễm hữu cơ, amôni, coliform do nước thải từ các nguồn thải trên lưu vực sông đã và đang gây khó khăn cho nhà máy nước Tân Hiệp;

- Ảnh hưởng đến sinh hoạt và sức khỏe cộng đồng - những người dân mà cuộc sống của họ gắn liền với sông nước tại các nguồn nước;

- Nguồn nước bị ô nhiễm làm ảnh hưởng đáng kể đến thủy sinh vật và hệ sinh thái nguồn nước, giảm đáng kể giống và loài;

- Ảnh hưởng đến khả năng tự làm sạch của nguồn nước;

- Ảnh hưởng đến việc tưới tiêu đồng ruộng, giảm sản lượng thu hoạch;

- Nguồn nước bị ô nhiễm còn có khả năng ảnh hưởng đến ngành du lịch sông nước vốn là thế mạnh của nhiều địa phương có nhiều dòng sông, kênh rạch.

2.1.3. Biện pháp bảo vệ nguồn nước mặt

Để bảo vệ nguồn nước mặt khỏi sự nhiễm bẩn bởi nước thải thường sử dụng tiêu chuẩn vệ sinh nguồn nước mặt - tức là nồng độ giới hạn cho phép của các chất trong nước nguồn xảy ra bình thường và bảo tồn được trọn vẹn quần thể sinh vật của nguồn nước. Cách bảo vệ nguồn nước mặt có hiệu quả nhất là giảm thiểu đến mức có thể lượng nước thải bằng cách áp dụng các biện pháp: ngăn ngừa ô nhiễm công nghiệp (công nghệ sản xuất sạch hơn), áp dụng công nghệ xử lý nước thải tại nguồn, sử dụng lại nước thải sau xử lý, công nghệ ít nước thải và công nghệ khép kín.

Công tác quản lý nguồn nước mặt có vai trò quan trọng bảo vệ chúng khỏi sự nhiễm bẩn do nước thải. Công việc cụ thể trong trường hợp này gồm có:

- Thực hiện quan trắc và phân tích (monitoring) chất lượng nước nguồn (sông) theo các chỉ tiêu cơ bản do Tổng Cục Bảo vệ Môi trường – Bộ Tài nguyên và Môi trường chủ trì với các trạm vùng miền quan trắc, ví dụ: Trạm quan trắc Vùng III do Viện Môi trường và Tài nguyên - ĐHQG TP.HCM thực hiện quan trắc môi trường trong phạm vi TP.HCM và các tỉnh đồng bằng sông Cửu Long,... Trên cơ sở các số liệu phân tích, đánh giá những diễn biến chất lượng nước nguồn, xác định nguyên nhân và đề xuất cách giải quyết:

- Tăng cường kiểm tra, thanh tra việc xả nước thải vào nguồn nước mặt, đối chiếu với tiêu chuẩn xả cho phép vào nguồn nước loại I, loại II (theo QCVN) và có biện pháp xử lý kịp thời nhất là đối với các xí nghiệp công nghiệp, các khu công nghiệp vi phạm. Việc kiểm tra, thanh tra này do các Sở Tài nguyên và Môi trường thực hiện;

- Giáo dục tuyên truyền tính tự giác của cơ sở sản xuất trong việc xử lý nước thải đảm bảo yêu cầu trước khi xả vào nguồn nước mặt với nhận thức đúng đắn là: bảo vệ môi trường để phát triển bền vững ngay cơ sở của mình và vừa thực hiện nhiệm vụ bảo vệ môi trường theo luật định.

Đối với đô thị và khu dân cư cần tiến hành các dự án xử lý nước thải tập trung với các công nghệ được lựa chọn phù hợp với điều kiện Việt Nam. Trong lúc chờ đợi để có các nhà máy xử lý đổ đi vào hoạt động thì việc cải tiến công tác quản lý các bể tự hoại ở đô thị và khu dân cư là hết sức cần thiết, bởi nếu quản lý tốt các bể tự hoại này sẽ làm giảm thiểu nồng độ bẩn của nước thải đô thị, giảm tải lượng ô nhiễm đặc biệt là hàm lượng chất lơ lửng và BOD khi xả vào nguồn nước mặt. Hơn thế nữa, có thể góp phần đơn giản hơn, ít khó khăn hơn trong xử lý nước thải tập trung sau này và có thể coi hệ thống các bể tự hoại là công trình xử lý sơ bộ trước khi xử lý tập trung.

Thường nguồn nước đi qua một vùng lãnh thổ gồm nhiều địa phương: hệ thống sông Đồng Nai qua 12 tỉnh thành phố; sông Cầu qua 6 tỉnh; hay qua nhiều nước (sông Mê Kông qua Thái Lan, Lào, Campuchia, Việt Nam), để bảo vệ nguồn nước và sử dụng hợp lý tài nguyên nước đều có ý nghĩa quan trọng nhất là phải quản lý tổng hợp và thống nhất nguồn nước mặt đó, và mọi thành viên trên lưu vực sông có trách nhiệm và quyền lợi như nhau. Để quản lý tổng hợp và thống nhất cần thành lập một tổ chức chung ví dụ như: Hội đồng (hay ủy ban) quản lý và bảo vệ môi trường nước lưu vực sông Đồng Nai, sông Cầu và hoạt động theo quy chế cụ thể như đang thực hiện. Vấn đề là tổ chức điều phối và triển khai đồng bộ kế hoạch bảo vệ môi trường các dòng sông trên địa bàn của từng tỉnh, thành phố có đầu tư và có hiệu quả cụ thể.

2.2. QUÁ TRÌNH TỰ LÀM SẠCH CỦA NGUỒN NƯỚC

2.2.1. Khả năng tự làm sạch của nguồn nước

Khả năng làm giảm được nồng độ các chất bẩn trong nước nguồn đến mức độ nào đó được gọi là khả năng tự làm sạch của nguồn nước. Khả năng tự làm sạch của nguồn nước không phải là vô hạn, chúng có thể thực hiện được khi nồng độ bẩn của các chất chứa trong nước thải đạt được giới hạn cho phép trước khi xả vào nguồn nước.

Khả năng tự làm sạch của nguồn nước phụ thuộc vào điều kiện xáo trộn và pha loãng nước thải với nước nguồn và được thực hiện qua hai quá trình:

- Quá trình xáo trộn và pha loãng thuần túy lý học giữa nước thải và nước nguồn;
- Quá trình khoáng hóa chất hữu cơ chứa trong nguồn nước.

Kết quả của hai quá trình trên là nồng độ bẩn của các chất trong nguồn nước giảm.

Quá trình xáo trộn và pha loãng nước thải với nước nguồn có dòng chảy (sông, suối,...) được giới thiệu ở hình 2.2.

Nước thải được xáo trộn và pha loãng với nước sông và cùng trôi theo dòng chảy đến một khoảng cách L nào đó. Trên khoảng cách L đó thường chia thành những vùng như sau:

- Vùng tại điểm xả (1); bị ô nhiễm nặng nhất.
- Vùng bị ô nhiễm nặng nhất (2): Tại đây hàm lượng ôxy hòa tan trong nước sông đạt giá trị nhỏ nhất;
- Vùng được xáo trộn và pha loãng hoàn toàn giữa nước thải và nước sông (3);
- Và vùng phục hồi lại trạng thái bình thường của sông (4) và quá trình tự làm sạch coi như đã hoàn tất tại đây.

Cường độ quá trình tự làm sạch phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau nhưng đáng kể nhất là các yếu tố sau đây:

- Lưu lượng nước sông;
- Tốc độ dòng chảy trong sông;
- Độ sâu của sông;
- Khả năng và mức độ làm thoáng nguồn nước;
- Thành phần hóa học của nước sông;
- Nhiệt độ của nước sông,...

Để thỏa mãn các yêu cầu về mặt vệ sinh nguồn nước người ta thiết lập giới hạn xả cho phép của chất bẩn nhằm hạn chế việc đưa các chất bẩn đó cùng với nước thải vào nguồn nước.

Phương trình cân bằng vật chất của nước nguồn (sông) có thể biểu diễn dưới dạng:

$$t F_1 + T F_v = F_2(t + dt) \quad (2-1)$$

Trong đó:

q, Q - Lưu lượng của nước thải và nước sông, m^3/h ;

C_1 - Nồng độ giới hạn của chất bẩn trong nước thải, g/m^3 ;

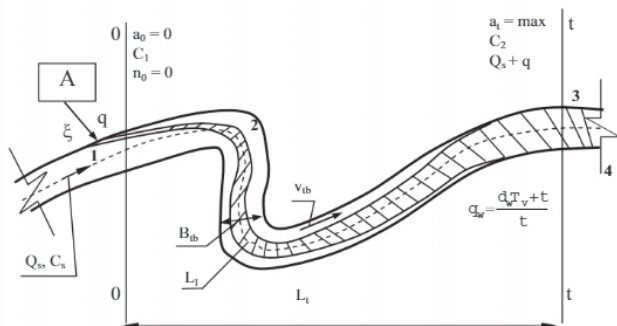
C_s - Nồng độ bẩn của nước sông ở phía trên điểm xả theo dòng chảy, g/m^3 ;

C_2 - Nồng độ giới hạn cho phép trong nước sông phụ thuộc vào mục đích sử dụng nước, g/m^3 ;

a - Hệ số xáo trộn, %.

Ý nghĩa của các biểu thức ở phương trình (2-1) được hiểu như sau:

- qC_1 - là giới hạn cho phép của chất bẩn chứa trong nước thải xả vào nguồn nước;
- QC_s - thể hiện trạng thái “nền” của nguồn nước;
- $C_2(q + aQ)$ - biểu diễn trạng thái bình thường của nguồn nước.



Hình 2.2. Sơ đồ tính toán quá trình xáo trộn của nước thải với nước nguồn

1. Điểm xả nước thải; 2. Vùng ô nhiễm nặng nhất;
3. Điểm cuối của quá trình xáo trộn qua thời điểm t ; 4. Vùng phục hồi.

2.2.2. Quá trình xáo trộn và pha loãng giữa nước thải với nước sông

Khi đánh giá mức độ xáo trộn và pha loãng của nước thải với nước sông thường không lấy toàn bộ lưu lượng nước sông Q để tính toán vì tại vùng cạnh nơi điểm xả (1) quá trình xáo trộn pha loãng chưa thực hiện được hoàn toàn mà chỉ đạt được ở khoảng cách (3) nào đó ở xa điểm xả nước thải.

Để tính toán lưu lượng nước sông tham gia quá trình pha loãng người ta sử dụng hệ số xáo trộn “a”. Hệ số này biểu thị phần lưu lượng nước sông được xáo trộn với nước thải trong đoạn sông đang xét.

Theo Frolov V.A và Rodjille I.D và Karaysev A.V thì hệ số xáo trộn “a” được tính theo công thức:

$$a = \frac{1 - e^{-a\sqrt[3]{L_t}}}{1 + \frac{Q}{q} e^{-a\sqrt[3]{L_t}}} \quad (2-2)$$

Trong đó:

e- Số logarit tự nhiên;

q- Lưu lượng nước thải, m³/s;

Q- Lưu lượng trung bình tháng nhỏ nhất của nước sông (với tần suất 95%) tại điểm xả nước thải, m³/s;

α- Hệ số tính đến yếu tố thủy lực trong sông, tính theo công thức (2-3):

L_t- Khoảng cách theo lạch sông tính từ điểm xả nước thải đến điểm tính toán (tại vị trí bắt đầu sự xáo trộn hoàn toàn) m.

$$\alpha = \varphi \times \xi_3 \sqrt[3]{\frac{K}{q}} \quad (2-3)$$

Trong đó:

φ - Hệ số tính đến sự uốn khúc của dòng sông;

ξ- Hệ số phụ thuộc vào vị trí của điểm xả nước thải vào nguồn nước (khi xả ngay bờ sông: ζ = 1; giữa lòng sông: ζ = 1,5);

K- Hệ số khuếch tán trong dòng chảy, m/s;

q- Lưu lượng nước thải, m³/s.

φ được tính theo công thức:

$$\varphi = \frac{L_t}{L_t} \quad (2-4)$$

Trong đó:

L_t- Khoảng cách theo đường thẳng từ điểm xả thải đến điểm tính toán, m.

Hệ số khuếch tán K có thể xác định theo công thức:

- Trường hợp đối với các dòng sông ở vùng đồng bằng:

$$K = \frac{v_{th} \cdot H_{th}}{200} \quad (2-5)$$

Trong đó:

v_{tb} - Tốc độ trung bình của dòng chảy tại đoạn sông giữa điểm xả và điểm tính toán, m/s;

H_{tb} - Độ sâu trung bình cũng trên đoạn sông đó, m.

- Trường hợp quá trình xáo trộn diễn ra trên đoạn sông tính toán (đoạn giữa điểm xả và điểm tính toán) gồm nhiều phân đoạn có v_{tb} và H_{tb} khác nhau nhiều, K được tính theo công thức:

$$K = \frac{\ell_1 K_1 + \ell_2 K_2 + \dots \ell_n K_n}{\ell} \quad (2-6)$$

Trong đó:

$\ell_1, \ell_2 \dots \ell_n$ - Chiều dài của mỗi phân đoạn, m;

ℓ - Tổng chiều dài của đoạn sông tính toán: $\ell = \ell_1 + \ell_2 + \dots \ell_n, m$

$$K_1 = \frac{v_{tb1}}{200}; K_2 = \frac{v_{tb2}}{200}; K_n = \frac{v_{tb2} H_{tb_n}}{200} \quad (2-7)$$

Tính theo lý thuyết thì khoảng cách từ điểm xả nước thải đến vị trí pha loãng hoàn toàn phải là vô tận, do đó $a = 1$ và trong thực tế không thể đạt được. Vì vậy để thực tế hơn, thì cần xác định khoảng cách đến vị trí xáo trộn hoàn toàn (khoảng cách tính toán) với a ví dụ $a = 0,8 \div 0,9$ có nghĩa là ở vị trí đó, nước thải được pha loãng với 80% hay 90% lưu lượng nước sông.

Khoảng cách tính toán (ℓ_{xt}) được xác định phụ thuộc vào hệ số xáo trộn a và dòng nước thải trôi dài theo dòng nước đến vị trí tính toán:

$$\ell_{xt} = \left[\frac{2,3}{\alpha} \lg \frac{a.Q + q}{(1-a)q} \right]^3 \quad (2-8)$$

Trong đó:

α - Hệ số tính đến các yếu tố thủy lực của dòng sông.

Số lần pha loãng n của sông tại vị trí tính toán được xác định theo công thức:

$$n = \frac{a.Q + q}{q} \quad (2-9)$$

Tuy nhiên cách tính này mang tính chất sơ bộ nhiều hơn để đánh giá về khả năng pha loãng của lưu lượng nước thải và nước sông, chưa tính đến mức độ cần thiết xử lý nước thải cũng như động lực học của nguồn nước. Để có thể đánh giá đầy đủ hơn các quá trình pha loãng trong nguồn nước cần tiến hành mô hình hóa thủy lực dòng sông.

2.2.3. Quá trình xáo trộn và pha loãng giữa nước thải với nước hồ

Quá trình xáo trộn pha loãng giữa nước thải với nước hồ khác hẳn so với nước sông.

Đặc điểm của hồ, hồ chứa có thể tóm tắt như sau:

- Tốc độ dòng chảy trong hồ rất nhỏ và tương đối cố định;
- Mặt nước hồ chịu ảnh hưởng của những luồng gió ngẫu nhiên, gây sóng mặt hồ và tạo những dòng chảy tức thời xua lớp nước trên mặt hồ theo các hướng khác nhau.

Với đặc điểm trên, nước thải xả vào hồ được xáo trộn và pha loãng ít, và thời gian đưa nước thải ra khỏi hồ rất lâu.

2.2.3.1. Tính toán theo Rufel M.A

Theo Rufel M.A thì sự xáo trộn và pha loãng giữa nước thải với nước hồ gồm hai giai đoạn:

- Sự xáo trộn và pha loãng ban đầu ứng với hệ số pha loãng a_1 xảy ra ngay điểm xả nước thải vào hồ;
- Sự xáo trộn và pha loãng cơ bản a_{cb} tiếp tục xảy ra sau đó do quá trình dịch chuyển nước trong hồ dưới ảnh hưởng của dòng chảy rối do gió tạo nên.

Hệ số pha loãng hoàn toàn a_{ht} được coi là tích của hai hệ số pha loãng a_1 và a_{cb} :

$$a_{ht} = a_1 \cdot a_{cb} \quad (2-10)$$

Khả năng pha loãng ban đầu phụ thuộc vào các yếu tố sau:

- Lưu lượng nước thải và nước hồ;
- Tốc độ chuyển động của nước thải khi xả vào hồ;
- Vị trí miệng xả của nước thải theo độ sâu của hồ;
- Hướng gió thổi.

Hệ số pha loãng ban đầu a_1 khi xả nước thải ở độ sâu 1/3 hồ được tính theo công thức:

$$a_1 = \frac{q + 0,0118H_{tb}^2}{q + 0,0018H_{tb}^2} \quad (2-11)$$

Trong đó:

q - Lưu lượng của nước thải, m^3/s ;

H_{tb} - Độ sâu trung bình của hồ, m.

Hệ số pha loãng của giai đoạn cơ bản a_{cb} được xác định theo công thức:

$$a_{cb} = 1 + 0,412 \left(\frac{\ell}{\Delta x} \right)^{0,627 + 0,0002 \frac{\ell}{\Delta x}} \quad (2-12)$$

Trong đó:

ℓ - Khoảng cách tính toán, m;

Δx - Hệ số phụ thuộc vào độ sâu của hồ: $\Delta x = 6,53 \cdot H_{\text{th}}^{1,167}$.

Phương pháp tính của Rufel M.A đơn giản và dễ sử dụng, tuy nhiên nhược điểm của phương pháp này là chưa tính đến ảnh hưởng của gió tham gia vào quá trình xáo trộn như là một yếu tố ảnh hưởng.

2.2.3.2. Tính toán theo phương pháp của Lapxốp N.N

Tính toán sự xáo trộn và pha loãng của nước thải với nước hồ theo phương pháp của Lapxốp N.N được ứng dụng giới hạn trong các trường hợp sau đây:

- Thiết bị xả nước thải vào hồ có dòng chảy dạng có áp tập trung hay phân tán;

- Khi vận tốc tia nước từ thiết bị xả thoát ra $v_i \geq 2$ m/s;

- Khi tỷ lệ chiều sâu hồ (H) tại vị trí đặt thiết bị xả với đường kính họng xả (d_0) của thiết bị xả: $H/d_0 \geq 30$.

Sự pha loãng tại vùng cạnh thiết bị xả được coi là nhỏ nhất và được xác định theo công thức:

$$\zeta = A \left(\frac{5,56\ell}{d_o} \right)^{p_{ox}} \quad (2-13)$$

Trong đó:

A- Thông số để xác định mức độ thay đổi của sự pha loãng;

d- Đường kính họng xả, m;

ℓ - Khoảng cách từ điểm xả đến điểm tính toán, m;

p- Thông số phụ thuộc mức độ chảy của hồ và tải trọng của nước thải lên hồ;

s- Thông số phụ thuộc vào độ sâu của hồ;

$$A = 0,74 \left(\frac{\ell}{b} + 2,1 \right)^{0,4} \text{ ứng với thiết bị xả phân tán;}$$

(b - Khoảng cách giữa các họng xả của thiết bị xả phân tán);

$A = 1$ - Ứng với thiết bị xả tập trung.

Thông số p được xác định theo công thức:

$$p = \frac{v_m}{\left(0,000015 + \frac{v_m}{v_i} \right) v_i} \quad (2-14)$$

Trong đó

v_m - Vận tốc tính toán của dòng chảy trong hồ, m/s;

v_t - Vận tốc tia nước từ thiết bị xả, m/s.

Thông số s được tính theo công thức:

$$s = 0,875 + 0,001 \frac{H_{th}}{d_o} \quad (2-15)$$

Thường thì thông số $s < 1$ hoặc $s = 1$ nếu khi tính toán s lớn hơn 1 thì chọn $s = 1$.

Để tăng hiệu quả xáo trộn của nước thải với nước nguồn có thể thực hiện bằng các cách sau đây:

- Tạo các điều kiện tốt nhất trong việc bố trí hợp lý thiết bị xả nước thải vào nguồn nước: bố trí tại nơi có dòng chảy ổn định; miệng (lỗ) xả của thiết bị xả cao hơn đáy nguồn nước ở độ cao $h \geq 5 d_o$ nhưng không tới 1,0 m;

- Có thể thực hiện pha loãng sơ bộ nước thải bằng nước nguồn, bằng cách bơm nước sông (hoặc hồ) vào gần tiếp nhận (hồ ga) ngay bờ của thiết bị xả nước thải.

Quá trình tự làm sạch của nguồn nước đối với các chất bẩn có thể phân hủy được (không bền) liên quan chặt chẽ đến các quá trình oxy hóa sinh hóa do vậy cần tính đến nhu cầu oxy và sự hòa tan trong nước nguồn.

2.2.4. Nhu cầu oxy và sự hòa tan oxy trong nước nguồn

Để quá trình tự làm sạch của nguồn nước đối với các chất bẩn không bền (các chất hữu cơ dễ bị phân hủy sinh học) xảy ra một cách bình thường ở nguồn nước cần đảm bảo các điều kiện thuận lợi có thể, trước hết là chế độ oxy hòa tan ổn định và đầy đủ trong nước nguồn. Trong nguồn nước xảy ra đồng thời hai quá trình trái ngược nhau:

- Quá trình nhu cầu (tiêu thụ) oxy để khoáng hóa (oxy hóa) các chất hữu cơ;
- Và quá trình hòa tan oxy (còn gọi là quá trình làm thoáng).

2.2.4.1. Quá trình tiêu thụ oxy

Trong quá trình tiêu thụ oxy xảy ra sự oxy hóa các chất hữu cơ dưới sự tham gia của các vi sinh vật (được gọi là quá trình oxy hóa sinh hóa) qua hai giai đoạn:

- Giai đoạn đầu: oxy hóa sinh hóa các chất chứa cacbon tạo thành CO_2 và nước;
- Giai đoạn sau: oxy hóa các chất chứa nitơ đầu tiên thành nitrit, sau đó thành nitrat.

Tốc độ oxy hóa sinh hóa ở giai đoạn đầu tuân theo quy luật sau: "*Tốc độ oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ ở mỗi thời điểm (hay sự tiêu thụ oxy cho quá trình oxy hóa sinh hóa) với nhiệt độ không đổi sẽ tỷ lệ với nồng độ của chất hữu cơ đó hoặc tỷ lệ với lượng oxy cần thiết để oxy hóa sinh hóa chúng*".

Như vậy, nếu nước thải không tiếp tục đưa vào nguồn nước thì tốc độ ôxy hóa sẽ giảm liên tục.

Quá trình tiêu thụ ôxy được đặc trưng bởi phương trình:

$$\lg \frac{L_t}{L_a} = k_1 \cdot t \quad (2-16)$$

Trong đó:

L_a - Hàm lượng BOD ở thời điểm ban đầu của quá trình tiêu thụ ôxy, mg/l;

L_t - Hàm lượng BOD qua thời gian t , mg/l;

k_1 - Hằng số tốc độ tiêu thụ ôxy với nhiệt độ cho trước;

t - Thời gian xảy ra quá trình tiêu thụ ôxy, ngày.

Hằng số k_1 phụ thuộc vào nhiệt độ của nước. Ở nhiệt độ 20°C, $k_1 = 0,1$. Ứng với các nhiệt độ khác k_1 được tính theo công thức:

$$k_1 = k_{1(20^\circ\text{C})} \cdot 1,047^{(T-20^\circ\text{C})} \quad (2-17)$$

2.2.4.2. Quá trình hòa tan ôxy (lâm thoáng)

Song song với quá trình tiêu thụ ôxy để ôxy hóa các chất hữu cơ, trong nguồn nước luôn xảy ra quá trình hòa tan ôxy để bổ sung lượng ôxy đã tiêu hao. Quá trình hòa tan ôxy được thực hiện do không khí bên ngoài xâm nhập vào lớp nước bề mặt của nguồn nước. Ngoài ra còn có lượng ôxy hòa tan bổ sung khác do quá trình quang hợp của thực vật nước. Chúng đồng hóa cacbon từ CO_2 hòa tan trong nước và giải phóng ôxy tự do. Áp suất riêng phần của ôxy tự do thường cao hơn ôxy của không khí, do đó độ hòa tan của chúng lớn hơn so với ôxy của không khí đến 5 lần.

Như nhiều chất khí khác, độ hòa tan của ôxy phụ thuộc vào nhiệt độ của nước và áp suất của không khí. Ở bảng 2.1 giới thiệu sự phụ thuộc của ôxy hòa tan vào nhiệt độ của nước với áp suất không khí.

Độ ôxy hòa tan của nước phụ thuộc vào bề mặt tiếp xúc giữa ôxy (không khí) và nước. Vì vậy trong điều kiện như nhau, độ hòa tan của ôxy phụ thuộc vào mức độ xáo trộn nước hay với một cách khác là phụ thuộc vào dòng chảy trong nguồn nước được tạo nên do những tác động bên ngoài.

Nếu lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn nhỏ hơn lượng ôxy bão hòa ở nhiệt độ cho trước của nước điều đó chứng tỏ rằng trong nước nguồn thiếu hụt ôxy.

Quá trình hòa tan ôxy được đặc trưng bằng phương trình:

$$\lg \frac{D_t}{D_a} = k_2 \cdot t \quad (2-18)$$

Trong đó:

D_a - Độ thiếu hụt oxy ban đầu, mg/l;

D_t - Độ thiếu hụt oxy qua thời gian t;

k_2 - Hằng số tốc độ hòa tan oxy trong nước;

t- Thời gian xảy ra quá trình hòa tan oxy.

Bảng 2.1. Lượng oxy hòa tan ứng với nhiệt độ khác nhau và với $P = 760$ mmHg

Nhiệt độ của nước $t^{\circ}C$	Lượng oxy hòa tan mg/l	Nhiệt độ của nước $t^{\circ}C$	Lượng oxy hòa tan mg/l
14	10,37	25	8,38
15	10,15	26	8,22
16	9,95	27	8,07
17	9,74	28	7,92
18	9,54	29	7,77
19	9,35	30	7,63
20	9,17	31	7,50
21	8,99	32	
22	8,83	33	
23	8,68	34	
24	8,53	35	

Hằng số k_2 phụ thuộc vào một số yếu tố: mức độ xáo trộn nước, tốc độ dòng chảy, độ sâu nguồn nước, nhiệt độ của nước,... Giá trị của k_2 có thể tham khảo ở bảng 2.2.

Bảng 2.2. Giá trị của hằng số tốc độ hòa tan oxy, k_2

TT	Đặc tính nguồn nước	Giá trị k_2 ứng với t°			
		15	20	25	30
1	Nguồn nước đứng yên, chảy yếu	0,11	0,15	0,17	0,19
2	Sông với $v_{th} < 0,5$ m/s	0,19	0,20	0,22	0,22
3	Sông với v_{th} tương đối lớn	0,40	0,50	0,54	0,66
4	Sông với dòng chảy mạnh	0,74	0,80	0,87	0,92

Ở nhiệt độ xác định, tốc độ hòa tan oxy trong nước nguồn tỷ lệ nghịch với mức độ bão hòa oxy và tỷ lệ thuận với độ thiếu hụt oxy trong nước.

Khi độ thiếu hụt oxy $D = 1$, nguồn nước thiếu hụt oxy hoàn toàn, có nghĩa là trong nước nguồn không có oxy hòa tan. Khi $D = 0$ có nghĩa là nguồn nước bão hòa oxy.

Khi hai quá trình tiêu thụ và hòa tan oxy xảy ra đồng thời trái ngược nhau, tốc độ cuối cùng về sự thay đổi độ thiếu hụt oxy có thể biểu diễn bằng phương trình cân bằng oxy như sau:

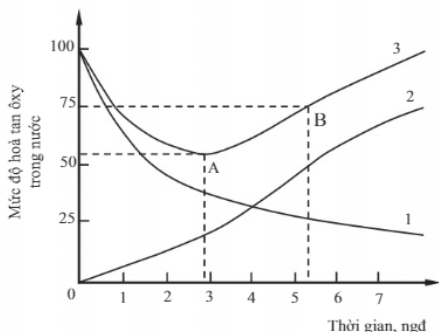
$$\frac{dD_t}{dt} = k_1' \cdot L_t - k_2' \cdot D_t \quad (2-19)$$

Sau khi lấy tích phân phương trình trên ta nhận được phương trình biểu diễn sự thiếu hụt oxy qua thời gian t :

$$D_t \frac{k_1 \cdot L_a}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_a \cdot 10^{-k_2 t} \quad (2-20)$$

Quá trình tiêu thụ oxy và quá trình hòa tan oxy xảy ra đồng thời trong nguồn nước có thể biểu diễn bằng đồ thị về sự thay đổi cân bằng oxy (hình 2.3) đường cong biểu diễn quá trình tiêu thụ oxy không có làm thoáng [phương trình (2-16)].

Đường cong biểu diễn quá trình hòa tan oxy (phương trình 2-18). Đường cong biểu diễn cả hai quá trình (phương trình 2-20).



Hình 2.3. Sơ đồ biểu diễn sự thay đổi cân bằng oxy trong nguồn nước

A. Điểm tới hạn; B. Điểm tốc độ phục hồi lớn nhất.

1. Đường tiêu thụ oxy; 2. Đường hoà tan oxy; 3. Tiêu thụ và hoà tan.

Từ đường cong 3, cho thấy những ngày đầu, lượng oxy hòa tan giảm đến giá trị nhỏ nhất (điểm A) và sau đó tăng bắt đầu vào ngày thứ tư. Điểm A được gọi là điểm

tới hạn ứng với hàm lượng ôxy nhỏ nhất, hay ứng với độ thiếu hụt ôxy lớn nhất. Điểm tới hạn A biểu diễn trạng thái nguy hiểm về mặt ô nhiễm của nước nguồn.

Như vậy nếu ở điểm A có đủ lượng ôxy hòa tan cần thiết thì có thể tính rằng trên những đoạn sông tính toán còn lại của nguồn nước sẽ có lượng ôxy hòa tan lớn hơn so với tại điểm A.

Thời gian tới hạn t_{th} ứng với hàm lượng ôxy nhỏ nhất được xác định từ phương trình (2-21) và cuối cùng có dạng:

$$t_{th} = \frac{\lg \left\{ \frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{D_a(k_2 - k_1)}{k_1 L_a} \right] \right\}}{k_2 - k_1} \quad (2-21)$$

Khi tính được t_{th} và khi biết được D_a và L_a có thể áp dụng cũng theo công thức (2-20) để xác định D_t ứng với hàm lượng ôxy nhỏ nhất. Hàm lượng ôxy nhỏ nhất cho phép được thiết lập bởi quy tắc vệ sinh phụ thuộc vào dạng sử dụng của nguồn nước.

2.2.5. Các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình tự làm sạch của nước nguồn

2.2.5.1. Ảnh hưởng của nồng độ ban đầu

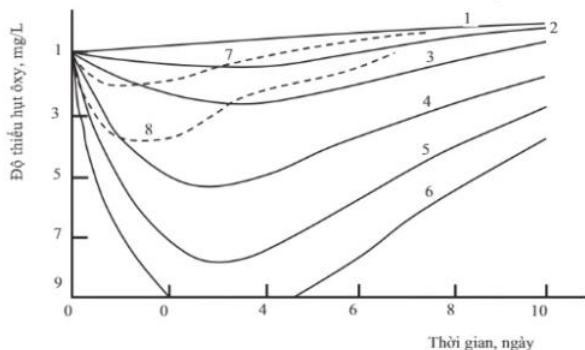
Nồng độ ban đầu (BOD) có ảnh hưởng đáng kể đến quá trình tự làm sạch của nguồn nước. Như đã trao đổi ở phần trước: quá trình tự làm sạch của nguồn nước thể hiện qua sự khoáng hóa các chất hữu cơ (BOD) và qua sự xáo trộn, pha loãng thuần túy lý học. Sự khoáng hóa các chất hữu cơ phụ thuộc chủ yếu vào hàm lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn và khi nói rằng nồng độ ban đầu chịu ảnh hưởng của lượng ôxy hòa tan thì có nghĩa rằng nồng độ ban đầu có ảnh hưởng đến quá trình tự làm sạch của nguồn nước.

Ở hình 2.4 thể hiện các đường cong ảnh hưởng của nồng độ ban đầu BOD (L_a) và hằng số tốc độ hòa tan ôxy k_2 đến hàm lượng ôxy hòa tan.

Từ các đường cong trên hình vẽ cho thấy: thời gian để hàm lượng ôxy đạt nhỏ nhất (độ thiếu hụt ôxy đạt giá trị cực đại) dao động trong khoảng 2 – 3 ngày.

Phương trình (2-21) thể hiện sự phụ thuộc của thời gian đó vào hàm lượng BOD ban đầu (L_a). Còn ở phương trình (2-20) cho thấy: Độ thiếu hụt ôxy trong nguồn nước ở tới hạn A, D_t tỷ lệ thuận với hàm lượng BOD ban đầu.

Trong điều kiện làm thoáng không tốt lắm, có nghĩa là khi hằng số k_2 nhỏ và nhiệt độ của nước cao (vào mùa hè chẳng hạn) thì độ thiếu hụt ôxy có thể đạt cực đại, có nghĩa là một số nơi nào đó của nguồn nước sẽ không có ôxy hòa tan, ví dụ trường hợp $L_a = 40 \text{ mg/l}$ và $k_2 = 0,2$ (đường cong 6) nơi đó có thể xảy ra quá trình kỵ khí.



Hình 2.4. Ảnh hưởng của BOD ban đầu (L_a) và hằng số hòa tan k_2 đến hàm lượng oxy hòa tan

1. $L_a = 2$ mg/l; 2. $L_a = 5$ mg/l; 3. $L_a = 10$ mg/l; 4. $L_a = 20$ mg/l;

5. $L_a = 30$ mg/l; 6. $L_a = 40$ mg/l; 7. $L_a = 20$ mg/l; 8. $L_a = 40$ mg/l

Đường 1, 2, 3, 4, 5, 6 ứng với $k_2 = 0,2$ Đường 7, 8 ứng với $k_2 = 0,8$

Để xác định lượng oxy hòa tan trong nước nguồn có thể sử dụng hệ số làm thoáng A ($\text{g/m}^2 \cdot \text{ng.đ}$) thay cho hằng số tốc độ hòa tan oxy k_2 . Hệ số A cho biết ngay lượng oxy hòa tan trong nước nguồn và thường được tính bằng gram oxy trên 1m^2 diện tích mặt nước nguồn trong ngày đêm ($\text{g/m}^2 \cdot \text{ng.đ}$).

Hệ số A phụ thuộc vào một số các yếu tố sau đây:

- Độ thiếu hụt oxy trong nước nguồn;
- Nhiệt độ của nước;
- Hằng số tốc độ hòa tan oxy;
- Và các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng xáo trộn nước nguồn: độ sâu của nguồn nước, tốc độ dòng chảy hình dáng lòng sông, gió, ...

Nếu như lượng oxy hòa tan ở điểm đầu và điểm cuối như nhau, hệ số làm thoáng A có thể tính theo công thức:

$$A = \frac{Q(L_a - L_c)}{F} \quad (2-22)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước, $\text{m}^3/\text{ng.đ}$;

L_a, L_c - BOD ở điểm đầu và điểm cuối, mg/l;

F- Diện tích mặt nước trên đoạn sông dài từ điểm đầu đến điểm cuối, m^2 .

Trên một đoạn sông dài đó, hệ số A có thể thay đổi (như đã nêu ở trên) phụ thuộc vào độ thiếu hụt oxy và một số nguyên nhân khác.

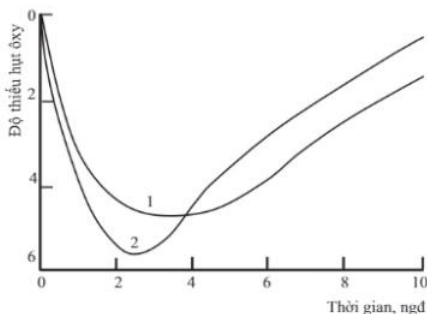
Từ công thức này có thể xác định diện tích cần thiết mặt nước sông để loại bỏ hoàn toàn chất bẩn đưa vào sông, còn khi biết chiều rộng của sông và tốc độ dòng chảy sẽ xác định được khoảng cách và thời gian để loại bỏ chất bẩn. Ngược lại, nếu cho trước khoảng cách mà tại đó kết thúc quá trình tự làm sạch của nguồn nước và khi biết diện tích cần thiết mặt nước sông có thể xác định được khối lượng chất bẩn có thể đưa vào nguồn nước để từ đó xác định mức độ cần thiết phải xử lý nước thải trước khi xả vào nguồn nước.

Cùng với các chất bẩn ban đầu chứa trong nước thải còn có thể có chứa cả một số vi trùng gây bệnh, đáng quan tâm nhất là vi trùng thương hàn và lỵ,... chúng có thể sống khá lâu trong nước và làm ô nhiễm về mặt vi trùng đối với nguồn nước. Thậm chí khi dòng nước trôi đi một đoạn khá xa nhưng sự ô nhiễm này vẫn còn tồn tại và phát triển. Quá trình tự làm sạch đối với dạng ô nhiễm này diễn ra chậm chạp về mùa lạnh. Vì thế việc tiến hành giai đoạn khử trùng nước thải đã xử lý là cần thiết nhằm bảo vệ an toàn về mặt vi trùng đối với nguồn nước.

2.2.5.2. Ảnh hưởng của nhiệt độ đến quá trình tự làm sạch

Nhiệt độ của nước nguồn có ảnh hưởng đáng kể đến chế độ oxy của nguồn nước. Về mùa hè, khi nhiệt độ của nước nguồn tăng, lượng oxy hòa tan giảm và mặc dù vậy quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ xảy ra với cường độ mạnh hơn (chính là do yếu tố nhiệt độ).

Về mùa hè, độ thiếu hụt oxy tăng nhanh hơn so với mùa lạnh. Ở hình 2.5 giới thiệu các đường cong ảnh hưởng của nhiệt độ đến sự thay đổi hàm lượng oxy hòa tan.



Hình 2.5. Các đường cong ảnh hưởng của nhiệt độ đến sự thay đổi hàm lượng oxy hòa tan
1. Ứng với nhiệt độ 20°C; 2. Ứng với nhiệt độ 30°C.

Theo các đường cong trên hình 2.5 có thể xác định thời gian tới hạn t_{th} : Ứng với nhiệt độ 20°C (đường cong 1), $t_{th} = 3$ ngày đêm và độ thiếu hụt ở ôxy là 5 mg/l; ứng với nhiệt độ 30°C (đường cong 2), $t_{th} = 2,5$ ngày đêm và độ thiếu hụt ôxy là 5,6 mg/l. Về mùa lạnh, nhiệt độ nước nguồn thấp và lượng ôxy hòa tan tăng, tuy nhiên ở nhiệt độ thấp các vi sinh vật hiếu khí hoạt động yếu ớt và do đó quá trình ôxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ xảy ra chậm chạp. Nói cách khác: về mùa đông hay ở những vùng lạnh, quá trình tự làm sạch của nguồn nước diễn ra với cường độ thấp.

2.2.5.3. Ảnh hưởng cặn lắng đến quá trình tự làm sạch

Cặn lắng ở nguồn nước là do các chất lơ lửng chứa trong nước thải chưa xử lý xả vào nguồn nước và chúng lắng xuống đáy. Cặn lắng này dễ bị phân hủy kỵ khí khi thiếu ôxy hòa tan và tạo thành các chất khí H_2S , CO_2 ,... Các chất khí này khi nổi lên mặt nước kéo theo các hạt cặn đã phân hủy, đồng thời các bọt khí vỡ tung và bay vào khí quyển làm ô nhiễm cả nước nguồn và cả không khí xung quanh. Điều này dễ dàng nhận thấy tại các kênh rạch Thị Nghè - Nhiêu Lộc, Tân Hóa, Lò Gốm (TP.HCM), Tô Lịch, Kim Ngưu,... (Hà Nội).

Ở nguồn nước, quá trình kỵ khí xảy ra chậm hơn nhiều so với quá trình hiếu khí. Do vậy, khi tiếp tục xả nước thải chưa xử lý vào nguồn nước thì quá trình phân hủy kỵ khí cũng xảy ra liên tục và trong thời gian dài. Khi đó quá trình tự làm sạch của nguồn nước có thể không xảy ra nữa. Chất lượng nước nguồn trong trường hợp như thế không thể sử dụng cho mục đích cấp nước, ảnh hưởng xấu đến thủy sinh vật và có thể gây nhiều thiệt hại khác nữa.

2.3. MỨC ĐỘ CẦN THIẾT XỬ LÝ NƯỚC THẢI

Như đã trao đổi ở phần trước: nước thải khi xả vào nguồn nước cần thiết phải xử lý đạt tiêu chuẩn xả cho phép theo quy định nhằm thỏa mãn các yêu cầu về mặt vệ sinh nguồn nước, khả năng tự làm sạch của nguồn nước, đảm bảo an toàn chất lượng nước phục vụ cho các mục tiêu kinh tế xã hội trên lưu vực của nguồn nước.

Khi thiết kế nhà máy xử lý nước thải đô thị và khu dân cư trước hết cần xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải. Các số liệu cần thu thập và khảo sát gồm có:

- Lưu lượng nước thải và nước nguồn;
- Thủy văn nguồn nước;
- Chất lượng nước thải và nước nguồn;
- Chất lượng nước nguồn,...

Mức độ cần thiết xử lý nước thải được tính theo các chỉ tiêu sau đây:

- Theo hàm lượng chất lơ lửng;
- Theo BOD_{ht} ;
- Theo lượng oxy hòa tan;
- Theo pH;
- Theo chất độc hại,...

2.3.1. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất lơ lửng

Hàm lượng chất lơ lửng cho phép m xả vào nguồn nước tuân theo quy tắc vệ sinh nguồn nước và được xác định theo công thức:

$$a.Q.b_s + q.m = (a.Q + q)(b_s + p) \quad (2-23)$$

Từ đó ta có:

$$m = p \left(\frac{a.Q}{q} + 1 \right) + b_s \quad (2-24)$$

Trong đó:

- p- Hàm lượng chất lơ lửng tăng cho phép trong nước nguồn sau khi xả nước thải vào (phụ thuộc vào loại nguồn nước), g/m^3 ;
- b_s - Hàm lượng chất lơ lửng trong nước nguồn trước khi xả nước thải vào, g/m^3 ;
- a- Hệ số xáo trộn;
- Q, q- Lưu lượng nước nguồn và nước thải, $m^3/ng.đ$.

Mức độ cần thiết xử lý theo chất lơ lửng được tính theo công thức:

$$D = \frac{(C - m)}{C} . 100\% \quad (2-25)$$

Trong đó:

- C- Hàm lượng chất lơ lửng của nước thải ban đầu, g/m^3 .

Để tránh hiện tượng lắng của các chất lơ lửng trong nguồn nước, kích thước thủy lực của chúng không quá 0,4 mm/s trước khi xả nước thải vào sông và 0,2 mm/s trước khi xả vào hồ.

2.3.2. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo BOD

Hàm lượng BOD trong nước thải giảm là do quá trình pha loãng giữa nước thải với nước nguồn và do quá trình tự làm sạch sinh học (ôxy hóa sinh hóa) các chất hữu cơ chứa trong nước thải.

Cân bằng BOD của hỗn hợp nước thải và nước sông tại điểm tính toán (không tính đến quá trình làm thoáng) được minh họa bằng phương trình sau:

$$q.L_t.10^{-k_t t} + a.Q.L_s.10^{-k_s t} = (q + aQ)L_{gh} \quad (2-26)$$

Trong đó:

L_t - BOD₂₀ của nước thải sau xử lý, g/m³;

L_s - BOD₂₀ của nước sông tại điểm xả nước thải, g/m³;

k_t, k_s - Hằng số tốc độ nhu cầu oxy của nước thải và nước sông;

L_{gh} - BOD giới hạn cho phép của hỗn hợp nước thải và nước sông tại điểm tính toán, g/m³;

t- Thời gian nước trôi đi từ điểm xả nước thải đến điểm tính toán theo lạch sông của nguồn nước, ng.đ.

Từ đó giá trị L_t bằng:

$$L_t = \frac{a.Q}{q.10^{-k_t t}} \left(L_{gh} - L_s.10^{-k_s t} \right) + \frac{L_{gh}}{10^{-k_t t}} \quad (2-27)$$

Giá trị L_{gh} ứng với từng loại nguồn nước và ứng với hàm lượng BOD₅ và BOD₂₀:

Mức độ cần thiết xử lý theo BOD được tính theo công thức:

$$D_{BOD} = \left(\frac{L_a - L_t}{L_a} \right) 100\% \quad (2-28)$$

Trong đó:

L_a - BOD₅ ban đầu của nước thải, g/m³.

Bảng 2.3. Xác định giá trị L_{gh}

Loại nguồn nước	$L_{gh}, g/m^3$	
	BOD ₅	BOD ₂₀
Nguồn loại I	2	3
Nguồn loại II	4	6
Nguồn nuôi cá	2	2,3

2.3.3. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo lượng oxy hòa tan

Hàm lượng BOD lớn nhất cho phép của nước thải xả vào nguồn nước được xác định từ các yêu cầu về vệ sinh nguồn nước, về sự bảo đảm lượng oxy hòa tan nhỏ nhất 4 mg/l (đối với nguồn loại I), hay 6 mg/l (đối với nguồn nuôi cá).

Ôxy tham gia quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ (BOD) trong nước nguồn thu được từ quá trình làm thoáng nguồn nước và ngoài ra còn từ kết quả của quá trình quang hợp của thực vật nước có trong sông, hồ. Tuy nhiên, oxy hòa tan

do quang hợp thường chỉ được tính đến khi tính toán thiết kế các công trình xử lý nước thải có sử dụng thực vật nước mà thôi, ví dụ: hồ sinh vật với tảo, hồ sinh vật với lục bình,...

2.3.3.1. Cách tính thứ nhất

Cách tính thứ nhất để xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo lượng ôxy hòa tan là dựa vào khả năng ôxy hóa các chất hữu cơ chứa trong nước thải chỉ do lượng ôxy có trong nước nguồn (mà không tính đến ôxy hòa tan từ bên ngoài không khí) tại điểm xả nước thải. Điều kiện để tính là: nếu như hàm lượng ôxy hòa tan trong nước sông không nhỏ hơn 4 (hoặc 6) mg/l trong vòng hai ngày đầu thì lượng đó không giảm trong những ngày sau đó. Điều kiện đó được mô tả bằng phương trình:

$$a.Q.O_s - (a.Q.L_s + q.L_t)0,4 = 4(a.Q + q) \quad (2-29)$$

Trong đó: Q- Lưu lượng tính toán của nước sông, m³/s;

a- Hệ số xáo trộn;

Q- Lưu lượng nước sông, m³/s;

O_s- Hàm lượng ôxy hòa tan trong nước sông, g/m³;

L_s, L_t- BOD của nước sông và nước thải, g/m³;

0,4- Hệ số để biến đổi BOD hoàn toàn (BOD₂₀) ra BOD hai ngày (BOD₂);

4- Lượng ôxy hòa tan nhỏ nhất cần đạt được trong nước nguồn 4 g/m³;

q- Lưu lượng nước thải, m³/s.

Từ phương trình trên tính được hàm lượng BOD lớn nhất cho phép của nước thải xả vào nguồn nước:

$$L_t = \frac{2,5aQ}{q}(O_s - 0,4L_s - 4) - 10 \quad (2-30)$$

Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo ôxy hòa tan được tính theo công thức:

$$D_o = \frac{(L_a - L_t)}{L_a} \times 100\% \quad (2-31)$$

Trong đó: L_a- BOD ban đầu của nước thải, g/m³.

2.3.3.2. Cách tính thứ hai

Cách tính toán hai dựa vào khả năng ôxy hóa các chất hữu cơ có trong nước thải do lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn có kể đến sự xâm nhập ôxy từ không khí vào lớp nước bề mặt.

Trong trường hợp này, để tính cân bằng ôxy của sông cần biết thêm một số các thông số sau đây:

- Tốc độ chuyển động của nước sông, m/s;
- Nhiệt độ của nước sông, °C;
- Hằng số tốc độ tiêu thụ oxy của quá trình sinh hóa k_1 ;
- Hằng số tốc độ hòa tan oxy trên lớp nước bề mặt, k_2 .

Tất cả các thông số trên tốt nhất là được xác định trực tiếp trên đoạn sông, nơi dự tính xả nước thải vào. Để tính toán, dựa vào ba điều kiện sau đây:

a) Cần phải tính thời gian tới hạn t_{th} tức là thời gian từ khi bắt đầu của quá trình tự làm sạch khi độ thiếu hụt oxy đạt giá trị lớn nhất;

b) Đảm bảo lượng oxy hòa tan còn lại trong nước nguồn là 4 mg/l với bất kỳ độ thiếu hụt oxy nào, tức là: $D_{th} = O_s - 4$ (trong đó: O_s - lượng oxy hòa tan ứng với nhiệt độ đang xét của nước nguồn. Ví dụ ứng với nhiệt độ 28°C, $O_s = 7,92$ mg/l);

c) Cần kiểm tra xem lượng chất bẩn cho phép (theo BOD) có làm phá vỡ chế độ oxy trong nước nguồn hay không, có nghĩa là có đảm bảo lượng oxy hòa tan còn lại 4 mg/l hay không ở thời điểm tới hạn t_{th} .

Cân bằng oxy trong các điều kiện đó được xác định theo công thức:

$$Q.L_s + q.L_t = (Q + q)L_m \quad (2-32)$$

Trong đó:

L_t - BOD lớn nhất của nước thải cho phép xả vào nguồn nước, g/m³;

L_s - BOD của nước sông, g/m³;

L_m - BOD trung bình cho phép của hỗn hợp nước thải và nước sông và được tính theo công thức:

$$L_m = \frac{L_s aQ + L_t \cdot q}{aQ + q} \quad (2-33)$$

Từ phương trình (2-33) tính được L_t :

$$L_t = \frac{Q}{q} (L_m - L_s) + L_m \quad (2-34)$$

Tuy nhiên, trong thực tế chỉ có một phần lưu lượng nước sông tham gia quá trình xáo trộn và pha loãng với nước thải, tức là với lưu lượng tính toán aQ ($a < 1$) mà thôi, khi đó:

$$L_t = \frac{aQ}{q} (L_m - L_s) + L_m \quad (2-35)$$

Và mức độ cần thiết xử lý nước thải theo oxy hòa tan D_o trong trường hợp này được tính theo công thức:

$$D_o = \frac{(L_a - L_t)}{L_a} \cdot 100\% \quad (2-36)$$

Trong đó: L_a - BOD ban đầu của nước thải, g/m³.

2.3.4. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo sự thay đổi pH của nước nguồn

Về nguyên tắc thì nước thải của một số ngành công nghiệp có tính axit hoặc bazơ đều phải xử lý (trung hòa) đạt tiêu chuẩn quy định: pH 6,5 – 8,5. Tuy nhiên trong những trường hợp cụ thể và được sự đồng ý của cấp có thẩm quyền (ví dụ Tổng Cục Bảo vệ Môi trường, các Sở Tài nguyên và Môi trường ở địa phương) có thể lợi dụng khả năng trung hòa các loại nước thải nêu trên của nguồn nước mà không cần tiến hành xử lý triệt để chúng:

Trong nước nguồn luôn có chứa một lượng bicacbonat $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$ và CO_2 .

Phản ứng trung hòa giữa nước thải chứa axit (HCl , H_2SO_4) với nước nguồn xảy ra như sau:

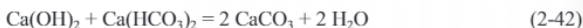


Hàm lượng bicacbonat trong nước nguồn giảm xuống còn CO_2 tự do tăng lên.

Phản ứng trung hòa giữa nước thải chứa bazơ (NaOH , $\text{Ca}(\text{OH})_2$) với nước nguồn:



và:



Sự phụ thuộc của pH vào hàm lượng CO_2 tự do và bicacbonat (HCO_3^-) trong nước nguồn được tính theo công thức:

$$\text{pH} = \text{pk}_1 - \lg \left[\frac{[\text{CO}_2]}{[\text{HCO}_3^-]} \right] \quad (2-43)$$

Trong đó:

pk_1 - Trừ logarit của hằng số phân ly bậc 1 (k_1) của axit cacbonic;

CO_2 - Hàm lượng CO_2 , mg/l;

HCO_3^- - Hàm lượng bicacbonat, mgđl/l.

Theo “Quy chế bảo vệ nguồn nước mặt khỏi sự nhiễm bẩn do nước thải” thì pH trong nước nguồn phải đạt trong giới hạn 6,5 ÷ 8,5.

2.3.5. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất độc hại

Để xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất độc hại có thể áp dụng công thức sau đây:

$$C_t = \frac{aQ}{q}(C_{g,h} - C_o) + C_{g,h} \quad (2-44)$$

Trong đó:

C_t - Hàm lượng chất độc hại của nước thải cần đạt được sau xử lý, mg/l;

C_o - Hàm lượng chất độc hại trong nước nguồn phía trên vị trí điểm xả nước thải (theo dòng chảy), mg/l;

$C_{g,h}$ - Hàm lượng giới hạn cho phép của chất độc hại trong nước nguồn nuôi cá (tham khảo ở bảng 2.4), mg/l.

Bảng 2.4. Hàm lượng giới hạn cho phép của một số chất độc hại trong nước nguồn nuôi cá, $C_{g,h}$

Các chất	$C_{g,h}$ mg/l
Manhê (Mg)	50
Hóa chất thuộc da	10
Muối amôn	5
Disunfua cacbon	1

2.3.6. Mức độ cần thiết xử lý nước thải theo nhiệt độ của nước thải

Xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo nhiệt độ dựa vào yêu cầu về an toàn vệ sinh, về nhiệt độ tăng cho phép của nước nguồn về mùa hè khi xả nước thải vào và được tính theo công thức:

$$T_t = \left(\frac{aQ}{q} + 1 \right) T_i + T_m \quad (2-45)$$

Trong đó:

T_t - Nhiệt độ của nước thải đạt được sau quá trình xáo trộn và pha loãng, °C;

T_i - Nhiệt độ tăng cho phép, nhưng không quá 3°C, °C;

T_m - Nhiệt độ lớn nhất của nước nguồn trước khi xả nước thải vào, °C.

2.4. CÁC PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NƯỚC THẢI, XỬ LÝ Bùn

Để loại bỏ các chất bẩn có thành phần và tính chất khác nhau chứa trong nước thải có thể ứng dụng các phương pháp xử lý: cơ học, hóa học, hoá lý và sinh học, và

mỗi phương pháp riêng biệt đó hoàn thành công nghệ xử lý nước thải của nguồn thải nào đó: nước thải đô thị khu dân cư, nước thải công nghiệp, khu công nghiệp,... Trong quá trình xử lý nước thải đó có tạo ra một lượng bùn đáng kể cần xử lý chúng và sau đó có thể tận dụng lại cho nhiều mục đích khác nhau: làm phân bón, cải tạo đất ở những vùng đất cần cỗi,...

Trong nhiều trường hợp việc xử lý nước thải được yêu cầu xử lý ở mức độ cao nhằm bảo vệ nguồn nước mặt (nguồn nước loại A). Khi đó cần thực hiện xử lý bậc cao nước thải sau khi đã xử lý sinh học (chủ yếu xử lý nitơ và photpho, các chất lơ lửng, BOD, các chất khó bị ôxy hoá,...). Và nước thải sau đó, về nguyên tắc là cần tiến hành khử trùng trước khi xả vào nguồn nước (nguồn tiếp nhận).

Phần dưới đây sẽ giới thiệu tổng quát về các phương pháp xử lý nước thải.

2.4.1. Xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học

Xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học thực chất là áp dụng các lực vật lý để loại bỏ các tạp chất cơ học không tan ra khỏi nước thải bằng cách gạn lọc, lắng, lọc.

Các công trình xử lý trong phương pháp cơ học này gồm có: song chắn rác, bể lắng cát, bể vớt dầu, mỡ, bể lắng, bể lọc,... mỗi công trình đơn vị này đều có nhiệm vụ khác nhau và hỗ trợ nhau để loại bỏ các tạp chất cơ học tương ứng trong nước thải.

2.4.1.1. Song chắn rác

Song chắn rác làm nhiệm vụ loại bỏ các tạp chất có kích thước lớn hơn 5 mm chủ yếu là rác hữu cơ chứa trong nước thải. Khi các tạp chất này có kích thước nhỏ hơn thì phải dùng lưới chắn rác.

2.4.1.2. Bể lắng cát

Nhiệm vụ của bể lắng cát là loại bỏ các tạp chất có nguồn gốc vô cơ, chủ yếu là cát chứa trong nước thải. Theo tiêu chuẩn xây dựng TCXDVN 51:2008/BXD thì với công suất của nhà máy xử lý nước thải lớn hơn hoặc bằng 100 m³/ng.đ phải thiết kế bể lắng cát. Việc loại bỏ cát ra khỏi nước thải (tách cát ra khỏi các chất hữu cơ), tạo điều kiện thuận lợi cho các công trình xử lý sau đó.

2.4.1.3. Bể vớt dầu, mỡ

Nhiều trường hợp, nước thải và nhất là nước thải của một số ngành công nghiệp có chứa dầu, mỡ,... (ví dụ nước thải nhà máy dầu thực vật, nhà máy chế biến thủy sản đông lạnh,...) và một số các chất ở dạng nổi, khi đó việc loại chúng được thực hiện ở công trình: bể vớt dầu, bể vớt mỡ,...

Đối với nước thải đô thị và khu dân cư, các chất nhẹ hơn nước như trên không nhiều, do vậy dễ loại bỏ chúng có thể thực hiện tại bể lắng hoặc bể lắng cát có bố trí các thanh gạt để thu gom chúng lại trên mặt nước và loại bỏ ra ngoài.

2.4.1.4. Bể lắng

Bể lắng được ứng dụng để loại bỏ các chất lơ lửng lắng được và các tạp chất nổi. Trong công nghệ xử lý nước thải vị trí của bể lắng nằm sau song chắn rác, bể lắng cát.

Bể lắng trong giai đoạn xử lý cơ học được gọi là bể lắng đợt I (trong giai đoạn xử lý sinh học, được gọi là bể lắng đợt II), bùn ở bể lắng đợt I được gọi là cặn tươi. Bùn ở bể lắng II được gọi là bùn hoạt tính (sau aerôten) và màng sinh học (sau biôphin).

2.4.1.5. Bể lọc

Các loại lưới lọc và bể lọc với vật liệu lọc dạng hạt được ứng dụng để loại bỏ các chất kích thước nhỏ chứa trong nước thải công nghiệp. Đồng thời bể lọc còn được sử dụng để xử lý bổ sung (xử lý bậc cao) nước thải đô thị.

Giai đoạn xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học (gọi ngắn gọn: xử lý cơ học) về nguyên tắc chỉ là giai đoạn xử lý sơ bộ và thứ cấp trước khi xử lý sinh học. Hiệu suất xử lý cơ học đạt đến 60% theo chất không tan chứa trong nước thải, đồng thời có thể làm giảm hàm lượng BOD đến 20%.

Để tăng hiệu suất, xử lý cơ học có thể tiến hành bằng cách làm thoáng sơ bộ – thổi khí nước thải tại bể làm thoáng (hiệu suất xử lý: 65%), hoặc làm thoáng có bùn hoạt tính tại bể đông tụ sinh học (hiệu suất xử lý: 75% và BOD giảm đến 40 – 45%).

Khi lưu lượng nước thải khu dân cư nhỏ nhưng nguồn tiếp nhận rất lớn thì vai trò của xử lý cơ học là chủ yếu, tuy nhiên phải được sự cho phép của cơ quan chức năng quản lý Nhà nước về quản lý và môi trường.

2.4.2. Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học

Xử lý sinh học thường được ứng dụng để xử lý nước thải sau giai đoạn xử lý cơ học. Thực chất của phương pháp là oxy hóa với sự tham gia của vi sinh vật hiếu khí các chất hữu cơ dạng keo và dạng hòa tan chứa trong nước thải. Các chất này là nguồn thức ăn của vi sinh vật. Quá trình oxy hóa các chất hữu cơ với sự tham gia của vi sinh vật hiếu khí được gọi là quá trình oxy hoá sinh hóa hiếu khí.

Phụ thuộc vào cách làm thoáng (cung cấp oxy): tự nhiên hay nhân tạo mà phương pháp xử lý sinh học được chia làm hai dạng tương ứng:

- Xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên;
- Xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo.

2.4.2.1. Phương pháp xử lý sinh học nước thải trong điều kiện tự nhiên

Xử lý sinh học nước thải trong điều kiện tự nhiên (làm thoáng tự nhiên) được thực hiện ở các công trình xử lý: hồ sinh vật, đất ngập nước, cánh đồng tưới, cánh đồng lọc,...

a) Hồ sinh vật

Hồ sinh vật là những hồ ao tự nhiên hay đào mới, trong đó quá trình xử lý sinh học nước thải theo cơ chế tương tự như quá trình tự làm sạch của nguồn nước. Hồ sinh vật có nhiều dạng khác nhau: hồ sinh vật kỵ khí, hồ sinh vật hiếu khí, hồ sinh vật tùy nghi,... Hồ sinh vật có sự tham gia của thực vật nước, của tảo,... Hồ sinh vật được thiết kế để xử lý sinh học hoàn toàn nước thải (sau xử lý cơ học), xử lý sinh học bổ sung bậc cao (sau xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo).

b) Đất ngập nước

Đất ngập nước là vùng đất ngập nước, có độ sâu vào khoảng 0,4 – 0,6 m trong đó phát triển các thực vật nước (nổi hoặc cắm sâu xuống đáy) như lục bình, rong, lau, sậy,... Thân, rễ ngập nước của chúng tạo điều kiện thuận lợi cho các vi sinh vật dính bám và cùng với ôxy thu được do quá trình ôxy hóa các chất hữu cơ chứa trong nước thải. Thực vật nước đóng vai trò lọc sạch nước thường được gọi là “hàng rào lọc thực vật nước”. Có hai dạng đất ngập nước: tự nhiên và nhân tạo được ứng dụng để xử lý nước thải. Tuy nhiên, đất ngập nước nhân tạo được ứng dụng rộng rãi hơn. Đất ngập nước được ứng dụng để xử lý nước thải qui mô nhỏ và để xử lý sinh học bậc hai hoặc xử lý bậc cao.

c) Thực vật nổi

Hệ thống xử lý với thực vật nổi đã được CEFINEA (Viện Môi trường và Tài nguyên ĐHQG TP.HCM những năm 1995 – 2004) nghiên cứu ứng dụng để xử lý nước thải với các loại thực vật nổi trong điều kiện Việt Nam: lục bình, rau muống nước, rau ngổ. Nhiều nước trên thế giới cũng đã nghiên cứu tương tự với thực vật nước nổi khác nhau. Hệ thống này tương tự như hệ thống đất ngập nước chỉ khác là với thực vật nước nổi mà thôi, và độ sâu có thể sâu hơn đến 1,4 – 1,8 m.

Hệ thống xử lý với thực vật nổi có thể thiết kế để xử lý sinh học bậc hai hay bậc cao và có thể nhằm loại bỏ tảo trong nước thải xả ra từ quá trình xử lý ở hồ sinh vật bằng quá trình sinh học đối kháng tự nhiên.

2.4.2.2. Xử lý sinh học nước thải trong điều kiện nhân tạo

Xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo (sục khí nhân tạo: khuấy trộn, bơm khí,...) được ứng dụng rộng rãi có khả năng xử lý ở mức độ cao và chiếm mặt bằng không lớn so với các công trình xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên.

Các công trình xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo gồm: Với quá trình vi sinh vật hiếu khí lơ lửng: bể bùn hoạt tính (aerôten), mương oxy hóa, bể bùn hoạt tính theo mẻ (SBR), bể Uniten. Với quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám: bể lọc sinh học – bể biôphin nhỏ giọt, cao tải, thấp lọc sinh học, bể sinh học tiếp xúc quay (RBC),...

a) Aerôten

Aerôten là công trình xử lý sinh học nhân tạo có dạng bể chứa kéo dài hình chữ nhật, trong đó xảy ra quá trình xử lý nước thải bằng bùn hoạt tính. Quá trình xử lý sinh học ở aerôten còn gọi là quá trình vi sinh vật lơ lửng.

Bùn hoạt tính thực chất là tập hợp các vi sinh vật hiếu khí có khả năng hấp phụ và oxy hóa (sinh hóa) các chất bẩn hữu cơ chứa trong nước thải khi có lượng oxy đầy đủ. Do vậy, trong bể aerôten luôn được cung cấp lượng oxy cần thiết và liên tục.

Hỗn hợp bùn hoạt tính và nước sau xử lý được dẫn đến bể lắng đợt II. Bùn hoạt tính từ bể lắng II được dẫn trở lại aerôten (khoảng 50% thể tích bùn hoạt tính) sau khi tái sinh và được gọi là bùn hoạt tính tuần hoàn. Lượng bùn hoạt tính còn lại được gọi là bùn hoạt tính dư từ bể lắng II đầu tiên được dẫn đến bể nén bùn (để làm giảm độ ẩm cần thiết) sau đó cùng với cặn tươi từ bể lắng đợt I dẫn đến bể metan để xử lý bằng quá trình sinh học kỵ khí.

Trong thực tế có nhiều dạng mô phỏng của aerôten được áp dụng aerôten tải trọng cao, aerôten kết hợp bể lắng, mương oxy hóa, bể bùn hoạt tính theo mẻ (SBR), Uniten như đã nêu ở trên,...

b) Bể lọc sinh học

Bể lọc sinh học có dạng như bể chứa được gọi là giá thể, trong bố trí các vật liệu lọc (đá cuội, xỉ, vòng nhựa,... kích thước 40 – 50 mm) với hệ thống phân phối nước thải dẫn vào và dẫn ra khỏi bể. Nước thải (thường là sau giai đoạn xử lý cơ học) theo hệ thống phân phối được tưới đều lên vật liệu lọc trên mặt, và lọc qua lớp vật liệu lọc trên bề mặt của các giá thể vật liệu lọc hình thành các “màng vi sinh vật”, quần thể vi sinh vật có khả năng hấp phụ các chất hữu cơ có chứa trong nước thải và oxy hóa chúng. Nước thải sau xử lý ở bể sinh học cùng với các màng vi sinh vật chết đi và trôi theo nước và được dẫn đến bể lắng đợt hai.

Quá trình sinh học xảy ra ở bể sinh học còn được gọi là quá trình sinh học dính bám.

Dạng các bể lọc sinh học thông dụng gồm có: Bể lọc sinh học nhỏ giọt, bể lọc sinh học cao tải, thấp lọc sinh học, bể sinh học tiếp xúc quay (RBC),...

2.4.3. Xử lý nước thải mức độ cao

Xử lý nước thải mức độ cao thường được thực hiện sau giai đoạn xử lý sinh học hoàn toàn nhằm thỏa mãn các yêu cầu đạt hiệu quả xử lý cao trong các trường hợp

cụ thể. Nhiệm vụ của xử lý nước thải mức độ cao là làm giảm thiểu nồng độ bản của các chất ở mức độ cao hơn so với tiêu chuẩn xả cho phép. Các chất đó là:

- Các chất lơ lửng, BOD,...;
- Các tạp chất khó bị ôxy hóa;
- Các liên kết nitơ và photpho.

Nước thải sau xử lý mức độ cao có thể được sử dụng lại cho các nhu cầu sản xuất công nghệ của các nhà máy xí nghiệp và như thế hạn chế lượng nước thải xả vào nguồn tiếp nhận, đồng thời tiết kiệm được lượng nước cấp theo nhu cầu sản xuất.

Để loại bỏ các chất lơ lửng còn lại sau xử lý sinh học thường ứng dụng phương pháp lọc, lọc qua các bể lọc các kiểu khác nhau, lọc với vật liệu nổi: (lọc nổi), tuyển nổi, hoặc vi lọc,...

Để khử các tạp chất khó bị ôxy hóa thường ứng dụng phương pháp keo tụ, hấp phụ.

Các liên kết nitơ, photpho chứa trong nước thải khi xả vào nguồn nước có khả năng gây hiện tượng phú dưỡng nguồn nước làm giảm chất lượng nước nguồn. Do vậy, trong trường hợp đó cần xử lý nitơ và photpho trước khi xả vào nguồn tiếp nhận. Ngoài ra, việc xử lý nitơ và photpho cũng cần thiết khi nước thải sau xử lý được sử dụng lại trong hệ thống cấp nước tuần hoàn cho xí nghiệp công nghiệp để tránh khả năng phát triển rong rêu,... trong đường ống và thiết bị.

Có nhiều phương pháp xử lý nitơ và photpho, phổ biến nhất là phương pháp dùng hóa chất: vôi, phèn nhôm, phèn sắt, phương pháp sinh học nổi tiếp: kỵ khí, thiếu khí, hiếu khí.

Nitơ có mặt trong nước thải sau xử lý sinh học có dạng $N-NO_2$, $N-NO_3$ và muối amoni. Để xử lý chúng trong trường hợp này có thể sử dụng phương pháp hóa-lý và sinh học. Phương pháp hóa lý gồm: trao đổi ion, hấp phụ bằng than hoạt tính với clorua hóa sơ bộ, thẩm thấu ngược, ôzon hóa,...

Phương pháp sinh học để loại bỏ nitơ là nitrát hóa và khử nitrat (kỵ hơn, xem phần xử lý sinh học nước thải).

2.4.4. Khử trùng nước thải

Sau giai đoạn xử lý sinh học nhân tạo, song song với việc loại bỏ các chất bẩn chứa trong nước thải thì lượng vi trùng cũng giảm đáng kể tuy nhiên cũng còn cao hơn nhiều so với tiêu chuẩn quy định. Vì vậy cần thực hiện giai đoạn khử trùng – là giai đoạn cuối cùng trong công nghệ xử lý nước thải đô thị, khu dân cư trước khi xả vào nguồn tiếp nhận.

Giai đoạn khử trùng còn được thực hiện đối với các nhà máy xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học. Để khử trùng thường dùng clo và các hợp chất chứa clo và ngoài ra trong những điều kiện cho phép có thể khử trùng bằng ôzôn.

2.4.5. Xử lý bùn của nước thải

Trong công nghệ xử lý nước thải bằng bất kỳ phương pháp nào: cơ học, sinh học (bậc I hoặc bậc II) đều có tạo nên một lượng bùn đáng kể. Các loại bùn đó là:

- Bùn (hay cặn) tươi là các chất hữu cơ không hòa tan lắng ở bề mặt đợt I;
- Bùn hoạt tính dư (khi sử dụng aerôten) và màng sinh học (khi sử dụng bể lọc sinh học) từ bể lắng đợt II;
- Cát từ bể lắng cát.

Các loại bùn nêu ở trên đều có mùi hôi thối khó chịu và gây tác động xấu đối với môi trường và do đó nhất thiết phải được xử lý.

Nhiệm vụ của quá trình xử lý bùn của nước thải là:

- Làm giảm độ ẩm và thể tích bùn;
- Ổn định bùn;
- Khử trùng,...

2.4.5.1. Các công trình xử lý bùn

Để thực hiện quá trình xử lý bùn đạt các chỉ tiêu vệ sinh môi trường cần thiết thường ứng dụng phương pháp sinh học kỵ khí trong các công trình tương ứng tùy thuộc vào công suất và quy mô của công trình xử lý: Bể tự hoại với quy mô gia đình, bể lắng hai vò với quy mô tiểu khu dân cư, bể metan với quy mô và công suất lớn.

Bể tự hoại và bể lắng hai vò hoàn thành đồng thời hai chức năng: lắng và lên men cặn (bùn) đã lắng. Tuy nhiên, cường độ quá trình sinh học kỵ khí ở bể tự hoại và bể lắng hai vò không cao, còn bể metan là công trình xử lý bùn hoàn chỉnh được ứng dụng để xử lý bùn của nước thải đô thị và khu dân cư, các loại bùn cụ thể là: bùn tươi từ bể lắng đợt I, bùn hoạt tính dư sau khi qua bể nén bùn (để giảm thể tích độ 5 – 6 lần, độ ẩm còn lại 94 – 96%), rác từ song chắn rác sau khi đã qua thiết bị nghiền rác.

Bùn từ bể metan có độ ẩm vào khoảng 96 – 97%. Để giảm thể tích bùn và giảm độ ẩm thường ứng dụng các công trình làm ráo nước của bùn trong điều kiện tự nhiên: sân phơi bùn, hồ nén bùn và trong điều kiện nhân tạo: lọc chân không, lọc ép. Độ ẩm của bùn còn lại 50 – 80% và thể tích giảm đến 8 – 15 lần.

2.4.5.2. Các công trình, thiết bị làm khô bùn

Để sấy khô bùn nhằm giảm thể tích bùn thường ứng dụng phương pháp sấy bằng nhiệt với các thiết bị tương ứng: sấy dạng trống, sấy băng tải,...

Bùn sau khi sấy có dạng hạt và có độ ẩm chừng 20 – 25% dễ dàng vận chuyển đến đồng ruộng và sử dụng chúng như là phân bón (nếu như chúng không có chứa các chất độc hại vượt tiêu chuẩn quy định).

Cát từ bể lắng cát được làm ráo nước ở sân phơi cát và sau đó chở đi sử dụng vào mục đích khác như san nền,...

Việc lựa chọn công nghệ tối ưu xử lý bùn của nước thải phụ thuộc vào nhiều yếu tố: tính chất và số lượng bùn, điều kiện khí hậu và đặc biệt yếu tố mặt bằng đất sử dụng. Một cách tổng quát là cần thực hiện dự án lập luận chứng kinh tế kỹ thuật và lập báo cáo đánh giá tác động môi trường của dự án xử lý nước thải nói chung và xử lý bùn nói riêng, trong đó đặc biệt quan tâm đến các giải pháp khắc phục mặt tiêu cực liên quan đến môi trường của dự án.

2.5. SƠ ĐỒ CÔNG NGHỆ NHÀ MÁY (TRẠM) XỬ LÝ NƯỚC THẢI

2.5.1. Các giai đoạn cơ bản trong công nghệ xử lý nước thải

Lựa chọn sơ đồ công nghệ và thành phần các công trình đơn vị của nhà máy (trạm) xử lý nước thải là việc làm công phu đầy sáng tạo của người kỹ sư kỹ thuật môi trường, kỹ sư cấp thoát nước trên cơ sở so sánh kinh tế – kỹ thuật và khía cạnh môi trường của các phương án đề xuất.

Việc lựa chọn này phụ thuộc vào nhiều yếu tố:

- Mức độ cần thiết xử lý nước thải;
- Công suất của nhà máy xử lý hay lưu lượng nước thải cần xử lý;
- Thành phần tính chất và các chỉ tiêu của nước thải;
- Địa hình khu vực dự định bố trí nhà máy xử lý nước thải;
- Điều kiện cung cấp điện, nước;
- Đặc tính của đất sử dụng;
- Loại và quy mô của nguồn tiếp nhận và điều kiện thủy văn ...
- Khía cạnh kinh tế - xã hội và môi trường.

Theo nguyên tắc thiết kế thì các công trình đơn vị của nhà máy xử lý nước thải được bố trí sao cho nước thải có thể tự chảy liên tục từ công trình này sang công trình kế tiếp.

Trong công nghệ xử lý nước thải thường gồm ba giai đoạn xử lý: xử lý cơ học (hay tiền xử lý); giai đoạn xử lý sinh học và xử lý bùn cặn.

2.5.1.1. Giai đoạn xử lý cơ học

Giai đoạn xử lý cơ học gồm các công trình đơn vị được bố trí theo thứ tự: song chắn rác, bể lắng cát và bể lắng đợt I.

Nhiệm vụ của song chắn rác là loại bỏ các tạp chất có kích thước lớn và phần lớn là rác. Rác được nghiền nhỏ ở máy nghiền rác và được đưa trở lại trước hoặc sau song chắn rác, còn nước thải sau khi qua song chắn rác tự chảy đến bể lắng cát.

Nhiệm vụ của bể lắng cát là loại bỏ các tạp chất có nguồn gốc vô cơ nhưng chủ yếu là cát. Cát sau đó được dẫn đến sân phơi cát, còn nước thải được dẫn đến bể lắng đợt I.

Bể lắng đợt I làm nhiệm vụ loại bỏ các tạp chất hữu cơ dạng lắng được hoặc dạng nổi còn lại trong nước thải sau khi đã qua song chắn rác và bể lắng cát. Bùn lắng ở bể lắng đợt I được gọi là bùn (cặn) tươi và được xử lý bằng quá trình sinh học kỵ khí tại bể mêtan (đối với các nhà máy xử lý nước thải công suất lớn). Cặn đã lên men từ bể mêtan được dẫn đến sân phơi bùn để làm ráo nước trong bùn. Tại đây một phần nước trong bùn bốc hơi và một phần được lọc và được giữ lại qua mạng lưới thu nước. Nước này có thể dẫn đến trước bể tiếp xúc hoặc đưa trở lại trước song chắn rác. Nước thải sau bể lắng đợt I thường được dẫn đến các công trình xử lý sinh học (giai đoạn xử lý sinh học) để xử lý tiếp hoặc xả vào nguồn nước khi điều kiện cho phép chỉ cần xử lý cơ học.

2.5.1.2. Giai đoạn xử lý sinh học

Giai đoạn xử lý sinh học gồm các công trình xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên (hồ sinh vật, đất ngập nước, cánh đồng học,...) hay nhân tạo (bể lọc sinh học, aerôten, SBR,...) để xử lý các tạp chất hữu cơ còn lại sau giai đoạn xử lý cơ học bằng quá trình sinh học hiếu khí. Bùn hoạt tính hình thành ở aerôten hay màng vi sinh vật hình thành ở bể lọc sinh học được giữ lại ở bể lắng đợt II. Bùn hoạt tính dư (phần bùn còn lại 50% sau khi tuần hoàn trở lại aerôten), sau khi nén, màng vi sinh vật được dẫn đến bể mêtan hoặc có thể dẫn về bể lắng đợt I.

Nước thải sau bể lắng đợt II được khử trùng ở bể tiếp xúc trước khi xả vào nguồn nước.

2.5.1.3. Giai đoạn xử lý bùn cặn

Giai đoạn xử lý bùn cặn hoạt động độc lập gồm các công trình xử lý bùn (cặn) gồm cặn tươi, từ bể lắng đợt I, bùn hoạt tính dư sau khi nén, rác từ song chắn rác sau khi nghiền nhỏ được dẫn đến bể mêtan, bể ổn định bùn hiếu khí, sân phơi bùn, các công trình làm ráo nước, và sấy khô bùn. Đối với công suất quy mô nhỏ, công trình xử lý bùn có thể dùng bể lắng 2 vỏ và sân phơi bùn.

2.5.2. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải

2.5.2.1. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học

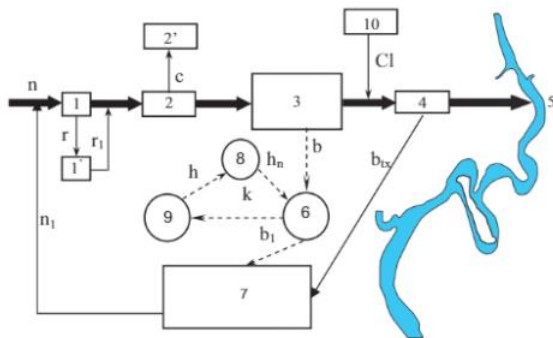
Ở hình 2.6 giới thiệu sơ đồ công nghệ trạm xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học. Sơ đồ này được áp dụng trong các trường hợp sau đây:

- Nguồn tiếp nhận nước thải (sông) có lưu lượng lớn và theo tính toán mức độ cần thiết nước thải chỉ yêu cầu xử lý ở mức cơ học. Tuy nhiên, trong trường hợp này cần phải tính đến các điểm xả khác vào đoạn sông tiếp nhận nước thải theo tải trọng chất lơ lửng và tải trọng BOD để bảo đảm rằng đoạn sông đó có khả năng tiếp nhận và tự làm sạch của chúng.

- Xử lý cơ học là giai đoạn I của công nghệ xử lý hoàn chỉnh (giai đoạn II – xử lý sinh học) trong khi chờ đợi hoàn thành giai đoạn II.

Nước thải đô thị được dẫn vào các công trình xử lý cơ học, đầu tiên qua song chắn rác (1) sau đó qua bể lắng cát (2), bể lắng (3) và cuối cùng đến bể tiếp xúc (4) để clo tiếp xúc với nước thải độ 30 phút với mục đích khử trùng trước khi xả vào nguồn tiếp nhận – sông (5).

Bùn tươi (b) từ bể lắng (3) được xử lý tại bể mê-tan (6) và bùn sau khi lên men (b_1) được dẫn đến sân phơi bùn (7). Khí sinh vật (k) từ bể mê-tan được chứa trong bể chứa khí sinh vật (9). Khí sinh vật theo đường dẫn (h) cung cấp cho nồi hơi (8) và hơi nóng (h_n) từ nồi hơi cấp trở lại cho bể mê-tan để hâm nóng bùn cặn lên men đạt chế độ nhiệt tối ưu cho quá trình xử lý sinh học kỵ khí.



Hình 2.6. Sơ đồ công nghệ nhà máy xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học

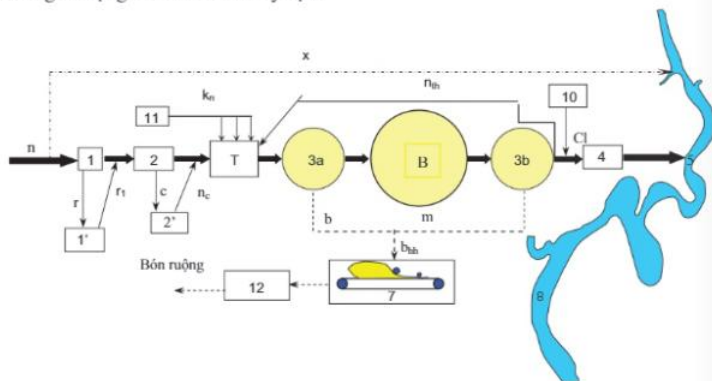
1. Song chắn rác; 1'. Máy nghiền rác; 2. Bể lắng cát; 2'. Sân phơi cát; 3. Bể lắng; 4. Bể tiếp xúc; 5. Sông (nguồn tiếp nhận); 6. Bể mê-tan; 7. Sân phơi bùn; 8. Nồi hơi; 9. Bể chứa khí sinh vật; 10. Trạm Clo khử trùng; n. Nước thải đô thị; r. Rác; r_1 . Rác đã nghiền nhỏ; c. Hỗn hợp cát - nước; b. Bùn (cặn) tươi; k. Khí sinh vật (KSV); b_1 . Bùn đã lên men; n_1 . Nước thu được từ sân phơi bùn; Cl. Nước Clo; h. Dẫn KSV đến nồi hơi; b_{tx} . Bùn từ bể tiếp xúc; h_n . Dẫn hơi nóng vào bể mê-tan.

vì sinh vật, chúng tham gia tích cực quá trình ôxy hóa các chất hữu cơ dạng lơ lửng dạng keo không bị giữ lại ở bể lắng đợt I.

Sổ màng sinh học già yếu, chết đi và trôi theo nước ra khỏi bể lọc sinh học, chảy qua bể lắng đợt II và lắng ở đó. Màng sinh học này cùng với cặn tươi từ bể lắng đợt I được dẫn đến bể mêtan (6) để xử lý. Tại đây các chất hữu cơ của cặn tươi và màng sinh học bị khoáng hóa dưới sự tham gia của các vi sinh vật kỵ khí. Sản phẩm của quá trình này là khí mêtan, CO_2 được gọi chung là khí sinh học. Khí sinh học được chứa ở bể chứa (9) dùng làm nhiên liệu đốt cho nồi hơi (8). Hơi nóng từ nồi hơi được cung cấp để hâm nóng hỗn hợp cặn trong bể mêtan. Cặn sau khi lên men ở bể mêtan được dẫn đến công trình làm ráo nước trong cặn (7): lọc chân không, lọc ép, li tâm,... Cặn sau khi làm ráo nước được chở đến đồng ruộng dùng làm phân bón (phân khoáng hữu cơ).

Kinh nghiệm trong công tác vận hành bể lọc sinh học cho thấy: cần thiết đưa một lượng nước đã lắng từ bể lắng đợt II tuần hoàn trở lại trước bể lọc sinh học để cùng hòa trộn với nước thải từ bể lắng đợt I dẫn đến để bảo đảm hoạt động ổn định của bể lọc sinh học.

Ở hình 2.8, giới thiệu sơ đồ công nghệ xử lý nước thải sử dụng bể lọc sinh học, không sử dụng bể mêtan để xử lý cặn.



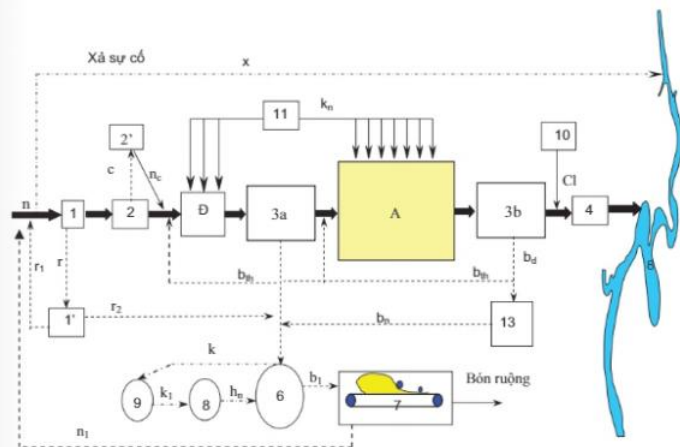
Hình 2.8. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải dùng bể lọc sinh học, không có bể mêtan

1. Song chắn rác; 1'. Máy nghiền rác; 2. Bể lắng cát; 2'. Sân phơi cát; T. Bể làm thoáng sơ bộ; 3b. Bể lắng đợt II; B. Bể tiếp xúc; 5. Nguồn tiếp nhận; 7. Công trình làm ráo nước; 10. Trạm Clo khử trùng; 11. Máy nén khí; 12. Thiết bị sấy cặn; n. Nước thải đô thị; r, r_1 . Rác trước và sau khi nghiền nhỏ; c. Cát; b_{bh} . Cặn tươi và màng sinh học; n_{th} . Nước tuần hoàn; m. màng sinh học; k_n . Khí nén; Cl. Nước clo; x. Xả sự cố.

Ở sơ đồ công nghệ này các công trình xử lý cơ học như: song chắn rác (1), bể lắng cát (2) bể lắng đợt I (3a) cũng tương tự như ở sơ đồ công nghệ tại hình 2.7 gồm: bể làm thoáng sơ bộ được sục khí nén để tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình lắng ở bể lắng đợt I (3a). Cặn lắng từ bể lắng đợt I được dẫn đến công trình làm ráo nước (7) và cặn sau khi làm ráo nước được sấy ở thiết bị sấy cặn (12) và sau đó chờ đến đồng ruộng.

2.5.2.3. Sơ đồ công nghệ xử lý sinh học nước thải sử dụng aerôten

Ở các đô thị, thành phố có lượng nước thải lớn và để xử lý nước thải thường ứng dụng công nghệ xử lý sinh học với bùn hoạt tính, tên công trình xử lý thường gọi là aerôten. Aerôten cũng được sử dụng phổ biến ở các nhà máy xử lý nước thải tập trung của khu công nghiệp. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải đô thị dùng aerôten được giới thiệu ở hình 2.9.



Hình 2.9. Sơ đồ công nghệ trạm xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học dùng aerôten

1. Song chắn rác; 1'. Máy nghiền rác; 2. Bể lắng cát; 2'. Sân phơi cát; 3a. Bể lắng đợt I; A. Aerôten; 3b. Bể lắng đợt II; 4. Bể tiếp xúc; 5. Nguồn tiếp nhận; 6. Bể metan; 7. Công trình làm ráo nước; 8. Nồi hơi; 9. Bể chứa khí sinh vật; 10. Trạm Clo khử trùng; 11. Gian máy nén khí; 13. Bể nén bùn; n. Nước thải đô thị; r. Rác dẫn vào máy nghiền rác; b. Bùn (cặn) tươi từ bể lắng I; b_{th} . Bùn hoạt tính tuần hoàn; b_d . Bùn hoạt tính dư; b_1 . Bùn đã lên men; n_1 . Nước thu được từ thiết bị làm ráo nước; k_n . Khí nén; k. Khí sinh học; Cl. Nước clo; x. Đường xả sự cố; Đ. Bể đồng tụ sinh học; b_n . Bùn hoạt tính dư sau nén; k_1 . Dẫn khí sinh học đến nồi hơi; h_n . Hơi nóng; r_1 , r_2 . Rác sau khi đã nghiền dẫn lại trước song chắn rác (r_1) hoặc dẫn đến bể metan (r_2).

Giai đoạn xử lý cơ học của sơ đồ công nghệ này cũng gồm các công trình tương tự như ở các sơ đồ trước nhưng quy mô, kích thước có thể lớn hơn: song chắn rác (1), bể lắng cát (2), bể làm thoáng sơ bộ (T) hay bể đông tụ sinh học (Đ), và bể lắng đợt I (3a).

Chọn bể làm thoáng sơ bộ khi công đoạn xử lý sinh học sau đó là bể biôphân hoặc aerôten, còn bể đông tụ sinh học (thổi khí và có thêm bùn hoạt tính) được ứng dụng khi công đoạn xử lý sinh học dùng aerôten.

Giai đoạn xử lý sinh học tiếp theo gồm các công trình: aerôten (A) và bể lắng đợt II (3b). Aerôten là công trình thường có dạng hình chữ nhật và được chia nhiều đơn nguyên, trong đó nước thải sau khi đã qua bể lắng đợt I cùng với bùn hoạt tính từ bể lắng đợt II và được thổi khí liên tục, và hỗn hợp nước + bùn hoạt tính chuyển động chập chập trong bể.

Bùn hoạt tính, thực chất là tập hợp các vi sinh vật hiếu khí, có khả năng ôxy hóa sinh hóa (ôxy hóa với sự tham gia của vi sinh vật) các chất hữu cơ chứa trong nước thải.

Để cho quá trình ôxy hóa sinh hóa xảy ra bình thường trong aerôten cần thiết phải cung cấp ôxy liên tục vào bể. Gian máy (11) sẽ cung cấp ôxy cho aerôten (A) và cho bể đông tụ sinh học (Đ).

Hỗn hợp nước thải và bùn hoạt tính từ bể aerôten chảy đến bể lắng đợt II (3b) và tại đây bùn hoạt tính sẽ lắng. Một phần (độ 50%) bùn hoạt tính được dẫn trở lại aerôten. Phần bùn hoạt tính còn lại gọi là bùn hoạt tính dư được dẫn đến bể nén bùn (13) để giảm thể tích (giảm độ 5-6 lần) và giảm độ ẩm từ 99,5% đến 94-95%, còn nước thải sau khi lắng ở bể lắng đợt II (3b) được dẫn qua bể tiếp xúc (4) để khử trùng trước khi xả vào nguồn nước (5).

Quá trình xử lý cặn tươi (từ bể lắng đợt I) và bùn hoạt tính dư sau khi nén (có thể cả rác đã nghiền nhỏ) được thực hiện tại bể metan (6) cặn sau khi lên men (b_1) ở bể metan được dẫn đến công trình làm ráo nước bằng cơ học (7): lọc chân không, lọc ép, thiết bị li tâm, sau đó được sấy khô và dùng để bón ruộng.

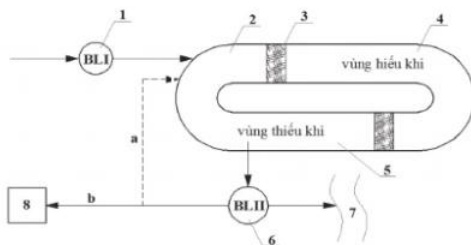
Trong các sơ đồ công nghệ thường có bố trí thiết bị đo lưu lượng ở các công trình đơn vị, ví dụ thường bố trí trước bể lắng đợt I,...

Ngoài ra khi thiết kế nhà máy xử lý nước thải đô thị cần thiết kế đường xả sự cố (x) để có thể xả trực tiếp nguồn nước trong thời gian cho phép khi trạm xử lý gặp sự cố.

2.5.2.4. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải ứng dụng mương ôxy hóa

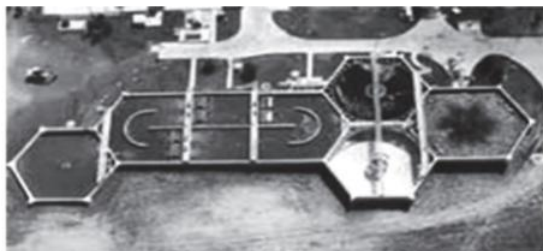
Mương ôxy hóa được ứng dụng rộng rãi để xử lý nước thải của khu dân cư. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải của khu dân cư với công suất dưới 5000m³/ngày.đêm

được giới thiệu ở hình 2.10 và quang cảnh của trạm xử lý nước thải sử dụng mương oxy hoá được giới thiệu ở hình 2.11.



Hình 2.10. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải ứng dụng mương oxy hóa

1. Bể lắng đợt I; 2. Mương oxy hóa; 3. Máy khuấy trộn; 4. Vùng hiếu khí;
5. Vùng thiếu khí; 6. Bể lắng đợt II; 7. Nguồn tiếp nhận - sông; 8. Sân phơi bùn;
- a. Bùn hoạt tính tuần hoàn; b. Bùn hoạt tính dư đến sân phơi bùn.



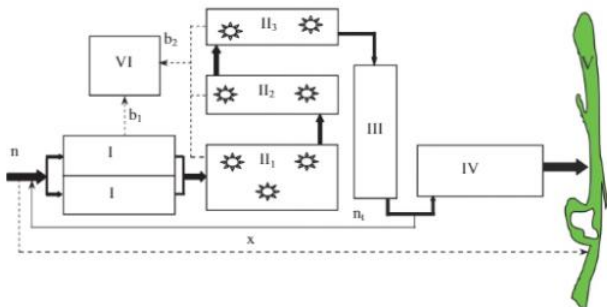
Hình 2.11. Mặt bằng nhà máy xử lý nước thải với mương oxy hóa

Nước thải từ bể lắng đợt I (1) được dẫn đến mương oxy hóa (2), ở đây có bố trí máy khuấy trộn (3) để xáo trộn đều nước thải, ôxy và bùn hoạt tính từ bể lắng đợt II (6). Nước thải sau đó có 2 phương án:

1. Hoặc khử trùng tại bể tiếp xúc trước khi xả vào nguồn tiếp nhận (sông);
2. Dẫn đến hồ sinh học nếu mặt bằng cho phép và trong trường hợp này nước thải có thể xả vào nguồn tiếp nhận mà không cần khử trùng.

2.5.2.5. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bằng hồ sinh học

Khi diện tích đất đai cho phép, hoặc có những ao hồ tự nhiên gần với khu dân cư thì có thể ứng dụng công nghệ xử lý bằng hệ thống hồ sinh học để xử lý nước thải khu dân cư đó (hình 2.12).



Hình 2.12. Sơ đồ công nghệ nhà máy xử lý nước thải với hệ thống hồ sinh học
 I. Hồ sinh học kỵ khí; II_{1,2,3}. Hồ sinh học hiếu khí thứ nhất, hai và ba; III. Hồ sinh học tùy nghi; IV. Hồ sinh học với thực vật nước; V. Nguồn tiếp nhận – sông; VI. Hồ chứa bùn;
 n. Nước thải từ khu dân cư; n_t. Nước thải tuần hoàn (từ sau hồ sinh học tùy nghi);
 b₁. Bùn từ hồ kỵ khí; b₂. Bùn từ các hồ hiếu khí; x. Đường xả sự cố.

Nước thải (n) từ khu dân cư đầu tiên được dẫn vào hồ sinh học kỵ khí (I). Tại đây xảy ra quá trình sinh học kỵ khí trong điều kiện tự nhiên để phân hủy các chất hữu cơ chứa trong nước thải với sự tham gia của các vi sinh vật kỵ khí. Nước thải sau (I) được dẫn qua hệ thống hồ sinh học hiếu khí (II_{1,2,3}) có sục khí (bằng hệ thống bơm gió) để tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình oxy hóa sinh hóa hiếu khí các chất hữu cơ còn lại trong nước thải. Số lượng hồ sinh vật hiếu khí được xác định theo tính toán.

Việc bố trí dòng nước thải vào hồ và ra khỏi hồ đến hồ tiếp theo được thiết kế sao cho lưu lượng nước phân phối đều suốt chiều dài của hồ. Nước thải từ hồ hiếu khí cuối cùng (II₃) được dẫn đến hồ sinh học tùy nghi (III) (có nghĩa có quá trình kỵ khí và hiếu khí xảy ra ở hồ). Hồ (III) làm nhiệm vụ lắng nước thải sau khi đã xử lý ở hồ sinh học hiếu khí, đồng thời hồ III có thể tiếp tục quá trình sinh học tùy nghi. Nước thải sau khi xử lý ở hồ (III) đã bão hòa oxy được dẫn qua hồ sinh học với thực vật nước (IV) và một phần tuần hoàn trở lại trước hồ kỵ khí để tham gia quá trình khử mùi hôi (H₂S) ở hồ kỵ khí.

Hồ sinh vật với thực vật nước (có thể là lục bình chẳng hạn,...) đóng vai trò xử lý bậc cao xử lý bổ sung nước thải trước khi xả vào nguồn nước đồng thời có khả năng loại bỏ tảo chứa trong nước thải bằng quá trình sinh học đối kháng.

2.5.2.6. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bậc cao

Xử lý nước thải bậc cao thường được ứng dụng để xử lý bổ sung nước thải sau khi đã xử lý sinh học bậc hai. Nhiệm vụ của xử lý nước thải bậc cao là tiếp tục xử lý

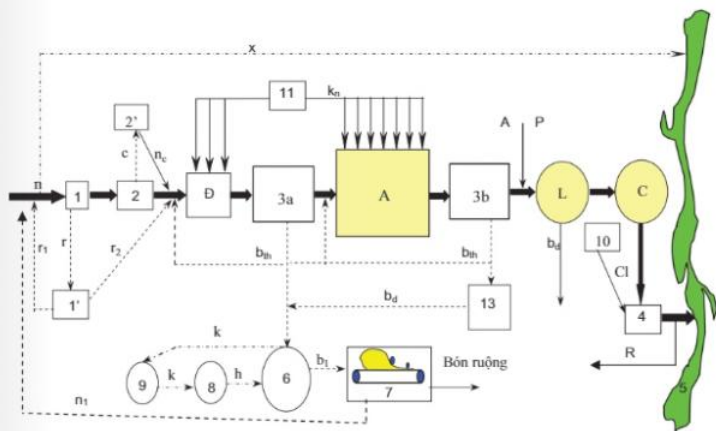
các chất còn lại sau khi đã xử lý bằng phương pháp thông dụng. Các chất còn lại đó có thể là: các chất hữu cơ, chất rắn lơ lửng, các chất dinh dưỡng (nitơ, photpho,...), các chất độc hại thông qua các chỉ tiêu: SS, BOD, COD, cacbon tổng cộng (hữu cơ, amôni tự do, nitrit, nitrat) photpho (hữu cơ, vô cơ), dầu mỡ, coliform, chất hữu cơ bay hơi.

Trong nước thải công nghiệp, ngoài các chất kể trên còn có: kim loại nặng (Cr, Pb, As, Hg, Cu, Zn,...) và các chất độc hại khác: Benzen, Toluen,... thuốc trừ sâu: Endin, Lindan...

Khi xả vào nguồn nước, các chất này có thể gây nguy hiểm về nhiều mặt đối với môi trường nước, đến sức khỏe cộng đồng,... đến chất lượng nước nguồn. Nhận thức sâu sắc về khả năng tác hại đó, nhiều trường hợp yêu cầu mức độ xử lý nước thải ở bậc cao hơn.

Có thể tham khảo một số sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bậc cao sau đây:

Ở hình 2.13 giới thiệu sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bậc cao sử dụng bể lọc cát và bể hấp phụ cacbon để xử lý các tạp chất lơ lửng.



Hình 2.13. Sơ đồ công nghệ xử lý bậc cao nước thải (sau khi đã xử lý sinh học)

sử dụng bể lọc cát và bể hấp phụ cacbon để loại bỏ chất lơ lửng

L. Bể lọc cát; C. Bể lọc tiếp xúc với than hoạt tính; n₁. Nước rửa bể lọc;

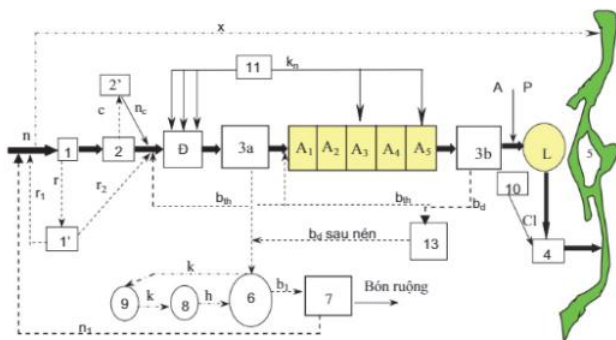
A. Phen nhôm; P. Polymer; Các ký hiệu còn lại tương tự như ở hình 2.9.

Nước thải sau xử lý sinh học với aerôten qua bể lắng đợt II (3b) được dẫn đến bể lọc cát (L). Ở bể lọc này thường cho thêm phen nhôm (A) và polimer (P) để tăng

nhau quá trình kết tụ các hạt lơ lửng và bị giữ lại ở bể lọc. Sau đó, nước được dẫn đến bể lọc tiếp xúc với than hoạt tính (C) để tiếp tục xử lý và loại bỏ thêm các chất độc hại và các chất hữu cơ khó xử lý trước đó. Cuối cùng nước thải được khử trùng ở bể tiếp xúc (4) trước khi xả vào nguồn nước (5) hoặc sử dụng lại (R). Hàm lượng các chất còn lại sau xử lý theo công nghệ này có thể đạt giá trị sau: $SS < 3 \text{ mg/l}$; $BOD_5 < 1,0 \text{ mg/l}$, $COD = 5 - 12 \text{ mg/l}$, $N_{TC} = 15 - 25 \text{ mg/l}$, $N-NH_3 = 15-25 \text{ mg/l}$; $PO_4 = 4-10 \text{ mg/l}$, nước trong (độ đục $0,3 - 2,0 \text{ NTU}$).

Với chất lượng nước như thế hoàn toàn có thể sử dụng lại cho các mục đích khác nhau. Việc sử dụng lại nước thải được coi là yếu tố rất quan trọng trong chiến lược quản lý và bảo vệ tài nguyên nước của quốc gia.

Sơ đồ công nghệ xử lý bậc cao nước thải chứa nitơ và photpho được giới thiệu ở hình 2.14.



Hình 2.14. Sơ đồ công nghệ xử lý nước thải bậc cao để loại bỏ nitơ và photpho

A₁. Ngăn kỵ khí; A₂. Ngăn thiếu khí; A₃. Ngăn hiếu khí thứ nhất; A₄. Ngăn thiếu khí;
A₅. Ngăn hiếu khí thứ hai; n_{th}. Hỗn hợp nước từ (A₃) tuần hoàn vào A₂;

Các ký hiệu còn lại tương tự như ở hình 2.13.

Nước thải sau xử lý cơ học từ bể lắng đợt I (3a) được dẫn đến công trình xử lý sinh học gồm năm ngăn nối tiếp nhau: A₁ – ngăn kỵ khí, A₂ – ngăn thiếu, A₃ – ngăn bùn hoạt tính của quá trình nitrát hóa, A₄ – ngăn thiếu khí và A₅ – ngăn hiếu khí. Hệ thống năm giai đoạn hoàn thành chức năng xử lý như sau:

- Giai đoạn kỵ khí (A₁), thiếu khí (A₂) và hiếu khí (A₃) nhằm loại bỏ photpho, nitơ và cacbon. Hỗn hợp nước từ ngăn hiếu khí tuần hoàn trở lại ngăn thiếu khí.

- Giai đoạn thiếu khí (A_4) sau đó xảy ra quá trình khử nitrat bổ sung với nitrat sinh ra từ giai đoạn hiếu khí (nitrat coi như là chất nhận electron còn cacbon hữu cơ nội sinh – chất cho electron).

Giai đoạn hiếu khí cuối cùng (A_5) hoàn thành chức năng loại bỏ nitơ (dạng khí) còn lại từ nước thải, làm giảm thiểu phospho và chúng lắng ở bể lắng cuối cùng (3b). Nước thải sau đó được dẫn đến bể lọc và tiết theo được khử trùng tại bể tiếp xúc (4) trước khi xả vào nguồn nước (5) hoặc sử dụng lại (R).

Trong thực tế, còn có các sơ đồ công nghệ xử lý khác nhau nữa. Việc lựa chọn công nghệ xử lý tốt nhất đòi hỏi người kỹ sư môi trường, kỹ sư cấp thoát nước phải có sự hiểu biết đầy đủ chuyên môn, tính sáng tạo và tính thực tế.

2.5.3. Một số công nghệ xử lý nước thải đã triển khai trong thực tế

2.5.3.1. Công trình xử lý nước thải đô thị

Thành phố Hồ Chí Minh: đã đầu tư xây dựng và đưa vào hoạt động nhà máy xử lý nước thải Bình Hưng công suất $141.000 \text{ m}^3/\text{ngày}$ bằng công nghệ bùn hoạt tính truyền thống để xử lý nước thải cho lưu vực 1.000 ha thuộc các quận: 1, 3, 5, 6, 8 và Bình Chánh.

Sơ đồ công nghệ của nhà máy nước thải Bình Hưng bao gồm:

Nước thải → Trạm bơm → Song chắn rác → Bể lắng 1 → Aerôten → Bể lắng 2 → Khử trùng → Nguồn tiếp nhận. (Công nghệ không dùng bể lắng cát);

Về xử lý bùn tại nhà máy: nén bùn → ủ phân compost.

Ở hình 2.15 giới thiệu quan cảnh của nhà máy xử lý nước thải Bình Hưng:



Hình 2.15. Nhà máy xử lý nước thải Bình Hưng

Tỉnh Bình Dương: cũng đã đầu tư xây dựng nhà máy xử lý nước thải sinh hoạt với công nghệ bùn hoạt tính theo mẻ cải tiến (ASBR) với công suất thiết kế: 80.000 m³/ng.đ. (Hiện tại hoạt động với công suất 17.000 – 18.000 m³/ng.đ) với mục tiêu là cải thiện môi trường và góp phần cải thiện chất lượng nguồn nước sông Sài Gòn. Chủ đầu tư cũng đang chuẩn bị triển khai xây dựng modul 2 với công nghệ và công suất tương tự.

Sơ đồ công nghệ được tóm tắt như sau:

Nước thải sinh hoạt từ các khu dân cư → Xử lý sơ cấp song chắn rác, bể lắng cát...) → Bể bùn hoạt tính theo mẻ cải tiến (ASBR) → Khử trùng bằng tia cực tím → Hồ sinh học.

Ở hình 2.16 giới thiệu cảnh quan một cụm công trình của nhà máy xử lý nước thải Thủ Dầu Một.



Hình 2.16. Nhà máy xử lý nước thải Thủ Dầu Một

Nhà máy xử lý nước thải Thủ Dầu Một: vào loại hiện đại nhất của Việt Nam (được triển khai với nguồn vốn ODA Nhật Bản với kinh phí 1.584 tỷ đồng Việt Nam và vốn đối ứng phía Việt Nam: 400 tỷ).

Nhà máy xử lý nước thải Bình Hưng Hòa: với công suất 46.000 m³/ng.đ được xây dựng và đưa vào vận hành từ năm 2009 để xử lý nước thải kênh Nước Đen.

Công nghệ xử lý nước thải được chọn là hệ thống hồ sinh học (hình 2.16) và sơ đồ công nghệ bao gồm các công trình đơn vị như sau:

Nước thải kênh Đen → Trạm bơm → Song chắn rác → Bể lắng cát → Hồ kỵ khí → Hồ hiếu khí → Hồ tùy nghi → Hồ hoàn thiện → Xả vào hạ lưu kênh Nước Đen.

Xử lý bùn: Hàng năm hút bùn một lần với lớp bùn đáy hồ: 15 cm.

Hệ thống hồ sinh học được xây dựng bằng đất đắp, không kè.

Ưu điểm của công nghệ là chi phí thấp, quản lý vận hành đơn giản, hiệu quả xử lý nước thải đầu ra đạt yêu cầu quy định.

Nhược điểm của công nghệ: chiếm diện tích lớn, thời gian lưu nước lâu (14-15 ngày) và lại có khả năng thẩm thấu tầng chứa nước dưới đất.

Hình 2.17 giới thiệu quang cảnh nhà máy xử lý nước thải Bình Hưng Hoà – thành phố Hồ Chí Minh.



Hình 2.17. Quang cảnh nhà máy xử lý nước thải bằng hệ thống hồ sinh học Bình Hưng Hoà

2.5.3.2. Công trình xử lý nước thải quy mô nhỏ

Tại các khu đô thị mới, khu dân cư, nhà hàng, khách sạn và công nghệ áp dụng thường là công nghệ truyền thống:

Xử lý cơ học (song chắn rác, bể lắng cát, bể lắng I → Sinh học hiếu khí (Mương oxy hoá, bể lọc sinh học, aerôten,...) → Bể lắng II → Khử trùng → Xả vào nguồn tiếp nhận. Xử lý bùn: sân phơi bùn.

2.5.3.3. Công nghệ xử lý nước thải công nghiệp, khu cụm công nghiệp

Công nghệ xử lý nước thải KCN/CCN khá đa dạng nhưng chung quy cũng bao gồm các công trình đơn vị:

Các công trình tiền xử lý (song chắn rác, bể điều hoà, keo tụ tạo bông bể lắng) → Các công trình xử lý sinh học (bùn hoạt tính; lọc sinh học; mương oxy hoá; SBR → sinh học kỵ khí, thiếu khí,...) và phương pháp hoá học: keo tụ. Tiến hành khử trùng và xả vào nguồn tiếp nhận.

Về xử lý bùn tại các nhà máy xử lý nước thải tập trung KCN/CCN thường qua bể nén bùn và sau đó dẫn qua máy ép bùn.

2.5.3.4. Công nghệ XLNT các cơ sở sản xuất ngoài khu, cụm CN

a) Công nghệ xử lý nước thải chăn nuôi gia súc

Công nghệ xử lý nước thải chăn nuôi lợn được giới thiệu ở sơ đồ sau:

Nước thải chăn nuôi lợn → Song chắn rác → Bể điều hoà → Bể lắng cát → Công trình xử lý kỵ khí (SBR, bể biogas,...) → Aerôten + Bể lắng II → Lọc áp lực → Khử trùng (hoặc hồ sinh học) → Nguồn tiếp nhận.

b) Công nghệ xử lý nước thải sơ chế mủ cao su

Công nghệ xử lý nước thải sơ chế mủ cao su được giới thiệu ở sơ đồ sau:

Nước thải sơ chế mủ cao su → Song chắn rác thô → Chắn rác tinh → Bể gạn mủ CS → Bể tuyển nổi → Bể trung hoà → UASB → Aerôten + Bể lắng II (hoặc hệ thống hồ sinh học) → Khử trùng → Nguồn tiếp nhận.

c) Công nghệ xử lý nước thải dệt nhuộm

Công nghệ xử lý nước thải dệt nhuộm được giới thiệu ở sơ đồ sau:

Nước thải dệt nhuộm → Song chắn rác → Bể điều hoà → Bể trung hoà → Keo tụ (Bể trộn + bể phản ứng tạo bông + Bể lắng hóa học) → Aerôten + Bể lắng II → Bể lọc áp lực → Khử trùng → Nguồn tiếp nhận.

Xử lý bùn: nén bùn → ép bùn.

d) Công nghệ xử lý nước thải chế biến tinh bột khoai mì (sắn)

Công nghệ xử lý nước thải chế biến tinh bột khoai mì được giới thiệu ở sơ đồ sau:

Nước thải tinh bột mì → Song chắn rác → Bể lắng cát → Bể lắng → Bể tuyển nổi → Bể biogas (hoặc UASB) → Bể lắng nước thải sau biogas → Hệ thống hồ sinh học với thực vật nước (hoặc Aerôten + bể lắng 2 + khử trùng) → Tận dụng nước thải sau xử lý/ xả vào nguồn tiếp nhận.

Chương 3

XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP CƠ HỌC (XỬ LÝ SƠ CẤP)

Th.S. Nguyễn Huy Cương

Các công trình đơn vị chính trong xử lý nước thải bậc I gồm:

- Song chắn rác;
- Bể lắng cát;
- Bể lắng đợt I;
- Bể làm thoáng sơ bộ và bể đông tụ sinh học;
- Bể vớt dầu mỡ;
- Bể điều hoà.

3.1. SONG CHẮN RÁC

3.1.1. Chức năng, cấu tạo và vị trí của song chắn rác

Song chắn rác dùng để giữ lại các tạp chất thô có kích thước lớn chủ yếu là rác hữu cơ trong nước thải và là công trình đơn vị đầu tiên chuẩn bị cho các giai đoạn xử lý tiếp theo: bể lắng cát, bể lắng đợt I, công trình xử lý sinh học,...

Kích thước tối thiểu của rác được giữ lại tùy thuộc vào chiều rộng khe hở b – tức là khoảng cách giữa các thanh kim loại của song chắn rác. Để tránh ứ đọng rác và gây tổn thất áp lực quá lớn người ta phải thường xuyên cào rác. Tốc độ nước chảy qua các khe hở không được quá 1 m/s.

Song chắn rác có thể chia ra những nhóm chính sau:

Theo chiều rộng khe hở chia ra:

- Loại thô với chiều rộng khe hở từ $30 \div 200$ mm.
- Loại thường với chiều rộng khe hở từ $5 \div 25$ mm.

Trong thực tế loại song chắn rác có khe hở dưới 16 mm ít được sử dụng. Theo đặc điểm cấu tạo chia ra: loại song chắn rác cố định với cào rác thủ công và song chắn rác với cào rác chuyển động có kết hợp với máy nghiền rác. Loại cố định được dùng phổ biến nhất. Rác có thể lấy ra liên tục hay theo chu kỳ.

Theo phương pháp lấy rác chia ra:

- Song chắn rác với cào rác thủ công (gọi tắt là song chắn rác thủ công);
- Song chắn rác cơ giới.

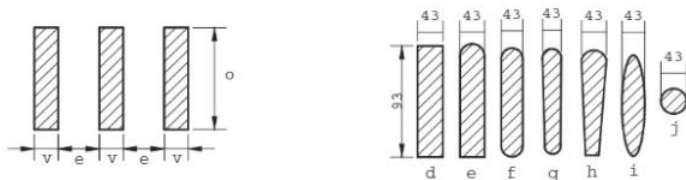
Song chắn rác thủ công chỉ dùng ở những trạm xử lý nhỏ với lượng rác dưới $0,1 \text{ m}^3/\text{ngđ}$. Khi rác tích lũy ở song chắn, mỗi ngày vài lần dùng cào kim loại để vớt rác ra và cho vào máng có lỗ thoát nước ở đáy rồi đổ vào thùng kín để đưa đi xử lý tiếp tục. Việc xử lý tiếp tục có thể bao gồm: nghiền rác ngay tại trạm xử lý hoặc thu gom và đưa đi xử lý cùng với chất thải rắn đô thị rồi thải bỏ tại bãi chôn lấp hợp vệ sinh.

Ở song chắn rác cơ giới, cào rác hoạt động liên tục, răng cào đan xen cài răng lược với khe hở giữa các thanh kim loại; cào rác được gắn vào xích bản lề ở hai bên song chắn rác có liên hệ với động cơ điện qua bộ phận truyền động.

Thanh chắn rác

Thanh chắn rác thường làm bằng loại thép không rỉ, đặc biệt khi xử lý nước thải công nghiệp nhằm chống ăn mòn và bảo toàn hiệu quả chắn rác đạt yêu cầu quy định.

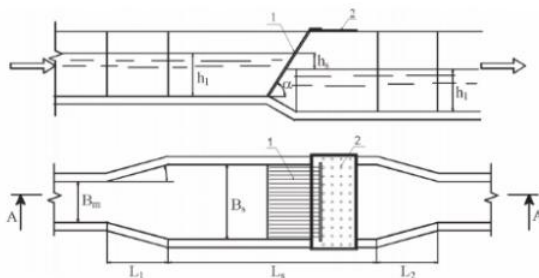
Ở hình 3.1 giới thiệu tiết diện các thanh chắn rác được sử dụng nhiều trong thực tế. Loại a, b, c, d,... được lựa chọn tùy theo người thiết kế với những cân nhắc về mặt kinh tế, kỹ thuật cần thiết. Thanh chắn rác có thể có tiết diện hình tròn ($d = 10\text{mm}$), hình chữ nhật ($s \times l = 10 \times 60 \text{ mm}$), hình bầu dục,... Kinh nghiệm trong công tác vận hành song chắn rác tại các nhà máy xử lý nước thải cho thấy loại tiết diện tròn có ưu điểm về mặt thủy lực dòng chảy nhưng trong vận hành thường bị tắc nghẽn rác. Còn đối với thanh chắn rác có tiết diện hình chữ nhật được sử dụng rộng rãi hơn mặc dù loại này có tồn tại áp lực lớn khi nước thải đi qua song chắn rác.



Hình 3.1. Tiết diện các thanh chắn rác

- a, b, c, d, e, f, g. Các loại tiết diện của thanh chắn rác; s. Chiều dày thanh chắn;
b. Chiều rộng khe hở giữa 2 thanh chắn; l. Chiều dài của tiết diện thanh chắn.

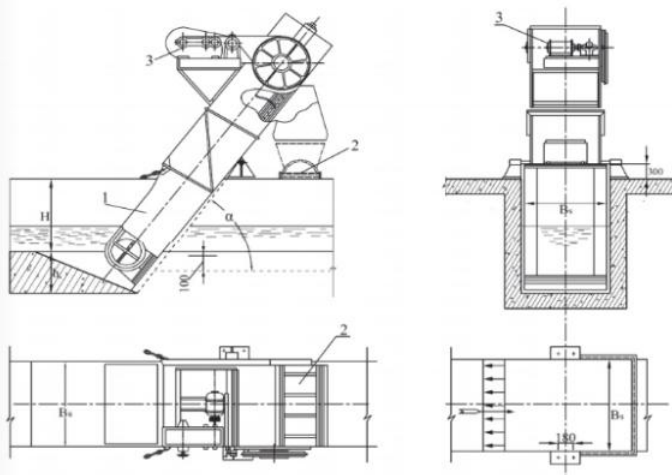
Sơ đồ đặt song chắn rác được giới thiệu ở hình 3.2.



Hình 3.2. Sơ đồ cấu tạo của song chắn rác (mặt bằng và mặt cắt)

1. Song chắn; 2. Sàn công tác; h_1 . Chiều sâu lớp nước; h_2 . Tổn thất áp lực qua song chắn rác; α . Góc nghiêng đặt song chắn rác; L_1 , L_2 . Chiều dài mở rộng trước song chắn và thu hẹp sau song chắn rác; L_s . Chiều dài phần mương đặt song chắn rác; B_s . Chiều rộng của mương đặt song chắn rác; B_m . Chiều rộng mương dẫn nước thải.

Ở hình 3.3 giới thiệu một loại song chắn rác cơ giới.



Hình 3.3. Song chắn rác cơ giới

1. Song chắn rác cơ giới; 2. Băng chuyền rác; 3. Động cơ điện.
 H . Chiều cao của mương đặt song chắn rác; B_s . Chiều rộng của mương.
 α . Góc nghiêng đặt song chắn rác (45° , 60° , 90°).

Khi lượng rác được giữ lại lớn hơn $0,1 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$ và khi dùng song chắn rác cơ giới thì phải đặt máy nghiền rác. Rác nghiền hoặc dẫn về bể mê tan theo ống dẫn cạn từ bể lắng đợt I hoặc cho về mương trước song chắn. Khi lượng rác trên $1\text{T}/\text{ng.đ}$ cần phải đặt thêm máy nghiền rác dự phòng. Việc vận chuyển từ song chắn đến máy nghiền rác phải được cơ giới hóa. Ngoài ra như trên đã nói, có thể thu gom, vận chuyển, xử lý rác cùng với chất thải rắn đô thị.

Lượng nước công tác dẫn đến máy nghiền rác là 6 đến $12 \text{ m}^3/\text{T}$ rác. Nếu dẫn rác nghiền theo ống dẫn cạn từ bể lắng đợt I thì dùng bùn hoạt hóa dư làm nước công tác.

Theo chiều đứng, song chắn rác được đặt dưới một góc α từ 45° , 60° , 90° so với mặt phẳng ngang, thông thường là nghiêng 60° .

Song chắn rác được đặt ở mương (hình 3.2) trước khi nước thải được dẫn đến công trình tiếp theo (bể lắng cát,...) của nhà máy xử lý nước thải. Hai bên tường mương phải chứa một khe hở đủ để dễ dàng lắp đặt và thay thế song chắn. Vì song chắn làm co hẹp tiết diện ướt của dòng chảy nên tại vị trí đặt song chắn tiết diện mương phải được mở rộng. Để tránh tạo thành dòng chảy rối kênh phải được mở rộng dần dần dưới một góc $\varphi = 20^\circ$ (hình 3.2).

Song chắn rác phải đặt ở tất cả các nhà máy xử lý nước thải, không phân biệt phương pháp dẫn nước tới là tự chảy hay có áp. Nếu trạm bơm nước thải chính của thành phố được bố trí ngay trong nhà máy xử lý nước thải và trong trạm bơm đó có song chắn rác với khe hở 16 mm thì có thể không cần đặt song chắn rác ở nhà máy xử lý nước thải nữa.

3.1.2. Tính toán

Hiệu suất công tác của song chắn rác phụ thuộc rất nhiều vào mức độ chính xác trong tính toán. Tính toán song chắn rác gồm: xác định kích thước và tổn thất áp lực của nước thải qua song chắn rác:

Sơ đồ tính toán song chắn rác được giới thiệu trên hình 3.2.

a) Xác định kích thước song chắn

Số khe hở n giữa các thanh của song chắn rác được xác định theo công thức:

$$q = \omega.V_s = b.n.h_1.V_s \quad (3-1)$$

Suy ra:

$$n = \frac{q_{\max}}{b.h_1.V_s} \quad (3-2)$$

Trong đó:

$Q_{\max}$ - Lưu lượng tối đa của nước thải, m^3/s ;

b - Chiều rộng khe hở giữa các thanh, m ;

ω - Diện tích tiết diện ướt (diện tích các khe hở) của song chắn, m^2 ;

h_1 - Chiều sâu lớp nước trước song chắn rác, m ;

V_s - Tốc độ nước thải qua song chắn rác, m/s .

Chọn $V_s = 0,7$ m/s khi lưu lượng trung bình và phải dưới 1 m/s khi lưu lượng tối đa để tránh va đập giữa rác và song chắn.

Công thức (3-2) không tính tới độ thu hẹp của dòng chảy khi dùng cào rác cơ giới. Để tính tới độ thu hẹp người ta đưa ra hệ số $K_0 = 1,05$.

Khi đó:

$$n = \frac{q_{\max}}{b \cdot h_1 \cdot V_s} \cdot K_0 \quad (3-2a)$$

Chiều rộng tổng cộng của mương đặt song chắn là:

$$B_s = S(n-1) + b \cdot n \quad (3-3)$$

Trong đó: S - Chiều dày của mỗi thanh, m .

Chiều dài đoạn mương mở rộng trước song chắn rác:

$$l_1 = \frac{B_s - B_m}{2 \tan \varphi} \quad (3-4)$$

Nếu $\varphi = 20^\circ$ thì:

$$l_1 = 4,6 (B_s - B_m) \quad (3-4a)$$

Trong đó: B_m - Chiều rộng của mương dẫn nước thải.

Chiều dài đoạn thu hẹp lại sau song chắn l_2 chọn bằng 0,5 chiều rộng của mương dẫn nước thải trước song chắn l_1 :

$$l_2 = 0,5 l_1 \quad (3-5)$$

Để tránh lắng cặn, tốc độ của nước ở đoạn kênh mở rộng trước song chắn không được dưới 0,4 m/s khi lưu lượng nhỏ nhất.

b) Xác định tổn thất áp lực qua song chắn rác

Rất khó xác định tổn thất áp lực qua song chắn rác một cách chính xác bởi vì tổn thất đó phụ thuộc không những vào mức độ thu hẹp của tiết diện ướt, tỷ lệ giữa chiều dày S của các thanh và chiều rộng khe hở b , hình dạng các thanh và góc nghiêng của song chắn, mà còn phụ thuộc vào đặc tính các chất bẩn thô trong nước thải.

Tổn thất áp lực h_s qua song chắn có thể xác định theo công thức:

$$h_s = \xi \cdot \frac{V_{\max}^2}{2g} \cdot K \quad (3-6)$$

Trong đó:

$V_{\max}$ - Tốc độ dòng chảy trong kênh trước song chắn, ứng với lưu lượng lớn nhất, m/s;

K- Hệ số tính đến sự tăng tổn thất áp lực do vướng mắc rác ở song chắn.

K được tính theo công thức thực nghiệm:

$$K = 3,36V_s - 1,32 \quad (3-7)$$

ξ - Hệ số tổn thất cục bộ qua song chắn.

Hệ số tổn thất cục bộ qua song chắn phụ thuộc vào hình dạng tiết diện các thanh:

$$\xi = \beta \cdot \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha \quad (3-8)$$

Trong đó:

S- Chiều dày của mỗi thanh, m;

b- Chiều rộng mỗi khe hở, m;

α - Góc nghiêng so với mặt phẳng ngang;

β - Hệ số phụ thuộc vào tiết diện ngang của thanh song chắn (lấy theo bảng 3.1).

Bảng 3.1. Lựa chọn giá trị của hệ số β

Dạng tiết diện theo hình 3.1	a	b	c	d	e	f	g
β	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

Lượng rác giữ lại ở song chắn phụ thuộc loại nước thải và chiều rộng khe hở.

Đối với lượng nước thải sinh hoạt, lượng rác tính theo đầu người trong một năm là: $a = 6$ l khi chiều rộng khe hở $b = 16$ mm, $a = 5$ l khi $b = 20$ mm và $a = 3,5$ l khi $b = 25$ mm.

Độ ẩm của rác ở song chắn rác khoảng 80%; độ tro bằng $7 \div 8\%$; trọng lượng thể tích bằng 750 kg/m^3 . Trong rác sau khi nghiền, các hạt có kích thước 1 mm chiếm 54%, từ $1 \div 8$ mm chiếm 46%.

Lượng rác được giữ lại tại song chắn rác được xác định theo công thức:

$$W_r = \frac{a \cdot N_u}{365 \cdot 1000} \text{ m}^3/\text{ngđ} \quad (3-9)$$

Trong đó:

a- Lượng rác tính theo đầu người trong năm, l/người.ngđ;

N_{tt} - Dân số tính toán sử dụng hệ thống thoát nước, người.

Năng lượng điện tiêu thụ cho cào cơ giới, băng chuyền và máy nghiền khoảng 1 kW/h cho 1.000 m³ nước thải.

Nếu không có máy nghiền có thể xử lý khử độc rác bằng cách:

- Đổ rác vào hố rồi dùng đất, hoặc than bùn, hoặc bùn lấp lên;
- Xử lý bằng nhiệt trong các lò cùng với rác từ các nhà ở;
- Nén rác xong, dùng nhiên liệu rẻ tiền để đốt.

Để tránh ruồi phải dùng vôi hay Clorua vôi để rắc vào rác, rồi chờ khỏi nhà máy xử lý nước thải đến bãi chôn lấp chất thải rắn.

Ở Nga người ta đã thiết kế định hình một số loại song chắn rác cơ giới, được giới thiệu ở bảng 3.2 và có thể tham khảo để nghiên cứu tính toán thiết kế phù hợp trong điều kiện thực tế của Việt Nam.

Bảng 3.2. Lựa chọn kích thước song chắn rác

<i>Khả năng vận chuyển, l/s</i>	<i>Kích thước song chắn rác định hình, mm</i>
28 - 110	1.000 × 1.000
280 - 380	1.000 × 1.000
610 - 1.140	800 × 1.400
1.390 - 2.200	1.400 × 2.000
2.450 - 3.700	1.400 × 2.000

Đối với các nhà máy xử lý nước thải sinh hoạt đô thị, song chắn rác thường được lắp đặt trong gian nhà riêng để dễ dàng quản lý, vận hành và bố trí các thiết bị kỹ thuật có liên quan.

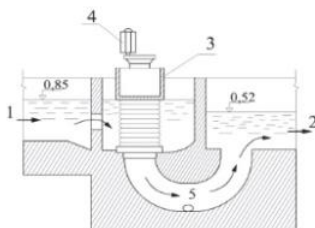
Để vận chuyển hoặc nghiền rác thường sử dụng nước kỹ thuật hoặc dùng bùn hoạt tính với độ ẩm 97% đưa rác nghiền vào bể chứa của trạm bơm bùn rồi bơm thẳng về bể mêtan, hoặc đưa trở lại trước song chắn rác.

Hiện nay ở một số nước trên thế giới người ta còn dùng lưới sàng rác hoặc các lưới kim loại có lỗ với kích thước không quá 5 mm. Trước các lưới sàng rác có đặt các song chắn rác thô với khe hở không quá 30 mm. Ngoài ra còn dùng loại song chắn rác và máy nghiền kết hợp – vừa chắn rác vừa nghiền rác – gọi là Comminutor. Loại này không đòi hỏi nhiều diện tích xây dựng và cho phép giảm giá thành xây dựng rất nhiều. Tổn thất áp lực qua loại này dao động trong khoảng từ 50 mm đối với loại máy nhỏ và đến 100 mm với máy lớn.

3.1.3. Thiết bị nghiền rác (Máy nghiền rác)

Đối với các nhà máy xử lý nước thải công suất lớn thường lắp đặt thiết bị (máy) nghiền rác. Có thể lắp đặt máy nghiền rác ngay trong nhà bố trí các song chắn rác. Nhiệm vụ của máy nghiền rác là cắt, nghiền rác thành các mảnh nhỏ có kích thước đồng nhất và được dẫn vào dòng nước thải ở đầu nhà máy xử lý nước thải hoặc có thể dẫn đến xử lý chung với các loại bùn cặn khác tại bể mêtan.

Hình 3.4 giới thiệu sơ đồ cấu tạo máy nghiền rác.



Hình 3.4. Máy nghiền rác

1. Dẫn nước thải vào; 2. Dẫn nước thải ra; 3. Máy nghiền rác;
4. Thiết bị truyền dẫn và động cơ điện; 5. Ống xả đáy.

3.2. BỂ LẮNG CÁT

3.2.1. Chức năng và vị trí của bể lắng cát

Bể lắng cát được xây dựng để tách các hợp chất vô cơ không tan (chủ yếu là cát) khỏi nước thải. Trong nước thải bản thân cát không độc hại, nhưng sẽ ảnh hưởng xấu đến chế độ công tác của các công trình xử lý khác. Chẳng hạn cát tích lũy trong các bể lắng, ngăn tự hoại của bể lắng hai vỏ, trong bể mêtan v.v... làm giảm thể tích công tác, gây khó khăn cho việc xả cặn và ảnh hưởng xấu đến quá trình công nghệ trong các công trình đó. Vì vậy, trong các nhà máy xử lý nước thải với lưu lượng $100 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$ trở lên nhất thiết phải có bể lắng cát.

Theo hướng và đặc tính chuyển động của nước thải, chia ra: bể lắng cát ngang với chuyển động thẳng hoặc chuyển động vòng; bể lắng cát đứng và bể lắng cát với chuyển động xoáy (chuyển động thẳng – vòng).

Loại cuối cùng, tùy thuộc vào phương pháp tạo ra chuyển động xoáy còn chia ra: bể lắng cát nước dẫn vào theo tiếp tuyến (bể có dạng hình tròn trên mặt bằng) và bể lắng cát với thổi khí. Thông thường bể lắng cát được đặt trước bể lắng đợt một. Ở

Nhưng dù có chọn tốc độ trong giới hạn nói trên, cặn lắng trong bể lắng cát ngang vẫn chứa một lượng tạp chất hữu cơ nhất định. Tốc độ càng nhỏ (dưới 0,15 m/s) lượng chất hữu cơ lắng xuống càng nhiều. Do đó nên giữ cho tốc độ của nước trong bể lắng cát gần với giới hạn trên (0,3 m/s). Như vậy khi lưu lượng thay đổi so với tính toán (ứng với tốc độ tính toán) diện tích tiết diện ướt của bể phải được thay đổi tương ứng.

Thực ra, tốc độ giới hạn trên 0,3 m/s cũng chỉ là tốc độ trung bình theo toàn bộ diện tích tiết diện ướt mà thôi, trong bể lắng cát vẫn có những vùng có tốc độ lớn hơn 0,3 m/s, làm cuốn hạt cát đi và vùng tốc độ nhỏ hơn làm lắng chất lơ lửng hữu cơ nhẹ xuống. Vì trong một ngày đêm lưu lượng nước thải cũng dao động, nên để đảm bảo những điều kiện giới hạn tốc độ phải có những biện pháp cần thiết – chủ yếu về cấu tạo các cửa vào, ra khỏi bể và xây dựng bể lắng cát có nhiều ngăn để có thể đóng một vài ngăn lại, không cho làm việc trong các giờ có lưu lượng tối thiểu. Ngoài ra cần trang bị cho bể lắng cát những thiết bị để có thể tẩy rửa các hạt hữu cơ nhẹ bám dính vào các hạt cát và các hạt nặng khác. Đồng thời cần thực hiện cơ giới hóa các quy trình xả cát và vận chuyển đến sân phơi cát.

3.2.2.2. Tính toán bể lắng cát ngang

Kích thước bể lắng cát ngang phải được xác định chính xác, nếu quá nhỏ sẽ không đảm bảo hiệu quả lắng, nếu lớn quá thì cặn lắng sẽ chứa nhiều chất bẩn hữu cơ không thuận lợi cho các quá trình xử lý tiếp theo.

Sơ đồ tính toán bể lắng cát ngang được giới thiệu ở hình 3.5.

Có hai phương pháp tính toán bể lắng cát ngang có thể tham khảo dưới đây:

a) *Phương pháp thứ nhất*: Tính toán theo thời gian nước lưu lại trong bể.

Chiều dài bể lắng cát ngang được xác định theo công thức:

$$L = V_{\max} t \quad (3-10)$$

Trong đó:

$V_{\max}$ - Tốc độ dòng chảy khi lưu lượng tối đa, m/s;

t - Thời gian nước lưu lại trong bể chọn bằng 30 - 60 s.

Từ điều kiện liên tục của dòng chảy ta có:

$$\Omega = \frac{q_{\max}}{V_{\max}} \quad (3-11)$$

Trong đó:

Ω - Tiết diện ướt của bể, m²;

$q_{\max}$ - Lưu lượng tối đa của nước thải, m³/s.

Số ngăn trong bể:

$$n = \frac{\Omega}{b.h_1} \quad (3-12)$$

Trong đó:

b- Chiều rộng của mỗi ngăn (thường chọn bằng 0,6 - 1,6 m) đối với bể lắng cát thông thường và 4 - 6m đối với bể lắng cát có thanh gạt;

h_1 - Chiều sâu công tác của bể, chọn lớn hơn chiều sâu dòng nước trong kênh dẫn nước vào bể một chút, nhưng không quá 1,2 m thường $h_1 = 0,5 - 1,2$ m.

n- Số ngăn trong bể (phải là một số tròn).

Sau khi xác định được kích thước của bể phải kiểm tra lại để trường hợp nước chảy với lưu lượng nhỏ nhất ($q_{\min}$) vẫn bảo đảm có vận tốc $v_{\min}$ phải không dưới 0,15 m/s.

Chiều sâu lớp cặn lắng xuống h_2 phụ thuộc lượng cặn lắng và thời gian giữa hai lần xả. Thể tích phần cặn lắng (m^3) là:

$$W_c = \frac{N_u \cdot p \cdot T}{1000} \quad (3-13)$$

Trong đó:

N_u - Dân số tính toán theo chất lơ lửng, người;

p- Lượng cặn theo đầu người, đối với nước thải sinh hoạt $p = 0,02$ l/ng.ng.đ;

T- Thời gian giữa hai lần xả cặn, thường $T = 2 - 4$ ngày đêm.

Ở các bể lắng cát ngang làm việc tốt thì cặn lắng xuống có độ tro tới 85% trong đó cát chiếm 60%.

Độ ẩm của cặn cát là 60% và trọng lượng thể tích 1,5 T/ m^3 .

Chiều sâu của lớp cặn h_2 là:

$$h_2 = \frac{W_c}{L.b.n} \quad (3-14)$$

Đối với hệ thống thoát nước chung, thể tích cặn lắng trong bể lắng cát tăng gấp $1,5 \div 2$ lần.

Chiều sâu tổng cộng của bể lắng cát:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 \quad (3-15)$$

Trong đó:

h_3 - Chiều cao từ mặt nước đến thành bể trở lên, $h_3 = 0,2 - 0,4$ m.

Phương pháp này có nhược điểm là không tính đến mối liên hệ giữa thời gian nước lưu lại trong bể (tức là chiều dài bể) với chiều sâu của nó và không cho phép tính toán bể lắng cát theo hiệu suất cho trước của bể.

b) Phương pháp thứ hai: Phương pháp của Karpinski AA, TCVN 7957:2008 và TCVN 7957:2015 của Việt Nam.

Phương pháp này cho phép xác định kích thước bể lắng cát ngang theo kích thước hạt tối thiểu cần giữ lại trong bể. Cơ sở của phương pháp này là dựa vào lý thuyết lắng khi dòng nước chuyển động theo phương ngang với tốc độ nhất định (xem hình 3.5).

Thời gian nước lưu lại trong bể tức là thời gian để các hạt cát từ trên mặt nước tại điểm đầu bể lắng xuống đáy xác định theo công thức:

$$t = \frac{h_1}{U} \quad (3-16)$$

Trong đó:

h_1 - Chiều sâu công tác của bể lắng cát, m;

U - Tốc độ lắng của hạt cát có kích thước xác định trong môi trường lỏng chuyển động rối, m/s.

Đồng thời ta lại có:

$$t = \frac{L}{V_{\max}} \quad (3-17)$$

Trong đó:

L - Chiều dài công tác của bể lắng cát (tương ứng l_1 trong hình 3.5), m.

Để tính tới ảnh hưởng của dòng chảy rối, Karpinski AA đề nghị xác định tốc độ lắng của hạt cát theo công thức:

$$U = \sqrt{U_0^2 - W^2} \quad (3-18)$$

Kết quả phương pháp tính toán này đã được đưa vào quy phạm:

$$L = 1000 \cdot \frac{K.H.V}{U_0} \quad (3-19)$$

Trong đó:

U_0 , U - Độ lớn thủy lực – tức là tốc độ lắng tự do của hạt cát ở trạng thái tĩnh và trạng thái động trong bể (mm/s) xác định theo bảng 3.3a;

W - Tốc độ thành phần chảy rối theo phương thẳng đứng: $W = 0,05V_{\max}$;

$K = U_0/U$: Là hệ số và được chọn theo bảng 3.3b;

H - Chiều cao tính toán của bể lắng cát. Đối với bể lắng cát thổi khí chọn bằng nửa chiều cao tổng cộng của bể;

V- Vận tốc chuyển động của nước thải trong bể, mm/s, được chọn theo bảng 3.3c.

Bảng 3.3a. Sự phụ thuộc giữa độ lớn thủy lực U_0 và đường kính hạt cát

Đường kính hạt cát (mm)	0,1	0,12	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,40	0,50
Độ lớn thủy lực U_0 (mm/s) ở 20°C	5,12	7,27	11,2	17,1	24,2	29,7	35,1	40,7	51,6

Bảng 3.3b. Lựa chọn giá trị của hệ số K

Đường kính nhỏ nhất của hạt cát cần giữ lại (mm)	Độ lớn thủy lực của hạt, U_0 (mm/s)	Giá trị K tùy thuộc loại bể lắng cát và tỷ lệ B:H của bể lắng cát có thổi khí			
		Bể lắng cát ngang	Bể lắng cát thổi khí		
			B:H = 1	B:H = 1,25	B:H = 1,5
0,15	13,2	-	2,62	2,5	2,39
0,20	18,7	1,7	2,43	2,25	2,08
0,25	24,2	1,3	-	-	-

Bảng 3.3c. Lựa chọn loại bể lắng cát và vận tốc nước

Loại bể lắng cát	Độ lớn thủy lực của hạt cát U_0 (mm/s)	Vận tốc nước (mm/s) khi lưu lượng		Chiều sâu H (m)	Lượng cát giữ lại (l/ng.ng.đ)	Độ ẩm của cát (%)	Tỷ lệ cát trong cặn (%)
		Min	Max				
Ngang	18,7 - 24,2	0,15	0,3	0,5 - 2	0,02	60	55 - 60
Thổi khí	13,2 - 18,7	-	0,08-0,12	0,7 - 3,5	0,03	-	90 - 95
Tiếp tuyến	18,7 - 24,2	-	-	0,5	0,02	60	70 - 75

Chọn kích thước tối thiểu của hạt cát cần giữ lại trong bể tùy thuộc loại công trình xử lý ở sau (bể lắng 1). Đối với các bể lắng đợt 1 mà cặn được xử lý ở bể mêtan hoặc bể lắng hai vỏ, kích thước hạt cát tối thiểu phải giữ lại là $0,2 \div 0,25$ mm.

Chiều dài bể lắng cát xác định theo công thức (3-17) là chiều dài công tác. Để tạo tốc độ đều trong bể, lối vào bể phải xây dựng theo kiểu kênh mở rộng, lối ra theo kiểu thu hẹp và chiều dài tương ứng là l_2 và l_3 (hình 3.5).

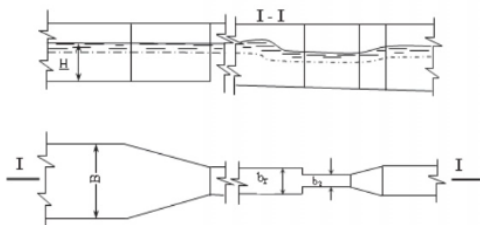
Diện tích mặt thoáng (F) của nước trong bể xác định theo công thức:

$$F = \frac{q_{\max}}{U}, \text{ m}^2 \quad (3-19)$$

Chiều rộng của bể bằng:

$$B = n.b = \frac{F}{L}, \text{ m} \quad (3-20)$$

Để ổn định tốc độ dòng chảy trong bể lắng cát ngang khi lưu lượng nước thải thay đổi thường xây dựng đập tràn thành mỏng kiểu máng đo lưu lượng (hình 3.6) ở cửa ra của bể.



Hình 3.6. Sơ đồ bể lắng cát ngang và máng đo lưu lượng:

a) Bể lắng cát ngang; b) Máng đo lưu lượng

Độ chênh p giữa đáy của bể lắng cát ngang với đáy của đập tràn được tính theo công thức:

$$p = \frac{H_{\max} - k^{2/3} \cdot H_{\min}}{k^{2/3} - 1} \quad (3-21)$$

Trong đó:

$H_{\max}$, $H_{\min}$ - Chiều sâu lớp nước trong bể ứng với lưu lượng lớn nhất ($q_{\max}$) và nhỏ nhất ($q_{\min}$) với tốc độ $V = 0,3 \text{ m/s}$.

k - Hệ số tính bằng:

$$k = \frac{q_{\max}}{q_{\min}}$$

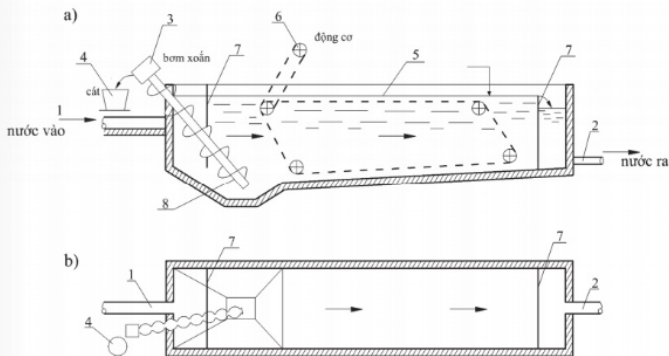
Chiều rộng của đập tràn (b_2) được xác định theo công thức:

$$b_2 = \frac{q_{\max}}{m \sqrt{2g} (p + H_{\max})^{3/2}} \quad (3-22)$$

Trong đó: m - Hệ số lưu lượng. Đối với đập tràn: $m = 0,35 - 0,38$.

3.2.2.3. Cấu tạo bể lắng cát ngang

Ở hình 3.7 giới thiệu sơ đồ cấu tạo bể lắng cát ngang với nước chuyển động thẳng. Ở đáy bể đặt ống thu nước có lỗ. Bể gồm hai ngăn, một kênh xả sự cố ở giữa để dẫn nước khi bể không làm việc. Đáy bể có đặt ống bê tông hoặc ống sành $d = 100 \text{ mm}$. Ống có khoan lỗ để thu nước. Trên ống đổ lớp sỏi dày $20 \div 30 \text{ cm}$.



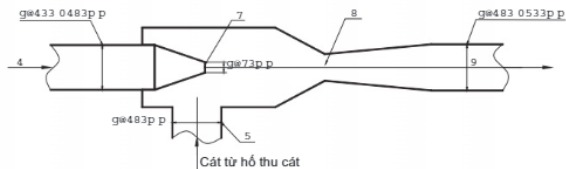
Hình 3.7. Sơ đồ cấu tạo bể lắng cát ngang:

a) Mặt cắt; b) Mặt bằng:

1. Dẫn nước thải vào bể; 2. Dẫn nước thải ra khỏi bể; 3. Bơm xoắn; 4. Thùng chứa cát;
5. Hệ thống cao cát; 6. Động cơ điện; 7. Tấm chắn; 8. Hồ thu cát của bể lắng cát.

Sau khi cặn ở một ngăn đạt tới chiều dày tính toán, người ta đóng các tấm chắn ở đầu và cuối (7) ngăn lại. Tiếp đó mở van của ống thu nước (2) để xả nước thải khỏi bể. Sau 1 – 2 ngày, cặn khô được xả khỏi bể. Ở các trạm nhỏ có thể xả cặn cát bằng thủ công. Với lượng cặn trên $0,5 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$ phải xả cặn bằng cơ giới, bằng bơm xoắn (3). Cặn xả có thể chứa ở sân phơi cát hoặc để san lấp trong phạm vi nhà máy xử lý nước thải. Phải đặt hệ thống có lỗ để thu nước vì nếu không việc xả cặn sẽ khó khăn, phức tạp hơn.

Nếu không đặt hệ thống có lỗ, để xả cặn khỏi bể lắng cát người ta dùng bơm phun tia (hình 3.8) hay còn gọi là thiết bị nâng thủy lực.



Hình 3.8. Sơ đồ thiết bị nâng thủy lực

1. Nước công tác; 2. Ống hút cát; 3. Buồng trộn nước – cát; 4. Vòi phun $d = 40 \text{ mm}$;
5. Cỗ khuếch tán; 6. Ống đẩy hỗn hợp nước-cát đến sân phơi cát.

Nước công tác bơm vào nhờ máy bơm có áp lực 2 - 3 atm. Tỷ lệ giữa lượng nước công tác và cặn khoảng chừng 20: 1. Hệ số hiệu dụng của bơm phun tia là $0,1 \div 0,2$. Thời gian mỗi lần xả kéo dài khoảng 30 phút.

Hình 3.7 giới thiệu sơ đồ bể lắng cát ngang chuyển động thẳng, với cào cát cơ giới và lấy cát bằng bơm xoắn hoặc bằng thiết bị nâng thủy lực.

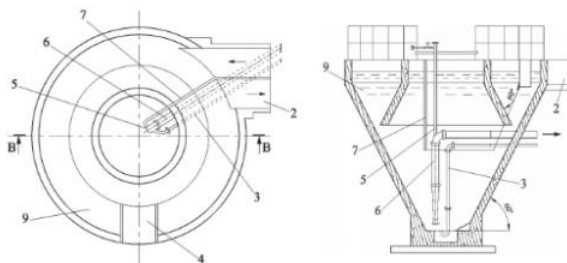
Bảng 3.4. Kích thước bể lắng cát ngang với chuyển động thẳng

Lưu lượng tính toán của nước thải cho 1 đơn nguyên, l/s	Kích thước, m		
	Chiều dài, l	Chiều rộng, b	Chiều sâu công tác, h ₁
300 – 500	12	1,4	0,4 – 0,6
460 – 750	13	2,8	0,55 – 0,9
1100 – 1800	18	5,8	0,83 – 1,07

Trong thực tế, để tách cát ra khỏi nước thải có thể ứng dụng bể lắng cát ngang với chuyển động vòng. Loại bể này được sử dụng nhiều ở một số nước trên thế giới. Sơ đồ cấu tạo của bể được giới thiệu ở hình 3.9.

Nước thải được dẫn theo mương (1) vào máng vòng (9) cát sẽ chui qua khe hở của máng vòng rơi xuống ngăn thu cát (10) và tại đây thiết bị nâng thủy lực (5) sẽ đưa hỗn hợp cát – nước theo ống dẫn cát (6) đến sân phơi cát.

Hình 3.9 giới thiệu sơ đồ bể lắng cát ngang với nước chuyển động vòng và xả cặn cát bằng thiết bị nâng thủy lực (bơm phun tia). Máy bơm có thể làm việc tự động. Thời gian và chu kỳ làm việc của chúng được xác định trong quá trình quản lý bể lắng cát.



Hình 3.9. Sơ đồ bể lắng cát ngang với chuyển động vòng

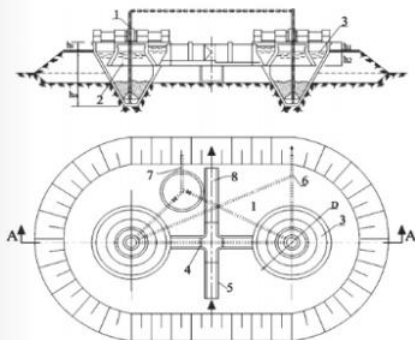
1. Mương dẫn nước thải vào bể; 2. Mương dẫn nước ra; 3. Ống dẫn nước công tác phục vụ cho thiết bị nâng thủy lực; 4. Lan can; 5. Thiết bị nâng thủy lực; 6. Ống dẫn hỗn hợp cát – nước đến sân phơi cát; 7. Tường ngăn cách; 8. Khe hở của máng vòng; 9. Máng vòng; 10. Hố thu cát.

Kích thước của bể lắng cát ngang với nước chuyển động vòng có thể tham khảo ở bảng 3.5.

Bảng 3.5. Kích thước của những bể lắng cát ngang với nước chuyển động vòng

Lượng nước tính toán của 1 bể, l/s	Đường kính, m	Chiều rộng máng lắng, m	Chiều cao tổng cộng của máng lắng, m	Chiều dài tổng cộng của máng lắng, m
25 – 200	4	0,6 – 0,9	0,44 – 0,78	9
300	6	1,6	1,75	13,8

Ở hình 3.10 giới thiệu sơ đồ bố trí cụm hai bể lắng cát ngang với chuyển động vòng.



Hình 3.10. Sơ đồ bố trí hai cụm bể lắng cát ngang với chuyển động vòng

1. Thiết bị nâng thủy lực;
2. Thiết bị thu chất nổi.
3. Máng vòng;
4. Tấm chắn đóng mở nước;
5. Mương dẫn nước thải vào bể;
6. Ống dẫn bùn cát;
7. Ống dẫn nước công tác phục vụ cho thiết bị nâng thủy lực;
8. Mương dẫn nước ra.

3.2.3. Bể lắng cát đứng

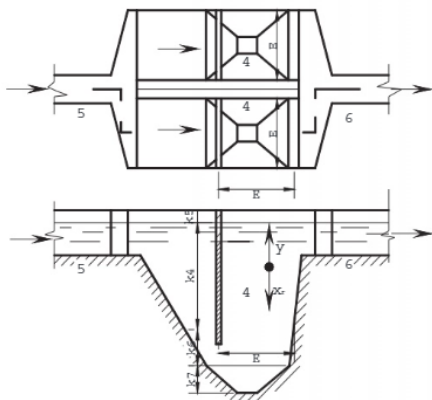
Bể lắng cát đứng là bể hình trụ hoặc lăng trụ đứng, trong đó nước thải được dẫn vào phía dưới đáy và ra khỏi bể ở phía trên.

Đối với bể lắng cát đứng hình trụ, nước dẫn vào theo tiếp tuyến phía dưới và sẽ chuyển động vòng đứng. Kết quả là cát sẽ hướng vào tâm và lắng xuống. Cũng do nước chuyển động vòng nên trong quá trình lắng xuống, một phần chất hữu cơ sẽ được tách khỏi cát.

Ở hình 3.11 cho thấy khi nước chuyển động từ dưới lên với vận tốc V thì những hạt cát có độ lớn thủy lực $U_0 \geq V$ sẽ lắng xuống, còn những hạt có $U_0 < V$ sẽ trôi theo nước ra khỏi bể lắng cát.

Bể lắng cát đứng có ưu điểm là: cặn lắng xuống sẽ tập trung vào một hố hình nón hoặc hình chóp có diện tích (theo mặt bằng) nhỏ nên sẽ dễ dàng xả khỏi bể

bằng hệ thống bơm phun tia hoặc bơm hút. Ống lọc để thu cặn cát sẽ chụp xuống đáy hồ tập trung.



Hình 3.11. Sơ đồ bể lắng cát đứng.

1. Vùng lắng cặn cát; 2. Mương dẫn nước thải vào bể; 3. Mương dẫn nước thải ra khỏi bể.

Nhược điểm của bể lắng đứng là: tốc độ dòng chảy trong bể thay đổi theo lưu lượng nước thải, vì diện tích tiết diện ướt luôn luôn thay đổi, hướng dẫn nước vào bể lại không trùng với hướng nước chảy trong phần công tác của bể cho nên chế độ làm việc về mặt thủy lực sẽ kém.

Kết quả là hiệu suất công tác thấp, cặn cát có chứa nhiều chất hữu cơ.

Thời gian nước lưu lại trong bể lắng cát đứng (t) được chọn bằng: 2 – 3 phút. Tính toán bể lắng cát đứng theo tốc độ V và thời gian nước lưu lại trong bể t được xác định theo các công thức sau đây:

Diện tích tiết diện ngang – ướt của mỗi ngăn bể xác định theo công thức:

$$\omega = \frac{q_{\max}}{n.V} \quad (3-23)$$

Chiều sâu công tác của bể:

$$h_1 = V \times t \quad (3-24)$$

Tổng chiều sâu của bể (xem hình 3.11) là:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (3-25)$$

Trong đó:

h_1 - Chiều cao lớp nước công tác, m;

h_2 - Chiều cao từ mặt nước đến thành bể, m;

h_3 - Chiều cao cửa vào, m;

h_4 - Chiều cao hố chặn cát, m.

Kích thước của bể trên mặt bằng xác định theo công thức:

+ Đối với bể hình tròn, đường kính bể D được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} \quad (3-26)$$

+ Đối với bể hình vuông, cạnh B bằng:

$$B = \sqrt{\omega} \quad (3-27)$$

Như đã trình bày ở trên, để giữ cát có độ lớn thủy lực U_0 thì tốc độ V của dòng nước phải tuân theo điều kiện $V \leq U_0$.

Đối với nước thải sinh hoạt, để giữ các hạt có kích thước $d = 0,25 - 0,3$ mm, thì phải chọn $V = 0,02 - 0,03$ m/s. Diện tích tiết diện ngang – ướt (ω) của bể lắng cát đứng cũng có thể xác định theo tải trọng nước trên một đơn vị diện tích bề mặt q_0 :

$$\omega = \frac{q_{\max}}{n \cdot q_0} \quad (3-28)$$

Trong đó: q_0 - Tải trọng bề mặt, $m^3/m^2 \cdot h$;

n - Số ngăn của bể.

Đối với những bể lắng cát đứng chọn $q_0 = 70 - 110 m^3/m^2 \cdot h$. Thể tích hố tập trung cặn cũng xác định như bể lắng cát ngang.

3.2.4. Bể lắng cát thổi khí

3.2.4.1. Cấu tạo và nguyên tắc

Trong các loại bể lắng cát đã giới thiệu ở phần trên, hiệu quả tách cát khó đạt ở mức cao và lượng các chất hữu cơ trong cặn cát còn nhiều. Để khắc phục những hạn chế trên, ở nhiều nước sử dụng loại bể lắng cát thổi khí, nhất là ở Mỹ và một số nước Châu Âu.

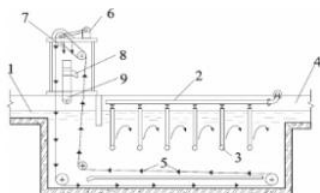
Đó là bể dài hình chữ nhật, trên mặt bằng có tiết diện ngang là hình chữ nhật, hình thang hoặc vòm tròn. Dọc theo chiều dài của tường, cách đáy $30 \div 60$ cm có đặt ống khoan lỗ để thổi khí. Dưới ống đó, đáy bể có máng thu cát (hình 3.12). Nhờ thổi không khí nên sẽ tạo được chuyển động vòng (vòng tuần hoàn) theo tiết diện ngang với tốc độ tăng từ 0 ở tâm tiết diện tới giá trị tối đa ở chu vi.

Kinh nghiệm rút ra từ công tác vận hành loại bể này cho thấy: bể có tiết diện hình vòm tròn (với chiều cao bằng chiều rộng) sẽ tạo được điều kiện tối ưu về phân phối

tốc độ tuần hoàn cũng như về hiệu suất công tác của bể. Chuyển động thẳng và chuyển động vòng sẽ tạo được chuyển động xoắn của nước trong bể. Tốc độ thực của nước trong bể sẽ là tốc độ tổng hợp của hai thành phần (tốc độ thẳng và tốc độ vòng).

Giá trị của tốc độ tổng hợp sẽ được giữ ở giá trị cố định và không phụ thuộc vào dao động lưu lượng nước thải bởi vì tốc độ vòng lớn hơn rất nhiều so với tốc độ thẳng.

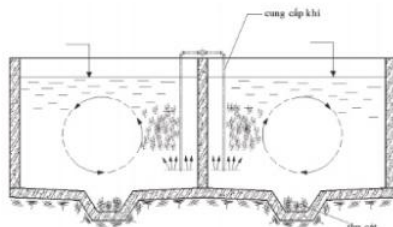
Do tốc độ tổng hợp của chuyển động không đổi các chất rắn hữu cơ có ở trạng thái lơ lửng không lắng xuống. Ngoài ra khi thổi không khí sẽ làm cho các hạt cát cọ rửa lẫn nhau tách khỏi các tạp chất hữu cơ dính vào. Vì vậy cặn lắng xuống chứa rất ít tạp chất hữu cơ, chứa tới $90 \div 95\%$ là cát, kể cả các hạt cát nhỏ. Do đó dù có giữ lâu ở bể cặn cát cũng không bị thổi rửa. Sự cọ rửa giữa các hạt cát còn làm tăng độ lớn thủy lực của chúng (tới hai lần) do đó chúng lắng tốt hơn.



Hình 3.12. Sơ đồ bể lắng cát thổi khí

1. Dẫn nước thải vào; 2. Hệ thống thổi khí; 3. Thiết bị (đĩa) phân phối bọt khí; 4. Dẫn nước ra khỏi bể; 5. Hệ thống cơ giới thu gạt cát; 6. Động cơ của hệ thống thu gạt cát; 7. Vòi nước rửa hệ thống thu gạt cát; 8. Dẫn chất hữu cơ trở lại dòng chảy; 9. Thiết bị rửa cát và đưa cát đến sân phơi cát.

Hình 3.13 giới thiệu mặt cắt của bể lắng cát thổi khí.



Hình 3.13. Sơ đồ mặt cắt của bể lắng cát thổi khí

3.2.4.2. Tính toán bể lắng cát thổi khí

Điều kiện tính toán:

- Cần bảo đảm tốc độ chuyển động vòng của nước thải trong giới hạn $v_v = 0,25 - 0,30$ m/s;

- Và tốc độ chuyển động thẳng, $v_t = 0,01 - 0,10$ m/s;

- Thời gian lưu nước trong bể, $t = 1,3 - 3$ phút.

Diện tích tiết diện ngang của bể được tính theo công thức:

$$S = \frac{q_{\max}}{n \times v_t} \quad (3-29)$$

Trong đó: $q_{\max}$ - Lưu lượng lớn nhất của nước thải, m^3/s ;

v_t - Tốc độ chuyển động thẳng của dòng chảy, m/s;

n - Số ngăn của bể.

Chiều cao công tác của bể được tính theo công thức:

$$h_l = \frac{b \times u_0}{v_l} \quad (3-30)$$

Trong đó: b - Bề ngang của bể, m. (Tỷ lệ chiều ngang và chiều cao tổng cộng của bể thường lấy trong khoảng: $b/H_{tc} = 1 - 1,5$).

u_0 - Kích thước (độ lớn) thủy lực của hạt cát ($u_0 = 0,15 - 0,20$ mm/s).

Thời gian một vòng chuyển động của dòng chảy theo tiết diện ngang của bể, t_l được tính theo công thức:

$$t_l = 1,2 \frac{b}{v_v} \quad (3-31)$$

Thời gian lưu nước t_{ln} được xác định theo công thức:

$$t_{ln} = 1,1 \times m \times t_l \quad (3-32)$$

Trong đó: m - Số vòng của nước thải thực hiện trong bể, $m = \lg \frac{1 - \frac{h}{H_{tc}}}{2}$

Chiều dài của bể sẽ là:

$$L = v_t \times t_{ln} \quad (3-33)$$

Lượng không khí cần cấp cho bể lắng cát thổi khí được tính theo công thức:

$$K = I \times F \quad (3-34)$$

Trong đó: I - Cường độ thổi khí, lấy bằng $2 - 5$ $m^3/m^2.h$;

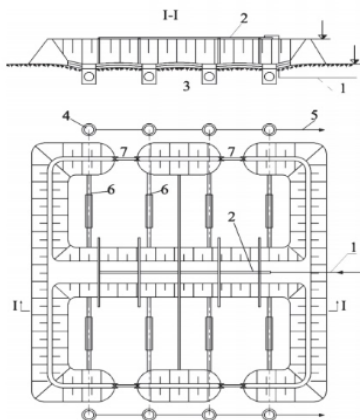
F - Diện tích mặt thoáng của bể lắng cát, m^2 .

3.2.5. Làm ráo nước trong cát (tách nước khỏi cát)

3.2.5.1. Sân phơi cát

Cặn xả ra từ bể lắng cát còn chứa nhiều nước nên phải làm ráo nước ở sân phơi cát, hồ chứa cát hoặc bunke tách cát.

Xung quanh sân phơi cát phải có bờ đắp cao $1 \div 2$ m (hình 3.14).

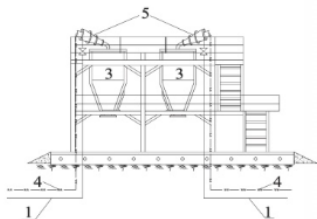


Hình 3.14. Sơ đồ cấu tạo sân phơi cát

1. Ống dẫn bùn cát từ bể lắng cát; 2. Mương phân phối bùn cát; 3. Lớp nền; 4. Hồ ga;
5. Ống dẫn nước đã tách khỏi cát về lại trạm xử lý; 6. Hệ thống thu nước.

3.2.5.2. Bunke tách nước-cát

Hình 3.15 giới thiệu sơ đồ cấu tạo bunke tách nước - cát. Bunke được thiết kế với thời gian lưu cát từ 2 đến 9 ngày đêm, được bố trí trong nhà hoặc ngoài trời có mái che.

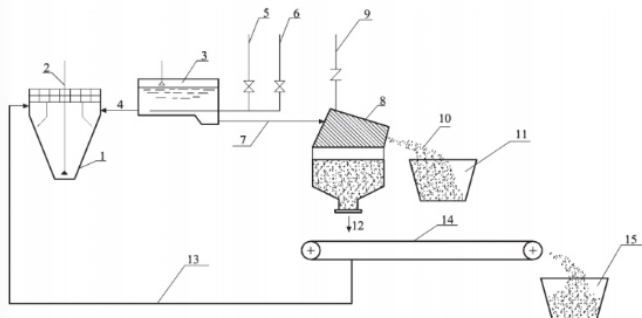


Hình 3.15. Sơ đồ cấu tạo bunke tách nước cát

1. Ống dẫn hỗn hợp nước-cát từ bể lắng cát đến xyclon thủy lực; 2. Xyclon thủy lực;
3. Bunke; 4. Ống dẫn nước đã tách cát ra khỏi xyclon thủy lực; 5. Cửa van xả cát.

3.2.5.3. Hệ thống công trình tiên tiến làm ráo nước trong cát

Công nghệ tiên tiến xử lý cặn cát từ bể lắng cát được áp dụng rộng rãi tại các nhà máy xử lý nước thải đô thị quy mô lớn tại nhiều nước trên thế giới. Hình 3.16 giới thiệu sơ đồ công nghệ xử lý cặn cát. Công nghệ xử lý gồm nhiều công trình đơn vị: bể lắng cát, thiết bị tách cát, bunke chứa cát, lọc chân không – băng tải, các đường ống kỹ thuật cấp nước rửa, cấp khí nén,...



Hình 3.16. Sơ đồ công nghệ xử lý cát từ bể lắng cát

1. Bể lắng cát; 2. Thiết bị nâng thủy lực; 3. Bồn rửa cát; 4. Dẫn nước tuần hoàn về bể lắng cát;
5. Ống cấp nước rửa cát; 6. Ống dẫn khí nén; 7. Dẫn cặn cát đến thiết bị tách cát hình trống; 8. Thiết bị tách cát hình trống; 9. Nước rửa; 10. Cặn hữu cơ từ thiết bị tách cát; 11. Bunke chứa cặn hữu cơ;
12. Cát; 13. Nước từ lọc băng tải dẫn về bể lắng cát; 14. Lọc băng tải; 15. Cát đã tách nước.

3.3. BỂ LẮNG

3.3.1. Phân loại bể lắng

Bể lắng là công trình có chức năng giữ lại các chất không tan còn lại sau khi qua bể lắng cát, chủ yếu là *dạng hữu cơ*. Sau khi qua bể lắng cát, trong nước thải còn chứa rất nhiều các chất không tan, trong đó các chất vô cơ chiếm khoảng 20%, các chất dạng hữu cơ chiếm khoảng 80%.

Để giữ lại các chất không tan hữu cơ đó (ở trạng thái chìm hoặc nổi trên mặt nước), người ta dùng phương pháp lắng. Công trình thực hiện quá trình lắng được gọi là *bể lắng*.

Tùy thuộc mức độ cần thiết xử lý nước thải, quá trình lắng có thể là giai đoạn xử lý sơ bộ (xử lý cơ học) trước khi xử lý trong các công trình khác phức tạp hơn (như các công trình xử lý sinh học) hoặc là giai đoạn kết thúc của quá trình xử lý khi yêu cầu xử lý không cao – chỉ xử lý cơ học mà thôi.

Theo chức năng vị trí trong sơ đồ công nghệ xử lý nước thải, các bể lắng có thể chia ra: các bể lắng đợt một, đợt hai, hoặc đợt ba. Các bể lắng đợt một là những bể đứng trước các công trình xử lý sinh học, cặn của bể lắng đợt 1 được gọi là cặn tươi; các bể lắng đợt hai – để lắng nước thải sau khi qua các công trình xử lý sinh học, cặn của bể lắng đợt 2 được gọi là bùn hoạt tính (khi sử dụng bể aerôten) và màng sinh học (khi sử dụng bể lọc sinh học). Khi xử lý sinh học theo hai bậc – sẽ có bể lắng đợt 3.

Theo chế độ công tác, các bể lắng được chia ra:

- Bể lắng hoạt động theo chu kỳ – nghĩa là quá trình lắng diễn ra ở trạng thái tĩnh (nước không chuyển động mà đứng yên); bể lắng hoạt động liên tục, trong đó nước chuyển động rất chậm chạp. Loại đầu chỉ dùng khi lượng nước thải ít.

- Theo hướng chuyển động của nước trong bể, người ta chia ra: *bể lắng ngang* – nước chuyển động theo phương ngang; *bể lắng đứng* – nước chuyển động theo phương đứng từ dưới lên trên; *bể lắng ly tâm* – loại biến dạng của bể lắng ngang, nước chuyển động từ tâm ra chung quanh theo phương gần giống như ở bể lắng ngang. Ngoài ra còn có *bể lắng trong có tầng cặn lơ lửng*, trong đó nước được lọc qua lớp cặn lơ lửng do chính các cặn bản trong nước tạo thành. Những thập kỷ gần đây, người ta dùng loại *bể lắng với lớp mỏng*.

Tùy thuộc vào loại công trình xử lý sinh học tiếp sau bể lắng đợt 1 mà quy định hàm lượng chất lơ lửng cho phép còn lại trong nước sau khi ra khỏi bể lắng đợt một. Ứng với hàm lượng đó chọn thời gian lắng thích hợp.

Trước khi vào bể lọc sinh học hoặc bể aerôten khi xử lý sinh học hoàn toàn, hàm lượng chất lơ lửng trong nước không được quá 150 mg/l. Thời gian lắng khi đó chọn không dưới 1,5 giờ.

Hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải sau khi ra khỏi bể lắng đợt hai được xác định bằng tính toán theo mức độ cần thiết xử lý theo chất lơ lửng trước khi xả nước thải ra nguồn tiếp nhận. Cũng từ đó chọn thời gian lắng cần thiết. Khi lựa chọn loại bể lắng và cấu tạo của nó phải dựa trên cơ sở so sánh kinh tế – kỹ thuật và các điều kiện thực tế ở địa phương.

Bể lắng đứng thường được chọn khi mực nước ngầm sâu và lưu lượng trạm xử lý dưới 20.000 m³/ng.đ.

Bể lắng ngang và ly tâm được chọn khi mực nước ngầm cao và lưu lượng trạm xử lý trên 20.000 m³/ng.đ.

Điều kiện quan trọng để bể lắng làm việc bình thường là lưu lượng nước thải chảy vào phải cố định – tức là tải trọng thủy lực trên mặt thoáng của bể phải cố định.

3.3.2. Lý thuyết về quá trình lắng nước thải

3.3.2.1. Quá trình lắng và các yếu tố ảnh hưởng

Như trên đã nói, bể lắng dùng để giữ lại các tạp chất lơ lửng - không hòa tan trong nước thải, chủ yếu là những chất ở dạng hữu cơ. Khác với những chất vô cơ có dạng hạt riêng biệt rõ rệt, những phần tử hữu cơ lại là những bông cặn có hình dạng rất khác nhau (đa dạng) và trọng lượng riêng lại rất nhỏ. Do đó quá trình lắng những bông cặn trong nước thải diễn ra phức tạp. Khi lắng, một mặt diễn ra hiện tượng dính kết rồi tăng kích thước và trọng lượng. Kết quả tốc độ lắng của các phần tử tăng lên. Nguyên nhân chính của hiện tượng dính kết các phần tử là do sự keo tụ trọng lực - tức là do sự va chạm và dính kết các phần tử có tốc độ lắng khác nhau và kích thước khác nhau. Mặt khác các phần tử lại có thể bị phá vỡ và tách ra rồi lắng xuống với tốc độ chậm hoặc không lắng xuống mà lơ lửng khi trọng lượng riêng nhỏ hơn hay xấp xỉ 1 đv.

Như vậy, trong nước thải không chỉ lắng một bông cặn cá biệt nào đó, mà tập hợp nhiều bông cặn.

Tốc độ lắng và do đó hiệu suất lắng các tạp chất không tan dạng bông cặn phụ thuộc rất nhiều vào hàm lượng ban đầu của chúng trong nước thải. Hàm lượng ban đầu càng cao thì hiệu suất lắng (tính bằng phần trăm) càng cao (hình 3.17).

Yếu tố khác ảnh hưởng tới quá trình lắng các bông cặn ở đây là lực cản giữa chúng và dịch thể. Lực cản đó cũng tùy thuộc vào kích thước, hình dạng, tốc độ lắng của bông cặn và độ nhớt của dịch thể. Thêm vào đó, quá trình lắng các tạp chất trong bể lắng hoạt động liên tục, không phải diễn ra ở trạng thái tĩnh mà là trong dòng chảy rối của nước thải. Với chế độ dòng chảy như vậy sẽ tạo những điều kiện xấu đối với quá trình lắng bông cặn. Khi chúng lắng xuống đáy bể, sẽ xuất hiện một lực cản do có "tốc độ lơ lửng" W hay còn gọi là tốc độ thành phần của dòng chảy rối. Như vậy tốc độ lắng thực tế của các bông cặn trong bể lắng sẽ nhỏ hơn tốc độ lắng U_0 của chúng khi xác định trong điều kiện thí nghiệm ở trạng thái tĩnh.

Giáo sư Jukôv A.I là người đầu tiên phát hiện ra ảnh hưởng của tốc độ lơ lửng W của dòng chảy và đề ra phương trình cụ thể xác định tốc độ đó trong các bể lắng khi tốc độ tính toán của dòng chảy V dưới 20 mm/s:

$$W = k.v^n \quad (3-35)$$

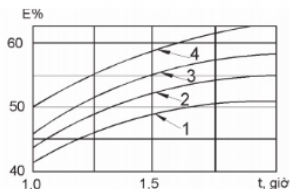
Trong đó:

k - Hằng số;

$n = f(v)$.

Khi v nằm trong khoảng từ $5 \div 10$, từ $10 \div 15$ và từ $15 \div 20$ mm/s thì giá trị tuyệt đối của W tương ứng sẽ bằng 0,05; 0,1 và 0,5 mm/s.

Ngoài ra còn có các yếu tố khác ảnh hưởng tới quá trình lắng là: điều kiện môi trường như pH, nhiệt độ, khí tạo ra do kết quả phân giải các chất hữu cơ,... thời gian lắng; tỷ lệ giữa những kích thước hình học của bề lắng (như tỷ lệ giữa chiều sâu với đường kính bể, hoặc giữa chiều sâu và chiều dài bể) và tải trọng thủy lực trên bề mặt thoáng của bể.



Hình 3.17. Hiệu suất lắng theo thời gian (t) và hàm lượng chất lơ lửng ban đầu (C_0)

1. $C_0 = 200$ mg/l; 2. $C_0 = 300$ mg/l; 3. $C_0 = 400$ mg/l; 4. $C_0 = 500$ mg/l.

Nói tóm lại, quy luật lắng của một tập hợp các bông cặn khác nhau hoàn toàn khác quy luật lắng các hạt hình cầu riêng lẻ và đồng nhất và trong điều kiện trạng thái tĩnh khác với trong điều kiện trạng thái động. Nói cách khác, quá trình lắng nước thải trong các bể lắng diễn ra trong điều kiện chen chúc của các phần tử – bông cặn dưới tác dụng và ảnh hưởng của nhiều yếu tố: lý – hóa, thủy lực, thủy động lực và hình học.

Tổ hợp tất cả các yếu tố đó là một việc rất phức tạp và cho tới nay chưa có ai có thể biểu thị chúng trong một phương trình toán học làm cơ sở duy nhất cho việc tính toán các bể lắng. Vì vậy, chỉ có thể xác định động học của quá trình lắng các tạp chất đa phân tán đối với các loại nước thải khác nhau bằng thực nghiệm trong điều kiện phòng thí nghiệm hay mô hình pilot mà thôi.

3.3.2.2. Lý thuyết và động học của quá trình lắng tĩnh

Nếu mỗi hạt tạp chất không tan có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng của nước, khi lắng nó sẽ chịu tác dụng của hai lực: trọng lượng bản thân và lực cản tổng cộng xuất hiện khi hạt chuyển động dưới tác dụng của trọng lượng. Mối tương quan giữa hai lực đó sẽ quyết định giá trị tốc độ lắng của hạt.

Trọng lượng P (g) của hạt phụ thuộc khối lượng, kích thước của nó và tỷ trọng của nước.

$$P = V (\rho - \rho_1) \quad (3-36)$$

Lực cản P_1 phụ thuộc kích thước, hình dạng, tốc độ của hạt và độ nhớt của nước.

$$P_1 = k.f.U_0^n \quad (3-37)$$

Trong đó:

n- Số mũ – hệ số tăng sức cản của môi trường và phụ thuộc tốc độ lắng của hạt;

V, ρ - Thể tích và tỷ trọng của hạt;

ρ_1 - Tỷ trọng của nước trong đó hạt lắng xuống;

g- Gia tốc rơi tự do;

k- Hệ số sức kháng, phụ thuộc độ nhớt của nước và hình dạng của hạt;

f- Diện tích tiết diện ngang của hạt (tiết diện vuông góc với phương thẳng đứng khi hạt lắng xuống);

U_0 - Tốc độ lắng trung bình của hạt trong nước (độ lớn thủy lực của hạt).

Tốc độ lắng của mỗi hạt riêng biệt có thể coi là đều trong suốt thời gian lắng (nếu hạt không thay đổi kích thước trong thời gian lắng) bởi vì gia tốc rơi tự do cân bằng với lực cản của môi trường. Khi đó tốc độ lắng của hạt riêng lẻ trong nước ở trạng thái tĩnh có thể xác định từ điều kiện cân bằng của các lực tác dụng đối với hạt:

$$P = P_1 \quad (3-38)$$

Khi đó:

$$U_0 = \sqrt{\frac{V(\rho - \rho_1)g}{k.f}} \quad (3-39)$$

Đối với những hạt hình cầu nhỏ ($d \leq 0,1$ mm), lực cản tỷ lệ với tốc độ bậc một của hạt.

$$P_1 = 3\pi.\mu.d.U_0 \quad (3-40)$$

Trong đó:

μ - Hệ số nhớt tuyệt đối của nước.

Có thể viết cân bằng:

$$V(\rho - \rho_1)g = 3\pi\mu U_0 d \quad (3-41)$$

Và:

$$U_0 = \frac{V(\rho - \rho_1)g}{3\pi\mu d} \quad (3-42)$$

Sau khi biểu thị thể tích hạt qua đường kính của chúng ta được công thức Stöck:

$$U_0 = \frac{g}{18\mu}(\rho - \rho_1)d^2 \quad (3-43)$$

Từ công thức này cho thấy nếu $\rho < \rho_1$ thì hạt sẽ nổi lên. Do đó công thức cũng có thể dùng để xác định tốc độ nổi lên của hạt.

Định luật Stöck chỉ đúng với các hạt có kích thước nhỏ với tốc độ lắng xuống và nổi lên nhỏ, nghĩa là đối với chế độ chảy tầng với trị số Reynold $Re = 0,5 - 1$ ứng với giá trị đó là hạt cát kích thước $d \leq 0,1$ mm có tốc độ lắng là 1 cm/s ở nhiệt độ nước 15°C . Khi dẫn ra công thức của mình Stöck bỏ qua lực quán tính của hạt hình cầu lắng xuống.

Đối với hạt hình cầu lớn hơn ($d > 0,1$ mm) lực cản sẽ tỷ lệ với bình phương của tốc độ lắng. Song hình dạng các hạt chứa trong nước thải ở trạng thái lơ lửng như đã biết rất đa dạng, không phải là hình cầu. Do vậy người ta đưa ra khái niệm bán kính tương đương – tức là bán kính bằng bán kính hạt hình cầu có tốc độ lắng và tỷ trọng ở nhiệt độ 15°C .

Bán kính tương đương của một hạt cũng thay đổi theo vị trí của hạt khi nó lắng xuống, nhất là đối với các hạt có dạng khác xa hình cầu như hạt có dạng dũa dài hoặc tấm mỏng. Như trên đã trình bày, quy luật lắng của một tập hợp các hạt dạng bông cặn khác nhau hoàn toàn khác đối với các hạt hình cầu riêng lẻ và đồng nhất, cho nên động học lắng của các tạp chất đa phân tán đối với các loại nước thải khác nhau, chỉ có thể xác định bằng thực nghiệm.

Thông thường động học quá trình lắng được biểu thị theo dạng đường cong. Trong điều kiện phòng thí nghiệm, dùng hai loại mô hình: *loại 1* là các ống lắng hình trụ cao $h = 0,5$ m với các đường kính khác nhau, nhưng tốt nhất với đường kính từ 80 mm trở lên; *loại 2* là một ống lắng có đường kính 150 – 300 mm, cao $h = 1,5 - 2,5$ m; theo chiều cao ống lắng loại này có các ống nhỏ và van kẹp để lấy mẫu theo các khoảng thời gian khác nhau (hình 3.18). Đồ đầy nước thải vào các ống lắng và lấy mẫu nước phân tích hàm lượng chất lơ lửng trong mẫu nước theo các khoảng thời gian khác nhau. Theo các số liệu thu được tiến hành dựng biểu đồ về động học lắng ở trạng thái tĩnh bằng cách thể hiện mối quan hệ hàm số:

Hiệu suất lắng phụ thuộc thời gian lắng (trên trục hoành là thời gian lắng, trên trục tung là lượng cặn lắng xuống hoặc nổi lên tính theo phần trăm lượng chất lơ lửng chứa trong nước thải) hoặc hiệu suất lắng phụ thuộc độ lớn thủy lực của hạt.

Hiệu suất lắng phụ thuộc chiều cao lớp nước, trong đó diễn ra quá trình lắng. Chiều cao lắng của công trình thực tế thường là $H = 2 - 4$ m. Trong điều kiện thí nghiệm, chiều cao ống lắng h thường nhỏ hơn.

Đối với các hạt rời rạc ổn định thường chấp nhận mối tương quan đơn giản, cho phép có thể tính thời gian lắng cần thiết T để đạt được hiệu suất lắng yêu cầu của bể lắng khi có các kết quả thí nghiệm trong ống lắng với chiều cao h , thời gian lắng t :

$$\frac{T}{H} = \frac{t}{h} \quad \text{với } E = \text{const} \quad (3-44)$$

Trong đó: H- Chiều cao lớp nước trong bể lắng, m;

h- Chiều cao lớp nước trong ống lắng, m.

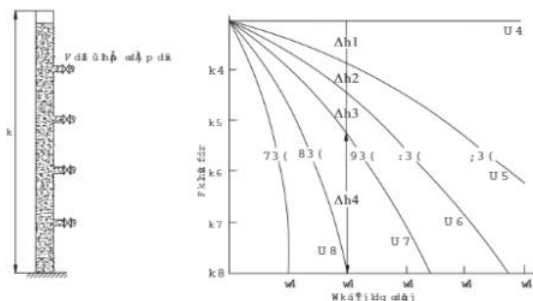
Đối với các hạt lơ lửng có khả năng dính kết, tạo bông trong nước thải cũng tuân theo tỷ lệ giữa thời gian lắng và chiều cao lắng, nhưng không phải là mối quan hệ tuyến tính. Khi đó thời gian lắng tính toán đối với bể lắng T với chiều sâu H có thể xác định từ thời gian lắng trong điều kiện thí nghiệm t với chiều cao h:

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^n \quad (3-45)$$

Trong đó:

n- Chỉ số mũ, thể hiện ảnh hưởng của dính kết. Đối với các bông keo tụ, dính kết tốt trong nước thải $n = 0,5$; Đối với nước thải thành phố, nồng độ chất lơ lửng dưới 400 mg/l, $n = 0,25$. Khi tăng nồng độ ban đầu thì n cũng tăng lên. Thí dụ: với nồng độ 600 mg/l, $n = 0,3$. Đối với nước mủ $n = 0,35$. Đối với nước thải giặt len $n = 0,19 \dots 0,44$ tùy thuộc lượng mỡ và lượng chất hoạt động bề mặt – chất tẩy rửa.

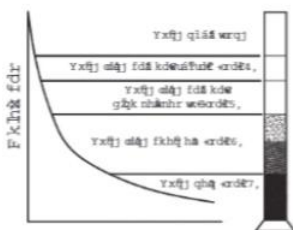
Tùy thuộc bản chất của các hạt chất bẩn không tan và nồng độ của chúng trong nước thải, vị trí không gian trong ống lắng hay bể lắng, người ta phân biệt 4 loại hay 4 vùng lắng:



- Loại 2: lắng các hạt lơ lửng với nồng độ trung bình, các hạt có khả năng dính kết với nhau trong quá trình lắng. Do có khả năng dính kết với nhau trong quá trình lắng nên kích thước của chúng trở nên lớn dần và tốc độ lắng cũng tăng dần theo chiều cao lắng từ trên xuống dưới;

- Loại 3: lắng các hạt lơ lửng ở nồng độ cao hay lắng chèn ép, trong đó khoảng cách giữa các hạt rất gần nhau, tạo lực cản trở giữa chúng với nhau. Tập hợp của các hạt trở nên đồng nhất thành một khối. Sự phân chia giữa các pha rắn – lỏng chỉ xuất hiện phía trên của ống lắng hay bể lắng. Loại lắng này thường diễn ra đối với bể lắng đợt hai sau bể aêrôten với bùn hoạt tính;

- Loại 4: nén: đối với quá trình lắng mà nồng độ các hạt đạt tới mức hình thành cấu trúc nén. Quá trình nén diễn ra do trọng lượng của các hạt đè lên nhau. Thường ở những lớp bùn hoạt tính dưới đáy của bể lắng đợt hai hay bể nén bùn là có hiện tượng nén ép. Hình 3.19 thể hiện các vùng lắng đối với bùn hoạt tính.

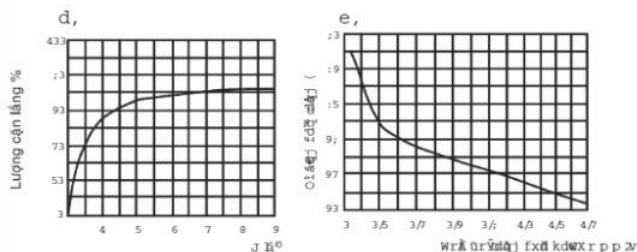


Hình 3.19. Sơ đồ các vùng lắng đối với bùn hoạt tính

Ở hình 3.20 giới thiệu biểu đồ lắng các tạp chất không tan trong nước thải sinh hoạt theo thời gian (hình 3.20a) và theo tốc độ lắng của hạt u_0 (hình 3.20b) ta thấy: tại một thời điểm nào đó, từ đường cong chuyển thành đường thẳng gần như song song với trục hoành phần lớn lượng tạp chất không tan (gọi là tạp chất thô) có thể lắng xuống hay nổi lên được thì sẽ hoàn toàn lắng xuống hoặc nổi lên rồi. Tới lúc đó thời gian lắng kéo dài khoảng 1 giờ, trong nước vẫn còn một lượng đáng kể các tạp chất lơ lửng phân tán nhỏ chưa kịp hoặc chưa lắng xuống hay nổi lên được. Tốc độ lắng xuống hoặc nổi lên của chúng tùy thuộc trọng lượng riêng, kích thước và khả năng keo tụ của chúng.

Đối với các hạt không có khả năng lắng xuống, hoặc nổi lên tức là trọng lượng riêng của chúng và của nước như nhau, thì không thể tách khỏi nước bằng phương

pháp lắng được. Vì quá trình lắng và nổi lên của các hạt chất lơ lửng tiếp diễn rất lâu và sau 2 giờ lắng, hiệu suất hầu như tăng không đáng kể, cho nên thường quy ước rằng: sau 2 giờ lắng thì 100% các tạp chất thô đã lắng xuống hoặc nổi lên rồi. Điều đó đúng với đa số các loại nước thải.



Hình 3.20. Biểu đồ lắng các tạp chất không tan trong nước thải sinh hoạt

Để tiện sử dụng trong thực tế, người ta còn dùng các số liệu về tốc độ lắng hoặc nổi lên u_0 của các chất lơ lửng. Song rất khó xác định tốc độ của từng hạt và cũng là điều không cần thiết.

Vì vậy thường chỉ giới hạn trong phạm vi là: xác định tốc độ lắng tối thiểu của một lượng nào đó của các tạp chất. Lượng đó biểu thị bằng phần trăm tổng lượng tuyệt đối của chúng có trong nước thải. Tốc độ lắng tối thiểu u_0 được xác định bằng cách: chia quãng đường hạt đã đi qua h cho thời gian lắng t :

$$u_0 = \frac{h}{t} \quad (3-46)$$

Mối quan hệ giữa u_0 (mm/s) và lượng cặn tính bằng % được biểu thị ở hình 3.20b. Sử dụng biểu đồ đó, người ta có thể xác định được giá trị u nhỏ nhất của bất kỳ lượng tạp chất nào đó cần giữ lại trong bể.

3.3.2.3. Nội dung và các bước tính toán bể lắng

Trong mỗi bể lắng người ta phân biệt: phần dòng chảy hay còn gọi là phần công tác, trong đó nước chuyển động với tốc độ nhỏ; phần cặn – để tập trung và chứa cặn lắng xuống; lớp trung hòa phân chia giữa phần cặn và phần công tác.

Số bể lắng đối với nước thải sinh hoạt phải chọn không dưới hai, tất cả đều làm việc. Nếu một trong số những bể lắng phải ngừng làm việc để sửa chữa, những bể còn lại phải làm việc quá tải.

**Bảng 3.6. Hiệu suất lắng các chất lơ lửng
của nước thải sinh hoạt ở bể lắng đợt một**

Hiệu suất lắng các chất lơ lửng <i>E %</i>	Tốc độ lắng của hạt cặn lơ lửng U_0 mm/s (đã giảm với giá trị W) với nồng độ ban đầu của chúng mg/l			
	150	200	250	≥ 300
30	1,3	1,8	2,25	3,2
35	0,9	1,3	1,6	2,1
40	0,6	0,9	1,05	1,4
45	0,4	0,6	0,75	0,95
50	0,25	0,35	0,45	0,60
55	0,15	0,2	0,25	0,40
60	0,05	0,1	0,15	0,20

Tính toán các bể lắng là xác định kích thước của chúng theo hiệu suất lắng cần giữ lại các chất lơ lửng trong bể.

Nếu không có các số liệu cụ thể về động học quá trình lắng của từng loại nước thải, có thể xác định hiệu suất lắng theo bảng 3.6.

Trong đó tốc độ lắng của hạt cặn trong bể lắng (có tính đến tốc độ lơ lửng) U_0 (mm/s) xác định theo công thức:

$$U_0 = \frac{H}{3,6t} \quad (3-47)$$

Trong đó: H- Chiều sâu phân công tác của bể lắng đứng, ngang hoặc ly tâm, m;
t- Thời gian lắng tính, h.

Với bất kỳ loại nước thải nào số liệu cho trước để tính toán bể lắng là:

1. Lượng nước thải và nồng độ ban đầu của chất lơ lửng có trong đó (C_0) chọn theo số liệu phân tích nước thải;

2. Nồng độ cuối cùng cho phép C_1 của các chất lơ lửng sau khi lắng. C_1 chọn theo tiêu chuẩn vệ sinh hoặc theo yêu cầu công nghệ của các công trình xử lý đứng sau bể lắng đợt 1, chẳng hạn khi tính bể lắng đợt một trước bể aerôten và bể lọc sinh học C_1 phải nằm trong khoảng $100 \div 150$ mg/l.

Hiệu suất lắng cần thiết là:

$$E = \frac{C_0 - C_1}{C_0} \cdot 100\% \quad (3-48)$$

Ứng với hiệu suất này là thời gian lắng t (hình 3.20) và tốc độ lắng của các hạt lơ lửng U_0 (hình 3.20b) hoặc bảng 3.6. Hiệu suất lắng nước thải E sẽ ảnh hưởng rất

nhiều tới hiệu quả kinh tế và hiệu suất công tác của các công trình tiếp theo, nhất là khi xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học.

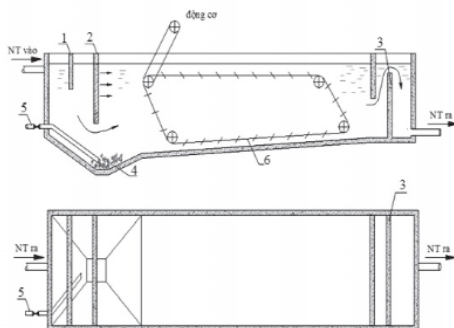
Nếu hàm lượng chất lơ lửng còn lại trong nước thải sau khi qua bể lắng đợt một tăng lên thì lượng bùn hoạt tính dư trong bể aerôten cũng tăng lên. Độ ẩm của bùn đó khá cao, tới 99%, tức là cao hơn nhiều so với độ ẩm của cặn tươi trong bể lắng đợt một ($93 \div 95\%$). Kết quả là phải tăng dung tích của bể nén bùn và các công trình để xử lý bùn hoạt tính dư. Để tăng hiệu suất công tác của các bể lắng, ngoài việc tăng thời gian lắng còn có thể dùng các biện pháp khác như:

- Cho thêm hoá chất vào nước thải - tức là các chất đông tụ có khả năng dính kết các hạt keo, các chất phân tán khó lắng thành các bông cặn lớn hơn, dễ lắng hơn;
- Cho thêm các chất lơ lửng dễ lắng, như bùn hoạt tính với vai trò là chất đông tụ sinh học;
- Làm thoáng sơ bộ tạo điều kiện cho quá trình tập hợp các hạt nhỏ thành hạt lớn dễ lắng (xem bể làm thoáng và đông tụ sinh học ở phần sau).

3.3.3. Bể lắng ngang

3.3.3.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động của bể lắng ngang

Sơ đồ cấu tạo bể lắng ngang (mặt bằng và mặt cắt) được giới thiệu ở hình 3.21. Bể lắng ngang có dạng hình chữ nhật dài trên mặt bằng. Tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều dài thường bằng 1: 4 và chiều sâu dưới 4 m và tỷ lệ giữa chiều sâu và chiều dài 1: 8 – 10.



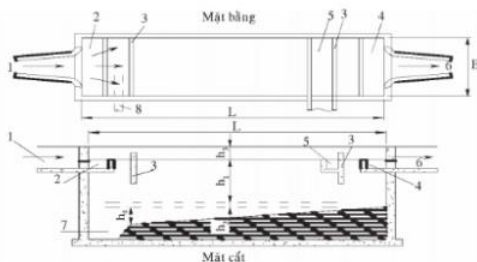
Hình 3.21. Mặt bằng và mặt cắt bể lắng ngang

1. Tấm chắn; 2. Vách hướng dòng; 3. Máng tràn; 4. Ngăn thu bùn;
5. Xả bùn; 6. Thu gạt bùn; 7. Động cơ điện.

Tấm chắn ở đầu bể làm nhiệm vụ phân phối đều nước vào bể. Tấm chắn ở cuối bể có tác dụng ngăn các chất nổi.

- Chiều sâu công tác: $H = 1-3 \text{ m}$;
- Thời gian lắng: $t = 1,5 - 2,0 \text{ h}$;
- Tốc độ dòng chảy $V = 7 \text{ mm/s}$;
- Ứng dụng với $Q \geq 20.000 \text{ m}^3/\text{ngđ}$ (kể cả nhỏ hơn).

Hình 3.22 giới thiệu sơ đồ tính toán bể lắng ngang.



Hình 3.22. Sơ đồ tính toán bể lắng ngang

1. Mương dẫn nước thải vào bể; 2. Máng phân phối nước; 3. Tấm chắn nửa chìm nửa nổi;
4. Máng thu nước sau lắng; 5. Máng thu và xả chất nổi; 6. Mương dẫn nước thải ra khỏi bể;
7. Hồ thu cặn; 8. Ống hút cặn.

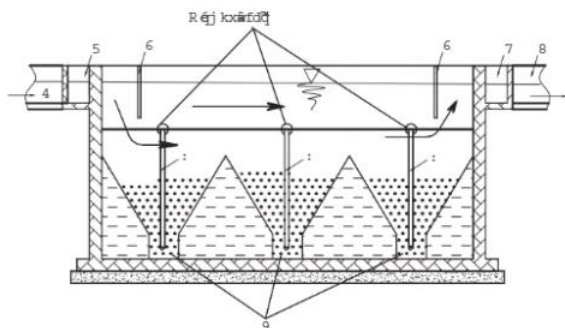
Nước thải được dẫn vào bể theo kênh và máng phân phối (2) ngang với đập tràn thành móng đặt ở đầu bể theo chiều rộng. Đối diện ở cuối bể cũng có máng tương tự để thu nước có đặt các tấm chắn nửa chìm nửa nổi (3) cao hơn mặt nước $0,15 \div 0,2 \text{ m}$. Tấm chắn ở đầu bể đặt cách mép máng tràn chừng $0,5 \div 1 \text{ m}$, và ngập chừng $0,5 \div 1 \text{ m}$ để phân phối nước theo chiều sâu của bể. Tấm chắn ở cuối bể có tác dụng để ngăn các chất nổi, đặt cách đập tràn $0,25 \div 0,5 \text{ m}$ và đặt dưới nước $0,25 \text{ m}$. Để thu và xả các chất nổi người ta đặt một máng đặc biệt (5) với đập tràn kê sát tấm chắn ở cuối bể.

Khi nước thải chuyển động với tốc độ nhỏ (không quá 20 mm/s) theo phân công tác của bể lắng với chiều sâu h_1 , các chất lơ lửng sẽ lắng xuống ở phần cặn với chiều sâu h_3 . Kích thước đó tùy thuộc lượng cặn lắng xuống. Giữa phần công tác và phần bùn có lớp trung gian h_2 chừng $0,4 \text{ m}$. Chiều cao từ mặt nước tới đỉnh bể lắng h_4 chọn bằng $0,25 \div 0,40 \text{ m}$. Chiều sâu tổng cộng của bể lắng sẽ là:

$$H_{lc} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (3-49)$$

Đáy bể lắng khi gạt cặn bằng cơ giới nên xây dựng với độ dốc không dưới 0,01. Độ dốc nghiêng của tường hồ tập trung cặn phải không dưới 45° . Không nên thiết kế bể lắng ngang với gạt bùn kiểu thủ công vì dễ cặn trượt xuống hồ tập trung phải xây dựng đáy bể với độ dốc không dưới 45° và, do đó bể phải đào sâu xuống. Để tránh đào sâu, có thể xây dựng một số hồ tập trung cặn theo chiều dài bể (hình 3.23).

Cặn ở mỗi hồ được xả đi theo từng ống xả độc lập. Kiểu bể lắng này không tốt vì phải xây dựng nhiều hồ tập trung cặn, tăng thể tích xây dựng mà điều kiện thủy động học của quá trình lắng trong bể lại kém đi do hình thành nhiều vùng xoáy trên toàn bộ chiều dài bể.



Hình 3.23. Bể lắng ngang với nhiều hồ tập trung cặn

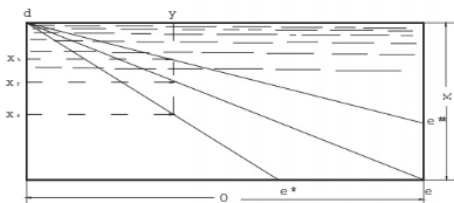
1. Mương dẫn nước thải vào bể; 2. Máng phân phối nước;
3. Tấm chắn nửa chìm nửa nổi; 4. Máng thu nước sau lắng;
5. Mương dẫn nước thải ra khỏi bể; 6. Các hồ thu cặn; 7. Các ống hút cặn.

3.3.3.2. Lý thuyết cơ bản để tính toán bể lắng ngang

Lý thuyết cơ bản để tính toán bể lắng ngang được dựa trên các giả thiết sau đây:

1. Tốc độ của nước ở mọi điểm trong mỗi mặt cắt ngang nào đó đều như nhau;
2. Các hạt lơ lửng có tốc độ lắng đều hòa, không đổi theo thời gian trong suốt quá trình lắng.

Với những giả thuyết trên, có thể biểu thị tốc độ di chuyển của hạt lơ lửng trong bể qua tốc độ lắng đều U_0 theo phương thẳng đứng dưới tác dụng của trọng lực và tốc độ chuyển động thẳng V của nước dọc theo bể. Quỹ đạo chuyển động của hạt ở đây hướng theo hai tốc độ đều và là một đường thẳng (hình 3.24).



Hình 3.24. Sơ đồ lắng của hạt cặn trong bể lắng ngang

Hạt lơ lửng bắt đầu lắng từ thời điểm nước vào bể. Tất cả các hạt kịp lắng xuống đáy trong thời gian nước lưu lại trong bể, tức là các hạt có quỹ đạo gặp với đáy bể thì sẽ bị giữ lại.

Ta xét điều kiện lắng của hạt a với chế độ nước chảy tầng trong bể. Giả sử hạt nằm trên mặt nước tại tiết diện đầu bể. Với những kích thước cho sẵn của bể: chiều dài L và chiều sâu của lớp nước. Hạt a có bị giữ lại trong bể hay không là tùy thuộc mối tương quan giữa các đại lượng U_0 và V chẳng hạn, hạt có tốc độ lắng U_1 với tốc độ trung bình V của nước, sẽ chuyển dịch theo đường ab' và sẽ cắt đáy b' , nằm trong giới hạn của chiều dài L nghĩa là hạt lắng xuống. Với tốc độ U_2 nhỏ hơn, có quỹ đạo ab'' không cắt nhau với đáy bể, nghĩa là hạt không bị giữ lại mà bị nước cuốn đi khỏi bể.

Với các đại lượng H , L , V cho trước ta có thể tìm được giá trị tốc độ lắng U_0 , với tốc độ lắng đó hạt sẽ đi qua điểm b nằm xa nhất trên đáy bể. Như vậy trong bể sẽ giữ lại tất cả các hạt có tốc độ lắng $U \geq U_0$. Nói cách khác, U_0 là tốc độ lắng nhỏ nhất đối với bể lắng đó và gọi là độ lớn thủy lực của hạt cặn nhỏ nhất cần giữ lại trong bể.

Những hạt nhỏ hơn có tốc độ lắng $U < U_0$ sẽ không kịp lắng trong phạm vi chiều dài bể và sẽ bị trôi đi theo nước.

3.3.3.3. Các phương pháp tính toán bể lắng ngang

Có nhiều phương pháp tính toán bể lắng ngang. Trong đó các phương pháp chính xác nhất là các phương pháp kể tới hiệu suất giữ lại các chất lơ lửng trên cơ sở các số liệu về động học lắng của chúng, nghĩa là: nếu có các số liệu về động học lắng của các hạt lơ lửng trong nước, có thể xác định giá trị tốc độ lắng nhỏ nhất U_0 ứng với hiệu suất lắng cần thiết.

a) Phương pháp thứ nhất

Xác định kích thước bể lắng: chiều dài L , chiều sâu H và chiều rộng B theo các số liệu cho trước là U_0 , lưu lượng trung bình của nước thải trong ngày đêm ($m^3/ng.đ$) và lưu lượng tối đa của bể Q (m^3/h).

Chọn trước tốc độ V của nước trong bể ($V = 0,008 - 0,01$ m/s).

Xác định tiết diện ướt Ω của bể với điều kiện dòng chảy liên tục:

$$\Omega = \frac{Q}{V} \quad (3-50)$$

Từ các tam giác đồng dạng (hình 3.24) ta có:

$$\frac{U_0}{V} = \frac{H}{L} \quad (3-51)$$

Khi đó chiều dài tối thiểu của bể để giữ lại hạt cặn có $U \geq U_0$ là:

$$L = \frac{V}{U_0} H \quad (3-52)$$

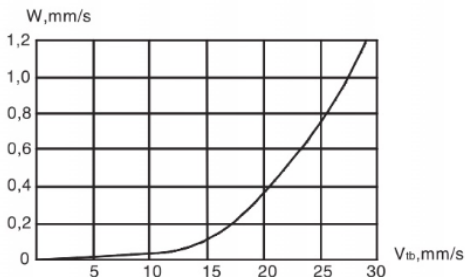
Nhưng nếu tính toán như vậy sẽ không phản ánh được chế độ chảy rối diễn ra trong bể lắng. Vì vậy phương pháp này chỉ là phương pháp gần đúng mà thôi. Để chính xác hơn, ta phải xét tới chế độ chảy rối.

Chế độ chảy rối sẽ cản trở quá trình lắng cặn do xuất hiện "tốc độ lơ lửng" W – tức là tốc độ thành phần đứng của dòng chảy rối. Như vậy tốc độ lắng thực tế của các hạt cặn lơ lửng trong bể sẽ là:

$$U = U_0 - W \quad (3-53)$$

Trong đó:

U_0 - Tốc độ lắng của hạt cặn trong điều kiện thí nghiệm tĩnh.



Hình 3.25. Sơ đồ mối quan hệ giữa W và vận tốc tính toán trung bình của dòng chảy V_{tb} trong bể lắng ngang (theo Jucôp A.I)

Như vậy, giá trị W phụ thuộc chiều sâu bể lắng và tốc độ của nước (hình 3.25) và theo Jucôp A.I. (Giáo sư - nhà khoa học Nga chuyên ngành nước), W được tính theo các công thức sau đây:

$$W = k.V^n \quad (3-54)$$

Kết quả ta có:

$$L = \frac{V}{U_0 - W} . H \quad (3-55)$$

$$t = \frac{H}{U - W} \quad (3-56)$$

Dung tích phần chứa cặn của bể lắng (m^3) xác định theo công thức:

$$W_c = \frac{Q_{ngd} . C_0 . E . T . 100}{(100 - p) \gamma} \quad (3-57)$$

Trong đó:

Q_{ngd} - Lưu lượng nước thải ngày đêm, $m^3/ng.đ$;

C_0 - Nồng độ chất lơ lửng trong nước thải trước khi lắng, mg/l hoặc g/m^3 ;

E - Hiệu suất lắng tính bằng phần trăm;

T - Thời gian cặn lưu lại trong bể, tức là chu kỳ giữa hai lần xả cặn;

($T = 2$ ngày đêm; nếu xả cặn bằng cơ giới thì chọn $T = 4$ giờ);

p - Độ ẩm của cặn tính bằng %;

γ - Trọng lượng thể tích của cặn T/m^3 ; chọn $\gamma = 1 T/m^3$.

b) Phương pháp thứ hai

Tính theo quy phạm – tức là theo thời gian nước lưu lại trong bể (thời gian lắng):

Chiều dài bể xác định theo công thức:

$$L = v.t.3600 \quad (3-58)$$

Trong đó:

t - Thời gian lắng, chọn $t = 1,5$ h;

v - Tốc độ của nước trong bể – chọn không quá 7 mm/s.

Diện tích tiết diện ướt (m^2) của bể:

$$\Omega = \frac{Q}{V} \quad (3-59)$$

$$\Omega = H.B \quad (3-60)$$

Từ công thức này, chọn trước một trong hai kích thước B hoặc H ta sẽ xác định được kích thước còn lại.

Phương pháp này không tính đến mối liên hệ giữa chiều dài L của bể với chiều sâu H của chúng và cũng không tính toán được hiệu suất lắng mong muốn.

c) Phương pháp thứ ba

Tính toán theo tải trọng nước trên mặt thoát của bể. Phương pháp này phản ánh mối quan hệ giữa lượng nước thải và diện tích mặt thoát của bể:

$$F = \frac{Q}{q} \quad (3-61)$$

Trong đó:

F- Diện tích mặt thoát của nước thải trong bể, m²;

Q- Lưu lượng tính toán của nước thải chảy vào bể, m³/h;

q- Tải trọng tính toán của nước thải, m³/m²h. Thường chọn trong khoảng từ 1,0 – 2,5 m³/m²h.

Cần lưu ý rằng: cũng có thể tính toán bể theo tốc độ lắng nhỏ nhất U_0 của các hạt lơ lửng cần giữ lại trong bể. Cách tính này cũng phản ánh mối quan hệ giữa lưu lượng nước thải Q và diện tích mặt thoát F:

$$F = \frac{Q}{u_0} \quad (3-62)$$

Các kích thước của bể lắng cũng xác định như thông thường, khi chọn trước một đại lượng nào đó (chẳng hạn chiều sâu H).

$$L = \frac{V}{U_0} H \quad (3-63)$$

$$B = \frac{Q}{VH} \quad (3-64)$$

Song phương pháp tính toán theo tải trọng q và độ lớn thủy lực U_0 không phản ánh được các điều kiện thủy động học trong bể lắng. Kết quả sẽ không thể chọn một cách chính xác các kích thước của bể và do đó hiệu suất lắng tính toán sẽ không hoàn toàn phù hợp với hiệu suất lắng thực tế.

d) Phương pháp thứ năm (tính toán theo Siphorin S.M)

Tính toán theo Siphorin S.M, phương pháp tính theo Siphorin S.M cũng dựa trên kết quả thực nghiệm (hình 3.26).

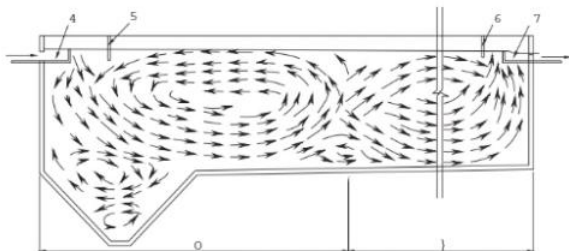
Khi nước thải vào bể qua máng tràn (1) theo chiều ngang và nhờ tấm chắn (2) ở đầu bể sẽ tạo thành những vòng nước xoáy. Tùy thuộc điều kiện phân phối nước vào mà tạo thành những vùng nước xoáy với hướng dòng nước khác nhau.

Chiều dài đoạn đầu bể l – tức là chiều dài của vòng nước xoáy ở đầu bể được xác định theo công thức:

$$l = 1,36 X_c \quad (3-65)$$

Trong đó:

X_c - khoảng cách từ đầu bể đến tâm của vòng nước xoáy.



Hình 3.26. Sơ đồ chuyển động của nước thải trong bể lắng ngang (theo Siphorin S.M)

1. Máng tràn phân phối nước thải; 2. Tấm chắn; 3. Tấm chắn cuối bể; 4. Dẫn nước thải ra khỏi bể.

Giá trị X_c xác định theo công thức:

$$X_c = \frac{k^0 (H - h_0) g \alpha}{1 + k^0 \tan \alpha} \quad (3-66)$$

Trong đó:

α - Góc giữa trục và biên giới mở rộng của các tia. Chọn $\alpha = 10^\circ$.

$$k^0 = \sqrt{\frac{(2,84\xi^2 - 1)^2}{5,65\xi^2(1,42\xi^2 - 1)\tan \alpha}} \quad (3-67)$$

ξ - Tỷ số giữa tốc độ bình thường trung bình và tốc độ trung bình ở cửa vào bể (trong tính toán Siphorin S.M chọn $\xi = 1$).

Chiều dài cần thiết của đoạn z sau vùng xoáy xác định từ phương trình:

$$u = \frac{H - h_0}{z} \cdot V_0 - 0,04 v_0 \quad (3-68)$$

Trong đó:

v_0 - Tốc độ của nước ở đầu bể, m/s;

h_0 - Chiều cao của lớp nước ở cửa vào bể lắng hoặc chiều rộng của khe xả nước vào bể, m;

H- Chiều sâu tính toán của bể lắng, m;

u- Độ lớn thủy lực (tốc độ lắng) của hạt cần giữ lại ở đoạn z sau vùng xoáy.

Chiều dài công tác của bể lắng:

$$L = 1 + z \quad (3-69)$$

Các kích thước còn lại cũng xác định như những phương pháp trên. Tất cả những phương pháp trên đây có thể phân làm hai nhóm chính:

1. Một nhóm gồm các phương pháp tính tới độ lớn thủy lực của các hạt lơ lửng; những phương pháp này chỉ dùng khi có các số liệu và động học lắng của hạt U_0 , tức là khi tính toán các bể lắng đối với nước thải chứa các chất dạng hạt rõ rệt.

2. Nhóm thứ hai gồm những phương pháp tính tới thời gian lắng hay tính tới tải trọng nước thải trên bề mặt; những phương pháp này dùng để tính đối với nước thải chứa các chất dạng bông cặn. Khi đó lúc đầu cần có thời gian hình thành bông cặn và sau đó là thời gian lắng.

Trong quy phạm kiến nghị chọn chiều sâu công tác của bể từ $1 \div 3$ m; thời gian lắng 1,5 h và tốc độ dòng chảy $V = 7$ mm/s. Chiều sâu lớp cặn lắng xuống h_1 tùy thuộc lượng cặn và thời gian giữa hai lần xả cặn.

Lượng cặn (dung tích) lắng xuống tùy thuộc nồng độ chất lơ lửng và độ ẩm của cặn. Thời gian giữa hai lần xả cặn phải chọn tùy theo phương pháp xả và cấu tạo bể. Để tránh cặn khỏi bị thối rữa thời gian đó nên chọn bằng $1 \div 2$ ngày; khi xả cặn bằng cơ giới có thể chọn bằng 4 giờ. Ở đầu bể sẽ lắng nhiều cặn với kích thước lớn hơn. Nước sẽ trong dần và lượng cặn cũng giảm đi theo chiều dài bể. Do đó phải xây dựng hồ tập trung cặn ở đầu bể.

Để gạt bùn tập trung về hồ cặn thường phải đặt các thanh gạt với thiết bị cơ giới. Cần có một lớp trung hòa h_2 ; nên chọn $h_2 = 0,3$ m, cao hơn thanh gạt. Nếu không có thanh gạt phải chọn $h_2 = 0,5$ m.

Đáy bể phải xây dựng với độ dốc i ngược với hướng nước chảy. Chọn $i = 0,01 \div 0,02$ khi có thanh gạt và $i \geq 0,05$ khi không có thanh gạt.

Xả cặn từ hồ tập trung nhờ ống xả đường kính 150 - 200 mm dưới áp lực thủy tĩnh không được dưới 1,5 m, hoặc nhờ bơm hút hoặc bơm phun tia hay bơm hỗn hợp khí nước.

Chiều cao từ mặt nước đến đỉnh tường bể h_4 nên chọn không dưới 0,3m.

3.3.4. Bể lắng ly tâm

3.3.4.1. Cấu tạo bể lắng ly tâm

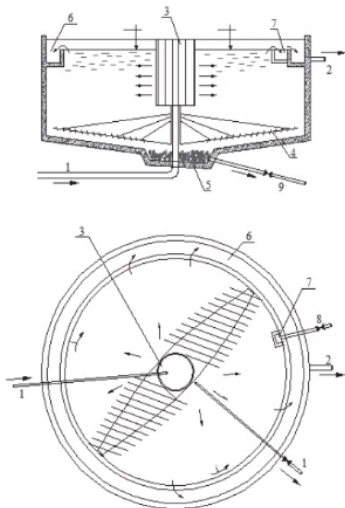
Bể lắng ly tâm là bể có dạng hình tròn trên mặt bằng. Gọi là bể lắng ly tâm bởi vì nước chuyển động từ trung tâm ra chu vi. Về chế độ thủy lực, đặc điểm của bể này là: tốc độ của nước thải thay đổi từ giá trị tối đa ở trung tâm đến giá trị tối thiểu ở

chu vi. Nước thải được dẫn vào bể theo ống vào trung tâm bể lắng ly tâm hướng từ dưới lên trên (hình 3.27).

Ngoài ra, trong thực tế còn có các loại bể lắng ly tâm được sử dụng ở một số nước trên thế giới:

- Bể lắng ly tâm phân phối nước theo máng vòng xung quanh bể;
- Bể lắng ly tâm phân phối và thu nước di động (máng chuyển động vòng).

Bể lắng ly tâm có thể ứng dụng làm bể lắng đợt một hoặc bể lắng đợt hai với công suất từ 20.000 m³/ngày trở lên. Ở nước ngoài bể lắng ly tâm thường được xây dựng với đường kính D từ 16 – 40 m (đôi khi tới 54 và 60 m). Theo kinh nghiệm, tỷ lệ giữa đường kính D và chiều sâu H nên trong khoảng từ 6 đến 10; ở nước ngoài thường dùng nhất là bể lắng ly tâm bằng bê tông cốt thép – dùng cho nước thải sinh hoạt với đường kính 40 m; chiều cao bể ở tường chung quanh là 4m. Thời gian lắng (nước lưu lại trong bể) khoảng 1,30 h. Hiệu suất lắng của bể đạt tới 60%.



Hình 3.27. Sơ đồ cấu tạo bể lắng ly tâm

1. Dẫn nước thải vào ống trung tâm; 2. Nước thải sau bể lắng; 3. Ống trung tâm phân phối nước thải ra xung quanh; 4. Hệ thống thu gom cặn; 5. Hồ thu cặn; 6. Máng vòng thu nước sau lắng;
7. Máng thu chất nổi; 8. Thu chất nổi; 9. Ống xả bùn đáy bể.

3.3.4.2. Tính toán bể lắng ly tâm

Tính toán bể lắng ly tâm theo lưu lượng giờ tối đa có hai phương pháp:

- Tính toán theo thời gian lắng. Đối với nước thải sinh hoạt chọn thời gian lắng 1,5h;
- Tính toán theo tải trọng q của nước thải trên 1 m^2 mặt thoáng của bể. Giá trị q chọn theo các số liệu kinh nghiệm quản lý các bể lắng đã làm việc với nước thải tương tự.

Đối với nước thải sinh hoạt tải trọng tính toán q dao động trong khoảng từ 2 đến $3,5 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$.

Diện tích bể lắng ly tâm (m^2) trên mặt bằng là:

$$F = \frac{Q}{q} \quad (3-70)$$

Đường kính của bể lắng ly tâm (m):

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot q}} \quad (3-71)$$

Trong đó: Q - Lưu lượng giờ tối đa của nước thải, m^3/h .

Tính toán theo tốc độ lắng u_0 nhỏ nhất của hạt cặn lơ lửng cần giữ lại trong bể.
Khi đó:

$$F = \frac{Q}{u_0} \quad (3-72)$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi u_0}} \quad (3-73)$$

Trong đó: u_0 - Tốc độ lắng nhỏ nhất của hạt cặn lơ lửng, m/h .

Kích thước của bể lắng ly tâm đợt 1 ở nước ngoài được thiết kế định hình có thể tham khảo ở bảng 3.7.

Bảng 3.7. Kích thước bể lắng ly tâm đợt một theo thiết kế định hình

Đường kính (m)	Chiều sâu công tác (m)	Dung tích tính toán của bể (m^3)	Chiều cao của các tấm bê tông cốt thép lắp ghép (m)
18	2,7	685	3
24	3,3	1490	3,6
30	3,3	2330	3,6
40	3,9	4900	4,2
54	5,7	10500	6

Ở trung tâm bể người ta xây dựng các hố tập trung cặn. Dung tích cặn xác định theo tính toán với thời gian giữa hai lần xả cặn thường là 4 giờ. Tường bên của hố tập trung cặn phải xây dựng với độ nghiêng 60° để cặn có thể trượt được dễ dàng. Cặn lắng xuống nhờ thanh gạt chảy về hố tập trung. Những thanh gạt được gắn vào khung thép chuyển động vòng với tốc độ 2 đến 3 vòng/h. Thanh gạt có thể làm việc liên tục hoặc theo chu kỳ tùy lượng cặn lắng xuống. Nếu làm việc theo chu kỳ thì phải cho thanh gạt hoạt động một giờ trước khi bắt đầu xả cặn.

Quá trình xả cặn có thể tự động hóa. Độ ẩm của cặn bằng 95% khi xả cặn bằng tự chảy và 93% khi dùng bơm ly tâm hoặc bơm để hút.

Khi bể lắng chỉ tính với thời gian lắng 0,5 ÷ 1 h nghĩa là chỉ giữ lại phần chủ yếu các chất lơ lửng và xả cặn bằng bơm hút thì độ ẩm thường không quá 93%.

Đường kính ống xả cặn phải xác định bằng tính toán nhưng không dưới 200 mm.

Chiều cao từ mực nước tới đỉnh tường bể thường chọn bằng 0,3 m. Số bể lắng công tác tối thiểu phải là hai ở giai đoạn đầu khi xây dựng, không phụ thuộc công suất của nhà máy xử lý nước thải. Khi chọn kích thước của bể phải tính rằng: với cùng một lưu lượng tính toán dùng các bể lắng có kích thước lớn sẽ kinh tế hơn so với dùng các bể có kích thước nhỏ.

Để điều hòa tốc độ nước khi ra khỏi bể lắng các máng tràn có thể xây dựng theo kiểu răng cưa. Tải trọng trên 1m chiều dài đập tràn không quá 10 l/s.

Bảng 3.8 giới thiệu các thông số của bể lắng ly tâm với phân phối nước theo máng vòng xung quanh bể.

Bảng 3.8. Các thông số chủ yếu của bể lắng ly tâm với phân phối nước theo máng vòng xung quanh bể

Tham số	Đường kính bể (m)		
	18	24	30
Chiều cao lớp nước (m)	3,4	3,4	3,4
Chiều cao vùng lắng (m)	3,1	3,1	3,1
Tỷ lệ đường kính/chiều cao vùng lắng	3,8	7,7	9,7
Dung tích công tác (m ³)	790	1400	2190
Hệ dẫn nước vào và máng phân phối:			
Chiều sâu ban đầu (m)	0,6	0,8	0,9
Chiều sâu ở cuối (m)	0,3	0,45	0,45
Chiều rộng (m)	0,5	0,6	0,8

Tham số	Đường kính bể (m)		
	18	24	30
Chiều cao lớp nước ban đầu (m)	0,47	0,6	0,7
Chiều cao lớp nước ở cuối (m)	0,2	0,2	0,2
Tốc độ dòng chảy (m/s)	0,43	0,5	0,55
Đường kính ống dẫn nước vào (mm)	100	100	125
Khoảng cách giữa các ống (m)	1,5 - 2,1	1,5 - 2,3	1,5 - 2,5
Hệ dẫn nước ra – máng thu nước kiểu răng cưa			
Chu vi (m)	74,6	107,6	124
Tải trọng thủy lực của máng răng cưa (l/m.s)	2,2	2,4	3,3
Đường kính ống dẫn nước ra (mm)	500	700	900
Đường kính hố thu cạn (m)	5	6	7
Đường kính ống xả bùn tươi (mm)	200	200	250

Dòng chuyển động của nước sẽ choán đều trên toàn bộ tiết diện ướt của bể và hầu như không có những vùng nước xoáy cục bộ. Nước được dẫn vào tới tận đáy bể lắng sẽ làm cho chất lơ lửng chỉ phải qua một quãng đường ngắn mà thôi.

Nhờ đặc điểm thủy lực như vậy nên hiệu suất lắng sẽ cao hơn so với bể lắng ly tâm thông thường khi dẫn nước vào từ trung tâm bể. Thời gian lắng của bể lắng ly tâm phân phối nước theo máng vòng xung quanh bể cũng nhỏ hơn với cùng hiệu quả lắng.

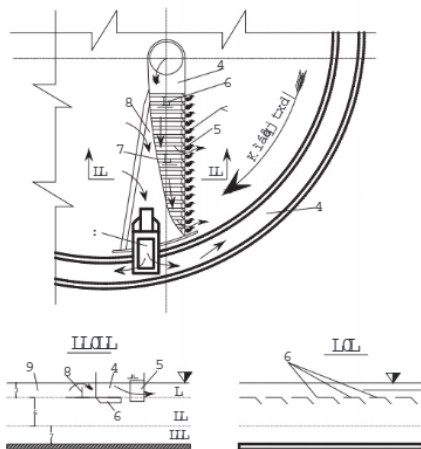
3.3.4.3. Bể lắng với máng phân phối và thu nước di động

Nhược điểm của những bể lắng ly tâm (kể cả bể lắng ngang) là xuất hiện những dòng tia xoáy trong bể, do đó tạo thành sức cản bổ sung đối với các hạt cặn lơ lửng. Nhược điểm này có thể được khắc phục ở bể lắng với máng phân phối và thu nước di động (hình 3.28).

Đặc điểm: ở bể lắng có cấu tạo với hệ thống phân phối và thu nước di động thì khối nước trong bể hầu như ở trạng thái tĩnh, do đó các hạt lơ lửng lắng xuống với tốc độ như tốc độ lắng trong mô hình lắng thí nghiệm với $V = 0$.

Việc phân phối nước vào và thu nước sau lắng được thực hiện nhờ máng quay di động (1). Máng được ngăn đôi nhờ vách ngăn (4) thành hai phần: phân phối nước và thu nước (5). Đáy máng phân phối có khe (3) để các chất nặng lắng xuống ngay; thành bên của máng cũng có khe rãnh đứng như lưới phân phối có các ngăn hướng dòng (2) với góc bất kỳ để sao cho tất cả các dòng tia nước riêng biệt (9) trong bể lắng có thời gian lắng (lưu lại trong bể) như nhau:

Máng thu nước (5) có dạng mép tràn ngập nước, có thành bên và đáy kín. Nước trong từ máng qua xiphông (7) rồi qua máng vòng tập trung (8). Xiphông được trang bị thiết bị điều chỉnh lưu lượng gồm lá chắn, đòn bẩy và phao.



Hình 3.28. Bể lắng với máng phân phối và thu nước di động:

I. Vùng lắng; II. Vùng đậm; III. Vùng nén cặn;

1. Máng quay phân phối và thu nước; 2. Ngăn hướng dòng nước; 3. Khe ở đáy máng phân phối; 4. Vách ngăn dọc của máng phân phối; 5. Ngăn thu nước trong; 6. Mép tràn ngập nước; 7. Xiphông; 8. Máng vòng tập trung nước và dẫn nước ra khỏi bể; 9. Dòng tia nước ra.

Thời gian lắng t tùy thuộc chiều sâu vùng lắng h_0 và tốc độ lắng u_0 của hạt cần giữ lại trong bể:

$$t = \frac{h_0}{u_0} \quad (3-74)$$

Trong đó:

h_0 - Chiều sâu vùng lắng, lấy bằng 0,8 – 1,2m;

u_0 - Tốc độ lắng của hạt cặn, m/s.

Chiều sâu h_0 tùy thuộc thiết bị thu nước - thường chọn máng thu nước kiểu ngập.

Lớp đệm trung hòa: $h_3 = 0,5 - 0,6$ m.

Chiều sâu lớp chứa cặn của bể lắng: $h_4 = 0,3 - 0,4$ m.

Với thời gian lắng t thì máng phân phối – thu nước thực hiện 1 vòng quay và khi đó máng sẽ thu (hót) nước đã lắng với dung tích (W):

$$W = q \cdot t = k \cdot h \cdot \pi \cdot R^2 \quad (3-75)$$

Trong đó: k- Hệ số hiệu dụng vùng lắng, bằng 0,85;

q- Lưu lượng nước thải, m^3/s ;

h- Độ sâu máng quay ngập nước, m;

R- Bán kính của bể lắng, m.

Độ sâu tính toán tổng cộng của bể lắng máng phân phối và thu nước di động được tính theo công thức:

$$H = h + h_3 + h_4$$

Chiều rộng máng phân phối b, cách tâm bể một đoạn l được tính theo công thức:

$$b = n\sqrt{R^2 - l^2} \quad (3-76)$$

Trong đó: n- Tỉ lệ giữa chiều rộng của máng phân phối với bán kính R của bể lắng di động, lấy bằng 0,01 – 0,2.

Với hệ số ngập nước $\delta = 0,8$ và với hệ số lưu lượng $m = 0,45$ thì độ sâu máng quay chìm h được xác định theo công thức:

$$h = 1,24 \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} I^{2/3} \quad (3-77)$$

Trong đó: Q- Lưu lượng nước thải dẫn vào bể, m^3/s ;

R- Bán kính bể lắng, m.

Độ chênh giữa mực nước trong bể lắng và máng vòng thu nước sẽ là:

$$H \geq 2 \cdot h_s$$

Trong đó: h_s - Tổn thất áp lực trong xiphông, xác định theo công thức thủy lực thông thường.

Giá trị lực phản lực tùy thuộc lượng nước thải chảy vào bể và tốc độ nước chảy qua máng phân phối vào bể. Với tác dụng thủy lực thông thường ở bể lắng thì phản lực đủ đảm bảo cho hệ thống máng phân phối – thu nước quay được, không cần tác dụng một lực nào khác. Nhiều khi phản lực còn đảm bảo không những cho máng tự động chuyển động (quay), mà còn kéo cả hệ thống thanh gạt cùng chuyển động.

Số lượng bể lắng với phân phối và thu nước di động thường được thiết kế không nhỏ hơn 2 nhưng không quá 4. Đường kính bể có thể: 18m, 24m và 30m. Đáy bể lắng làm bằng bê tông nguyên khối, còn tường thì bằng panen bê tông lắp ghép. Các đường ống kỹ thuật thường bằng thép.

3.3.5. Bể lắng đứng

3.3.5.1. Sơ đồ cấu tạo bể lắng đứng

Bể lắng đứng là những bể hình trụ có mặt bằng tròn hoặc vuông và đáy hình nón hay chóp (hình 3.29 và hình 3.30).

Tốc độ lắng của hạt cặn lớn hơn tốc độ của nước hạt cặn sẽ lắng xuống đáy bể.



Hình 3.29. Ảnh chụp bể lắng đứng

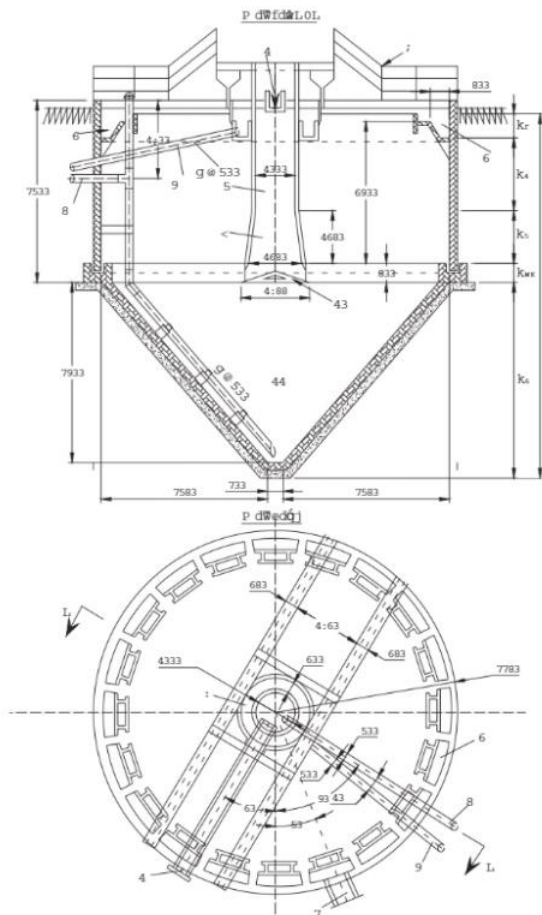
Đường chuyển động của nước: nước theo mương (ống) dẫn vào ống trung tâm (2) xuống dưới, khi ra khỏi ống trung tâm nước thay đổi hướng chuyển động và từ từ chuyển động từ dưới lên máng vòng thu nước sau lắng (3). Những chất không hòa tan có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng của nước sẽ lắng xuống. Nước có phân phối đều hòa theo tiết diện ngang hay không là tùy thuộc vào nhiều điều kiện: tốc độ chuyển động của nước trong ống trung tâm V_1 và trong bản thân bể lắng là V ; tỷ lệ giữa chiều cao và đường kính của bể; chiều cao của lớp nước trung hòa, v.v...

Tấm chắn (10) và phần lọc (9) của ống trung tâm có tác dụng làm cho nước phân phối đều hơn trên tiết diện của bể và chống hiện tượng sục cặn bùn khi nước ra khỏi ống trung tâm.

Mỗi hạt cặn khi vào bể có khuynh hướng chuyển động cùng với lớp nước với tốc độ như tốc độ V của nước. Trong khi đó dưới tác dụng của trọng lực nó lại có khuynh hướng lắng xuống với tốc độ u_0 (tốc độ u_0 phụ thuộc vào kích thước hình dạng trọng lượng của hạt, vào độ nhớt của nước). Muốn hạt ở lại trong bể theo lý thuyết ít ra phải tuân theo điều kiện $v = u_0$: Trong trường hợp này hạt ở trạng thái lơ lửng và khi $u_0 > v$ hạt sẽ lắng xuống đáy bể.

Nước thải chứa các tạp chất cơ học với độ lớn thủy lực khác nhau. Vì vậy, khi nước chảy qua bể với tốc độ V không đổi nào đó, những hạt tạp chất sẽ chiếm vị trí khác nhau. Trong đó một số (với $u_0 = v$) sẽ ở trạng thái lơ lửng, số còn lại (với $u_0 < v$) sẽ trôi theo nước lên trên và ra khỏi bể. Song trên đường đi của mình những hạt này sẽ gặp một vùng (lớp) nước với vô số hạt lơ lửng gọi là lớp cặn lơ lửng. Qua lớp đó những hạt nhỏ nhất cũng dính kết với nhau thành những hạt lớn hơn và chúng vẫn có khả năng bị giữ lại trong bể và lắng xuống.

Theo quy phạm, đối với nước thải sinh hoạt chọn giá trị $v = 0,7$ mm/s. Thời gian lắng phụ thuộc vào mức độ yêu cầu làm trong nước và chọn trong khoảng từ 30 phút (trước cánh đồng lọc) đến 1,5 giờ (trước bể aerôten và bể lọc sinh học).



Hình 3.30. Sơ đồ mặt bằng và mặt cắt của bể lắng đứng, đường kính 9m

1. Dẫn nước thải vào ống trung tâm; 2. Ống trung tâm; 3. Máng vòng thu nước sau lắng;
4. Máng dẫn nước sau lắng ra khỏi bể; 5. Ống xả cặn; 6. Ống xả chất nổi; 7. Máng thu chất nổi;
8. Cầu công tác; 9. Phần lọc của ống trung tâm; 10. Tấm chắn của ống trung tâm; 11. Ngăn chứa cặn.

Mức nước trong bể được xác định bởi máng thu nước đã lắng trong. Từ đó nước tiếp tục tới giai đoạn xử lý tiếp theo hoặc ra sông, hồ chứa. Những chất lơ lửng lắng xuống tạo thành cặn và lưu lại ở phần chứa cặn của bể (11). Thể tích phần chứa cặn tính với thời gian cặn bùn lưu lại không quá hai ngày đêm.

Cặn bùn được xả khỏi bể lắng đứng nhờ ống xả bùn (5) dưới áp lực thủy tĩnh ($1,5 + 2m$) so với mực nước trong bể. Độ ẩm của cặn bùn 95%. (Lưu ý: cặn bùn của bể lắng đợt 1 được gọi là cặn tươi, còn cặn bùn của bể lắng đợt 2 sau aerôten được gọi là bùn hoạt tính với độ ẩm 99,2% và sau bể lọc sinh học được gọi là màng vi sinh vật với độ ẩm 97%).

Bể lắng đứng nhiều ưu điểm so với bể lắng ngang: thuận tiện trong việc xả cặn bùn, chiếm ít diện tích xây dựng. Song có nhược điểm là: chiều sâu khá lớn làm tăng giá thành xây dựng, đặc biệt ở vùng có nước ngầm, số bể lắng phải nhiều vì đường kính bể không chế không quá 10m.

3.3.5.2. Tính toán bể lắng đứng

Khi tính toán những bể lắng đứng thường cũng sử dụng những công thức cơ bản như khi tính toán những bể lắng ngang, song trong đó không tính đến hiện tượng chảy rối của dòng chảy. Tốc độ chuyển động thẳng đứng V của nước thải chọn bằng tốc độ lắng nhỏ nhất U_0 của những chất lơ lửng cần giữ lại trong bể lắng. Đại lượng U_0 xác định theo đường cong lắng của các hạt. Diện tích tính toán của tiết diện ngang của bể bằng diện tích mặt thoáng của nước trong bể (theo mặt bằng) trừ đi diện tích tiết diện của ống trung tâm. Chiều cao công tác của bể lắng bằng khoảng cách từ đầu dưới ống trung tâm đến mực nước. Tính toán bể lắng đứng tiến hành như sau:

a) Tính toán bể lắng đứng: theo động học lắng

Theo nồng độ chất lơ lửng (theo phân tích) C_0 trong nước thải ban đầu và theo hàm lượng chất lơ lửng cho phép ở nước sau lắng C_1 từ đó xác định được hiệu quả lắng cần thiết E theo công thức (3-48). Dựa vào đường cong lắng của các hạt theo hiệu suất E người ta xác định được tốc độ lắng nhỏ nhất u_0 của các hạt lơ lửng hoặc thời gian lắng cần thiết t .

b) Tính toán bể lắng đứng: theo thời gian lắng t và tốc độ chuyển động v của nước thải

Khi không đủ các số liệu cần thiết đặc trưng cho động học lắng, có thể tính toán bể lắng theo các tiêu chuẩn có sẵn về tốc độ chuyển động theo phương đứng của nước thải v và thời gian lắng t . Tương ứng với những số liệu này, tiến hành xác định kích thước và các chi tiết của bể lắng. Giá trị u_0 được xác định theo biểu đồ lắng các hạt lơ lửng.

Diện tích f (m^2) của ống trung tâm (hoặc tổng diện tích của tất cả các ống nếu có một số bể lắng) được xác định theo lưu lượng giây lớn nhất q (l/s) của nước thải và tốc độ của nước thải trong ống trung tâm v_1 (mm/s) của nước trong ống trung tâm.

$$f = \frac{q}{V_1} \quad (3-78)$$

Đại lượng V_1 thường chọn bằng 30 mm/s , không được quá 100 mm/s khi có tấm chắn. Chiều cao phần nước chảy từ dưới lên của bể lắng đứng hoặc chiều dài ống trung tâm của bể được tính theo công thức:

$$h_1 = V \cdot t \quad (3-79)$$

nhưng không dưới 2,75 m.

Thể tích tổng cộng của phần nước chảy từ dưới lên của tất cả các bể lắng (m^3) (nếu có một số bể):

$$W = \frac{Q \cdot k \cdot t}{24} = \frac{3600 \cdot q \cdot t}{1000} \quad (3-80)$$

Trong đó:

Q - Lưu lượng ngày đêm trung bình, $m^3/ng.đ$;

k - Hệ số không điều hòa của nước thải.

Tổng diện tích hữu ích của bể lắng, m^2 (hoặc diện tích công tác của bể):

$$F_1 = \frac{W}{h_1} \quad (3-81)$$

Diện tích tổng quát của bể lắng (trên mặt bằng) bằng tổng diện tích công tác F_1 và diện tích ống trung tâm.

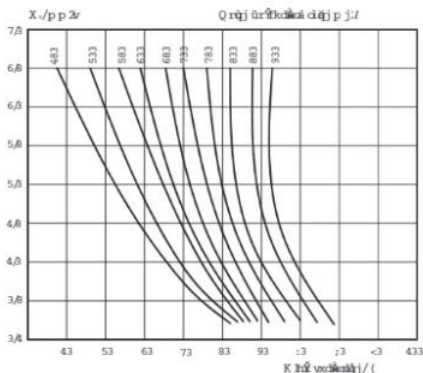
$$F = F_1 + f \quad (3-82)$$

c) Tính toán bể lắng đứng theo Sifrin S.M (Giáo sư người Nga)

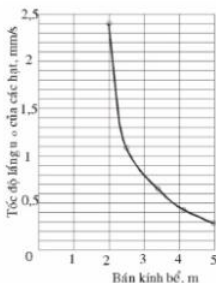
Giáo sư Siphorin S.M đề xuất một phương pháp mới để tính toán các bể lắng đứng. Nội dung tính toán của phương pháp này như sau: Theo hiệu quả lắng cần thiết của nước thải ứng với những nồng độ ban đầu khác nhau của các chất lơ lửng có thể xác định độ lớn thủy lực u_0 của các hạt cần giữ lại trong bể theo biểu đồ ở hình 3.31. Sau đó theo giá trị u_0 đã tìm được tiến hành xác định bán kính R của bể theo đồ thị (hình 3.32). Tốc độ trung bình của nước thải khi vào vùng lắng u_{NT} (tốc độ tiết diện ở giữa phần loe của ống trung tâm với tấm chắn) tác giả đề nghị chọn bằng 1,2 cm/s .

Diện tích tiết diện ướt (vùng gạch chéo hình 3.33) là bề mặt nghiêng của hình trụ; đường kính phần ống loe (D) bằng chiều cao (h_1) phần loe của ống trung tâm.

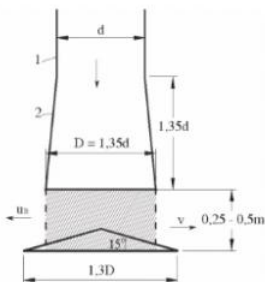
Khoảng cách từ phần ống loe đến tấm chắn được chọn trong khoảng từ 0,25 ÷ 0,5m. Đường kính của ống trung tâm d xác định theo tốc độ chảy xuống của nước trong ống trung tâm bằng 0,028 m/s. Chiều dài ống trung tâm bằng chiều cao của phần hình trụ h_1 xác định theo công thức (3-79) nhưng không dưới 2,75m. Tỷ lệ giữa các kích thước của phần loe ống trung tâm và tấm chắn như ở hình 3.33, góc nghiêng của mặt phẳng tấm chắn với phương ngang 17°.



Hình 3.31. Đường cong phụ thuộc hiệu quả lắng trong bể lắng đứng vào độ lớn thủy lực nhỏ nhất khác nhau của các hạt lơ lửng và nồng độ ban đầu của chất lơ lửng trong nước thải.



Hình 3.31. Biểu đồ tính toán bể lắng đứng theo phương pháp Siphonin S.M



Hình 3.32. Miệng xả nước từ ống trung tâm vào bể lắng đứng

Đường kính của bể lắng đứng không được lớn quá ba lần chiều sâu công tác của bể. Hiệu quả lắng nước thải trong các bể lắng đứng thực tế không quá 40%, lý thuyết thì tính theo hiệu suất lắng là 50%. Số bể lắng phụ thuộc kiểu cấu tạo bể, đường kính bể và lưu lượng tính toán của nước thải. Chiều sâu xây dựng của bể H_{xd} bằng tổng các chiều cao: phần nước chảy h_1 , chiều cao phần loe của ống trung tâm h_2 , lớp trung hòa h_{th} , chiều sâu phần cặn h_3 và chiều cao thành bể nằm trên mặt nước $h_0 = 0,3 \div 0,4\text{m}$. Chiều cao của phần chứa cặn phụ thuộc thể tích cặn và đường kính bể lắng. Thể tích tính toán của phần chứa cặn xác định theo lượng cặn lắng và thời gian cặn ở đó – cũng tính như bể lắng ngang. Phần chứa bùn của bể là hình nón (đối với các bể tròn) và hình chóp (đối với các bể vuông) với độ nghiêng của tường không dưới 45° để đảm bảo cho cặn chảy – trượt. Phía dưới hình nón (hoặc chóp) làm một diện tích phẳng với chiều rộng hoặc đường kính 0,4m.

Ở những bể lắng với đường kính trên 7m, ngoài những máng thu ở chung quanh người ta còn làm thêm những máng phụ trung gian để tải trọng nước trên 1m chiều dài máng thu không quá 1,5 l/s. Nước đã lắng trong qua máng tràn hoặc khe hở có chiều cao 0,05 m ở giữa thành tường máng. Khi đó thành trên của các máng phải cao hơn mặt nước $0,12 \div 0,2\text{m}$. Tất cả những điều đó cho phép nước phân phối đều theo tiết diện ngang của bể và tăng hiệu quả lắng. Những máng thu tập trung lại hợp nhất với máng dẫn ra khỏi bể. Để ngăn những chất nổi theo nước, trước các máng thu ở khoảng cách $0,3 \div 0,5\text{m}$, người ta đặt các tấm chắn sao cho đỉnh các tấm chắn đó cao hơn mặt nước $0,2 \div 0,3\text{m}$.

Những kích thước chính của bể lắng đứng mẫu bằng bê tông cốt thép đúc sẵn có thể tham khảo ở bảng 3.9.

Bảng 3.9. Kích thước bể lắng đứng theo thiết kế mẫu

Đường kính bể (mm)	Lưu lượng nước tính toán với $t = 1,5\text{h}$ (l/s)	Chiều cao (m)		
		Tổng cộng	Hình trụ $H_{\text{trụ}}$	Hình nón $H_{\text{nón}}$
4	8,6	5,9	4,1	1,8
6	19,3	6,9	4,1	2,8
9	43,5	9,3	4,2	5,1

Nguồn: Tài liệu nước ngoài “Thoát nước” – DH Xây dựng Mascova

3.3.5.3. Phương pháp tổ hợp tính toán các loại bể lắng đợt I theo quy phạm

Để tính toán bể lắng - đầu tiên xác định kích thước rồi sau đó chính xác hóa lại các giá trị tính toán. Một trong những đại lượng cơ bản là tốc độ trung bình của dòng chảy ở vùng công tác.

Đối với bể lắng ly tâm (ở mặt cắt khoảng nửa bán kính bể) và bể lắng ngang: $v = 5 - 7 \text{ mm/s}$.

Đối với bể lắng với thiết bị phân phối di động và bể lắng đứng: $v = 0$.

Chiều dài bể lắng ngang:

$$L = \frac{v.H}{k.u_0} \quad (3-83)$$

Bán kính bể lắng đứng, bể lắng ly tâm, bể lắng với thiết bị phân phối di động, bể với dẫn nước vào từ xung quanh:

$$R = \sqrt{\frac{Q}{3,6.\pi.k.U_0}} \quad (3-84)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng tính toán, m^3/h ;

v- Tốc độ trung bình, mm/s ;

H- Chiều sâu phần lắng (dòng chảy – từ biên giới lớp trung hòa đến mặt nước), m;

k- Hệ số phụ thuộc loại bể, cấu tạo hệ thống phân phối, thu nước:

$k = 0,5$ (bể lắng ngang); $k = 0,45$ (bể lắng ly tâm);

$k = 0,35$ (bể lắng đứng); $k = 0,85$ (bể lắng với thiết bị phân phối quay).

U_0 - Độ lớn thủy lực – tốc độ lắng của hạt trong bể, mm/s :

$$U_0 = \frac{1000.k.H}{\alpha.I \left(\frac{k.H}{h} \right)^n} - \omega \quad (3-85)$$

Trong đó:

t- Thời gian lắng tính trong ống nghiệm với chiều cao h ứng với hiệu quả lắng cho trước (E) – theo thực nghiệm (bảng 3.11).

α - Hệ số tính tới ảnh hưởng của nhiệt độ đến độ nhớt, tham khảo ở bảng 3.10.

$$t = \frac{0,147 E}{1 - \left(1 + \frac{22400}{C^2} \right) E} \quad (\text{h}) \quad (3-86)$$

Trong đó:

n- Hệ số kết tụ, tùy thuộc tính chất cặn;

ω - Tốc độ thành phần đứng của nước, có thể lấy như sau:

+ Tốc độ chuyển động của nước, v, mm/s : 5; 10; 15; 20;

+ Tốc độ thành phần đứng, ω , mm/s : 0; 0,05; 0,1; 0,5.

Giá trị $\left(\frac{k.H}{h}\right)^n$ đối với nước thải thành phổ khi tính bề lắng đợt 1 có thể chọn theo bảng 3.12.

Bảng 3.10. Xác định giá trị α theo nhiệt độ của nước

Nhiệt độ trung bình nhỏ nhất của nước, °C	60	50	40	30	25	20	15	10	5
α	0,45	0,55	0,66	0,80	0,9	1,0	1,14	1,3	1,5

Bảng 3.11. Thời gian lắng tĩnh của nước thải phụ thuộc vào hiệu quả lắng

Hiệu quả lắng, E%	Thời gian lắng của các chất lơ lửng (s) trong mỗi ống lắng sâu 0,5m										
	Đối với các hạt lơ lửng keo tụ (n = 0,25)				Đối với các tạp chất vô cơ phân tán nhỏ, có khối lượng riêng 2 - 3 g/cm ³ (n = 0,4)				Đối với các hạt nặng, có khối lượng riêng 5 - 6g/cm ³ (n = 0,6)		
	Hàm lượng chất lơ lửng, mg/l										
	100	200	300	500	500	1000	2000	3000	200	300	400
20	600	300	-	-	150	140	100	40	-	-	-
30	900	540	320	260	180	150	120	50	-	-	-
40	1320	650	450	390	200	180	150	60	75	60	45
50	1900	900	640	450	240	200	180	80	120	90	60
60	3800	1200	970	680	280	240	200	100	180	120	73
70	-	3600	2600	1830	360	280	230	130	390	180	130
80	-	-	-	5260	1920	690	570	370	3000	580	380

Nguồn: Thoát nước, DH Xây dựng Masecova

Nếu giá trị sau khi chính xác hóa lại mà vẫn rất xa giá trị đã chọn (khi tính ω) thì các giá trị L, R phải tính lại với giá trị v mới nhận được.

Đối với bề lắng với phân phối di động thì chu kỳ quay (giờ) sẽ là:

$$T = \pi R^2 \frac{k.H}{Q} \quad (h) \quad (3-87)$$

Ở các trường hợp khác nếu không đủ số liệu về động học lắng thì tính theo các thông số khác (đối với nước thải sinh hoạt): tải trọng của nước thải trên mặt thoáng của bề lắng $q_0 = 2 - 3,5 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$; tốc độ chuyển động của nước thải $v = 5 - 7 \text{ mm/s}$ và theo thời gian lắng $t = 1 - 1,5\text{h}$.

Bảng 3.12. Thời gian lắng tĩnh của nước thải phụ thuộc vào hiệu quả lắng

Chiều cao của bể lắng H, m	$\left(\frac{k.H}{h}\right)^n$ đối với loại bể lắng			
	Đứng	Ly tâm	Lắng ngang	Với thiết bị phân phối di động
1,0	-	-	-	-
1,5	-	1,08	1,11	1,14
2	1,11	1,16	1,19	1,27
3	1,21	1,29	1,32	-
4	1,29	1,38	1,41	-
5	-	1,46	1,50	-

3.3.5.4. Ứng dụng hệ số sử dụng dung tích và hệ số hữu ích để tính bể lắng

Chế độ thủy lực của bể lắng ảnh hưởng lớn tới hiệu suất công tác của nó. Cấu tạo bể càng hoàn thiện thì hiệu suất giữ các chất lơ lửng càng cao. Việc hoàn thiện cấu tạo bể lắng liên quan với những điều kiện phân bố nước vào bể. Nghĩa là với tốc độ nước vào và độ sâu các tấm chắn ở bể lắng ly tâm hoặc vách phân phối nước ở bể lắng ngang đã được xác định, thì chế độ thủy lực của bể sẽ được đánh giá bởi hệ số sử dụng dung tích và hệ số hoạt động hữu ích của bể.

Hệ số sử dụng dung tích được xác định bằng cách đo tốc độ dòng chảy theo toàn bộ chiều sâu công tác (theo một số tiết diện ngang) và xác định phạm vi của vùng hoạt động – vùng công tác.

Hệ số hoạt động hữu ích – là tỷ lệ giữa hiệu quả lắng thực tế của bể và hiệu quả lắng ở mô hình (tĩnh) với cùng thời gian lắng.

Cần phải tính tới các hệ số này trong tính toán. Chẳng hạn trên đây đã tính tới hệ số k trong khi tính toán bể lắng: đối với bể lắng ly tâm: $k = 0,45$; đối với bể lắng ngang: $k = 0,5$; đối với bể lắng với thiết bị phân phối di động: $k = 0,85$.

Nhưng những giá trị của các hệ số này không được biểu thị ở dạng toán học. Do đó ĐHXD Mascova đã nghiên cứu lắng ở thực tế và ở mô hình lắng tĩnh. Sau khi xử lý số liệu rút ra công thức toán:

$$k'_{sd} = \frac{0,76 - 0,05h^2 + 0,11h}{1 + 0,00275v_{vao}} \quad (3-88)$$

$$k''_{sd} = 1 - 0,000825\left(\frac{L}{H}\right)^3 + 0,02335\left(\frac{L}{H}\right)^2 - 0,1755\left(\frac{L}{H}\right) \quad (3-89)$$

Trong đó: k'_{sd} - Hệ số sử dụng dung tích phụ thuộc độ nhúng chìm của tấm chắn phân phối $h = 2,25H$ và vận tốc nước vào cửa phân phối (2-25 mm/s);

k_{sd}'' - Hệ số sử dụng dung tích phụ thuộc tỷ lệ kích thước hình học L hoặc R với chiều sâu H;

k'_{sd} chỉ đúng với $L/H = 10$. Nếu $L/H \neq 10$ thì $k_{sd} = k'_{sd} \cdot k_{sd}^n / k_{sd}^o$

Trong đó:

k_{sd}^o - xác định theo công thức (3-88) với $L/H = 10$;

k_{sd}^n - cũng thế với $L/H \neq 10$.

Giá trị của hệ số hoạt động hữu ích η xác định theo thời gian lắng t (h) (xem hình 3.35), k_{sd}^o và độ nhớt μ :

$$\eta = e^{-0,3} \frac{\mu_N}{\mu_M \cdot k_{sd} \cdot t \cdot \rho_1} \quad \text{đối với nước thải sinh hoạt} \quad (3-90)$$

$$\eta = e^{-0,3} \frac{\mu_N}{\mu_M \cdot k_{sd} \cdot t \cdot \rho_2} \quad \text{đối với nước thải công nghiệp} \quad (3-91)$$

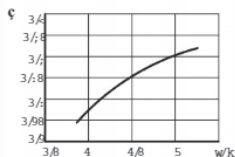
Trong đó:

μ_N, μ_M - Độ nhớt động lực của nước thải ở bề lắng thực tế và ở mô hình lắng;

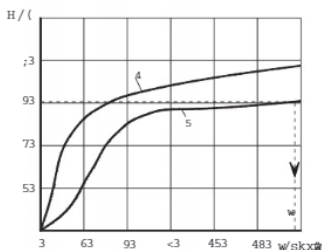
ρ_1, ρ_2 - Tỷ trọng của cặn nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp.

Hiệu suất lắng ngoài thực tế: $E_N = E_M \times \eta$

E_M - Hiệu suất lắng ở mô hình tĩnh, lấy theo hình 3.36 cũng với giá trị thời gian lắng đã chọn khi xác định η , nghĩa là $t = 0, \dots, t = 1,5h$ với mô hình có chiều cao bằng chiều cao với bề ngoài thực tế.

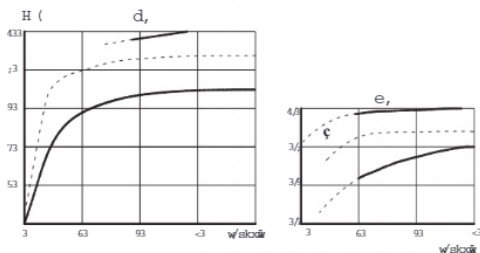


Hình 3.35. Đường cong phụ thuộc giữa hệ số hoạt động hữu ích (η) của bề lắng với thời gian lắng của nước thải (t).



Hình 3.36. Đường cong phụ thuộc giữa hiệu quả lắng ($E\%$) của nước thải và thời gian lắng (phút): 1. Đường cong ở mô hình tĩnh; 2. Đường cong ở mô hình động (trong thực tế).

Những số liệu đã thu được được sử dụng để xây dựng đường cong phụ thuộc giữa hiệu suất lắng E và thời gian lắng t (hình 3.36). Theo hiệu suất lắng yêu cầu và đồ thị $E = f(t)$ sẽ xác định được thời gian lắng cần thiết ngoài thực tế t_N . Như vậy có thể xác định E_N , t_N và η của bể lắng ngoài thực tế theo các số liệu thí nghiệm ở mô hình lắng tĩnh có chiều cao bằng chiều cao của bể ngoài thực tế.



Hình 3.36. Các đường cong phụ thuộc giữa hiệu quả lắng ở trạng thái tĩnh (a) và hệ số hoạt động hữu ích của bể lắng (b) vào thời gian lắng.

1. Đối với nước thải sinh hoạt; 2. Đối với nước thải từ xử lý khí thải của phân xưởng lò quay;
3. Đối với nước thải công nghiệp len dạ.

Theo L/H và độ sâu vùng lắng H (đã sử dụng để xác định k_{sd} , η) có thể xác định chiều dài vùng lắng và dung tích công trình (không kể dung tích của vùng giữa máng phân phối và vách ngăn – vì ở dung tích đó không diễn ra quá trình lắng):

Đối với bể lắng ly tâm:

$$W_1 = \pi H R^2 \quad (3-92)$$

Đối với bể lắng ngang:

$$W_1 = B H (L - L_0) \quad (3-93)$$

Trong đó:

R - Bán kính bể lắng, bằng L , m;

H - Chiều cao vùng lắng, lấy bằng 1,5 - 3m;

B - Bề rộng của bể lắng ngang, m;

L_0 - Khoảng cách từ mương phân phối đến tấm chắn nửa ngập nước của bể lắng ngang, m.

Lưu lượng nước thải vào mỗi bể lắng được tính theo công thức:

$$Q_1 = \frac{W_1}{t_N} \quad (3-94)$$

Trong đó: t_N - Thời gian lắng của nước thải có thể lấy theo biểu đồ ở hình 3.36.

Số lượng bể lắng cần thiết xác định theo công thức:

$$N = \frac{Q_0}{Q_1} \quad (3-95)$$

Trong đó: Q_0 - Lưu lượng nước thải dẫn vào các công trình xử lý, m^3/h .

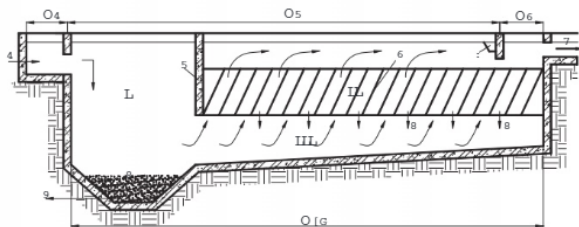
3.3.6. Bể lắng lớp mỏng – Bể lắng vách nghiêng

3.3.6.1. Giới thiệu về bể lắng vách nghiêng

Bể lắng với nhiều lớp mỏng: đó là các bể lắng kín hoặc hở, giống các bể lắng thông thường và cũng gồm 3 vùng:

- Vùng phân phối nước (I);
- Vùng lắng (II);
- Vùng tập trung và chứa cặn (III).

Đặc điểm của bể này là vùng lắng được chia thành nhiều lớp mỏng với không gian nhỏ hẹp, nhờ các tấm hoặc ống đặt nghiêng (hình 3.37). Khoảng cách giữa các tấm mỏng bằng 5 - 15cm. Dùng các tấm phẳng hoặc hình sóng thì tiện lắp ráp và quản lý hơn. Dùng các ống thì chắc chắn hơn và đảm bảo kích thước được đồng đều và tốc độ dòng chảy có thể tăng hơn, nhưng lại chóng bị lắng cặn và tăng khối lượng công tác tẩy rửa, quản lý.



Hình 3.37. Sơ đồ bể lắng ngang vách nghiêng

1. Dẫn nước thải vào bể lắng; 2. Vách chắn; 3. Tấm (ống) mỏng nghiêng;
4. Dẫn nước sau lắng; 5. Cặn lắng; 6. Ống xả cặn; 7. Máng thu chất nổi.
- I. Vùng phân phối nước thải; II. Vùng lắng; III. Vùng tập trung và lắng cặn.

3.3.6.2. Tính toán bể lắng vách nghiêng

a) Tính toán tổng quát

Bể lắng vách nghiêng có thể được phân loại như sau:

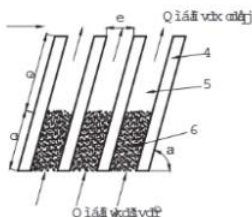
- Theo kết cấu khối (blocs) nghiêng với góc nghiêng $45-60^\circ$ (dạng ống hoặc tấm mỏng);
- Theo chế độ làm việc gồm: 1) hoạt động theo chu kỳ, 2) hoạt động liên tục;
- Theo độ nghiêng của tấm mỏng hay ống so với đường chuyển động của nước thải: thẳng dòng, ngược dòng và kết hợp (thẳng và ngược dòng),...

Khung ống nghiêng có thể có tiết diện hình chữ nhật, hình mỏng, hình lục giác, có thể hoạt động với vận tốc lớn hơn loại khung tấm mỏng. Khung ống nghiêng có thể bố trí riêng từng ống hoặc thành từng blocks (khối).

Khung tấm nghiêng thường có tiết diện hình chữ nhật, thường có chiều ngang bằng chiều cao và được bố trí từ các tấm mỏng hoặc dạng sợi. Dạng này dễ quản lý và tiết kiệm hơn so với trường hợp ống nghiêng.

Loại bể lắng vách nghiêng hoạt động theo chu kỳ có độ nghiêng nhỏ và cạnh thường được tách ra bằng rửa ngược từ nước đã lắng.

Ở hình 3.38 giới thiệu sơ đồ bố trí tấm (ống) nghiêng trong bể lắng vách nghiêng hoạt động theo chu kỳ.



Hình 3.38. Sơ đồ tấm (ống) nghiêng trong bể lắng vách nghiêng hoạt động theo chu kỳ

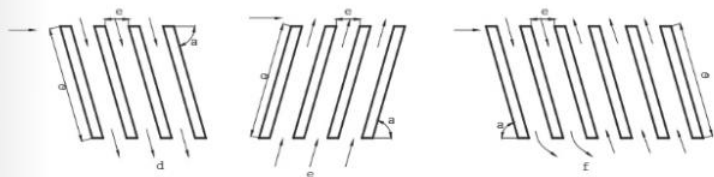
1. Tấm mỏng (ống) nghiêng; 2. Vùng lắng; 3. Vùng cặn;

b. Khoảng cách giữa các tấm trong hệ thống khung lắng (hoặc khoảng cách giữa các tấm ống nghiêng); l_1 . Chiều dài công tác của vùng lắng; l_c . Chiều cao (khoảng cách) vùng cặn.

Loại bể lắng vách nghiêng hoạt động liên tục thường có góc nghiêng lớn cho phép lắng cặn liên tục tập trung vào hố thu cặn không cần từ việc rửa cặn. Bố trí các tấm mỏng (ống nghiêng) được giới thiệu ở hình 3.39.

Loại bể lắng vách nghiêng hoạt động liên tục theo hướng dòng chảy gồm 3 loại chính: dòng thẳng, dòng ngược và dòng kết hợp.

Loại bể lắng vách nghiêng dòng thẳng (hình 3.39a) nước thải chuyển động từ trên xuống; loại ngược dòng (hình 3.39b) từ dưới lên; và loại kết hợp (hình 3.39c).



Hình 3.39. Bố trí vách nghiêng trong bể lắng hoạt động liên tục
a. Thăng dòng; b. Ngược dòng; c. Dòng kết hợp (thăng và ngược dòng).

Việc lựa chọn bể lắng vách nghiêng trong công nghệ xử lý nước thải, điều trước tiên là dựa vào đặc tính của các chất bẩn chứa trong nước thải cần xử lý:

- Đối với bể lắng vách nghiêng với chuyển động theo chu kỳ (ngược dòng với góc nghiêng) được lựa chọn khi trong nước thải có chứa các tạp chất phân tán thô, nồng độ và kích thước thủy lực của hạt cặn nhỏ;

- Loại bể lắng vách nghiêng với chuyển động thăng dòng (dòng thăng) thường được áp dụng có hiệu quả đối với loại nước thải có nhiều tạp chất nổi (như dầu và các sản phẩm của dầu) và có chứa một lượng không lớn các hạt nặng dễ lắng.

- Đối với bể lắng vách nghiêng ngược dòng thuận lợi nhất đối với loại nước thải chứa các chất lơ lửng dễ lắng. Còn đối với bể lắng vách nghiêng kết hợp, thích hợp đối với loại nước thải có những tạp chất lắng được cũng như các tạp chất nổi.

1. Diện tích tiết diện ngang của các lớp mỏng hay không gian lắng:

$$\omega_1 = \frac{Q}{v} \quad (3-96)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước, m³/h;

v- Vận tốc dòng chảy, m/h.

Theo chế độ chảy tầng $Re < 500$:

$$v = 3600 \frac{\gamma \cdot R_e \cdot \chi}{\omega_1} \quad (3-97)$$

Trong đó:

χ - Chu vi tiết diện ướt của mỗi lớp, m;

ω_1 - Diện tích tiết diện ngang vuông góc với hướng dòng chảy, m²;

γ - Độ nhớt động học, m²/s;

Re - Số Râynon, $Re < 500$.

Thực tế tốc độ của nước trong mỗi lớp chọn $v = 10u_0$ nghĩa là $\approx 5 - 10$ mm/s, trong đó u_0 - vận tốc lắng của hạt cặn trong trạng thái tĩnh.

2. Chiều cao của vùng lắng H nên chọn bằng $1 - 2$ m.

Khi đó bề rộng của chúng sẽ là:

$$B = \frac{\omega}{H} \quad (3-98)$$

Góc nghiêng của các tấm $\theta = 45 - 60^\circ$ tùy thuộc góc trượt của cặn trong nước.

3. Thời gian lắng cần thiết (h) xác định từ công thức:

$$t_p = \frac{h}{3600u_1} \quad (3-99)$$

Trong đó:

u_1 - Độ lớn thủy lực của hạt mm/s, ứng với giá trị đó sẽ đạt được hiệu quả lắng cần thiết, mm/s;

h - Chiều cao lớp nước trong bể lắng vách nghiêng, m.

Đại lượng u_1 được xác định theo động học quá trình lắng của nước thải, nơi đó chiều cao vùng lắng bằng chiều cao h lớp nước trong bể lắng vách nghiêng. Chiều cao h nhỏ nhất trong khoảng 50 - 150 mm.

4. Chiều dài không gian lắng:

$$l = t_p \cdot v \cdot k \quad (3-100)$$

Trong đó: k - Hệ số dự trữ = 1,1 - 1,5.

Tổng chiều dài xây dựng của bể lắng vách nghiêng:

$L_{xd} = L_1$ (hệ thống phân phối) + L_2 (vùng lắng) + L_3 (hệ thống tập trung nước).

5. Dung tích phân chứa cặn W tính cho 1 ngày:

$$W = \frac{(C_0 - C_t)Q}{(100 - p)\rho_c \cdot 10^4} \quad (3-101)$$

Trong đó:

C_0, C_t - Nồng độ chất lơ lửng trước và sau khi lắng, mg/l hay g/m³;

Q - Lưu lượng tính toán của nước thải, m³/ng.đ;

ρ_c - Dung trọng của cặn, t/m³;

P - Độ ẩm của cặn, %.

b) Tính toán các thông số của bể lắng vách nghiêng các loại

1. Đối với bể lắng vách nghiêng hoạt động theo chu kỳ

Khoảng cách (b) giữa các tấm mỏng (giữa tâm các ống nghiêng) lấy bằng 50 - 150mm.

Góc nghiêng α :

$$\alpha = \arcsin \frac{u}{v} \quad (3-102)$$

Trong đó:

u- Tốc độ lắng nhỏ nhất của hạt cặn, mm/s;

v- Tốc độ lắng của nước, mm/s ($v = 10\text{mm/s}$ và u được tính theo giá trị tuyệt đối).

Chiều dài công tác vùng lắng l_l được tính theo công thức:

$$l_l = 1,1 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{v^2}{u^2} - 1} \quad (3-103)$$

Chiều cao vùng cặn l_c :

$$l_c = 1,3 \cdot 10^{-3} \frac{(C_1 - C_2) \cdot v \cdot t}{(100 - p) \cdot \rho} \quad (3-104)$$

Trong đó:

C_1, C_2 - Hàm lượng chất lơ lửng trước và sau lắng, mg/l;

t- Thời gian tích lũy cặn (hoặc chất nổi), s;

p- Độ ẩm của cặn (độ ẩm của chất nổi), %;

ρ - Tỷ trọng của cặn (chất nổi) ứng với độ ẩm p, kg/m^3 .

2. Đối với bể lắng vách nghiêng với các tấm mỏng dòng thẳng, dòng ngược và dòng kết hợp

Khoảng cách (b) lấy bằng 25 - 100mm (như nhau)

Góc nghiêng α : $\alpha = 35 - 60^\circ$ (dòng thẳng); $\alpha = 45 - 60^\circ$ (dòng ngược và dòng kết hợp).

Chiều dài công tác vùng lắng l_l cho cả ba trường hợp:

$$l_l = 1,1 \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \left| \frac{v}{u} - \sin \alpha \right|, \text{ mm} \quad (3-105)$$

Số lượng (N) các đơn nguyên lắng của tất cả các trường hợp được tính theo công thức:

$$N = 10^2 \cdot \frac{Q}{\omega \cdot v} \quad (3-106)$$

Thể tích vùng tích lũy cặn, W (cho tất cả các trường hợp):

$$W = 3,6 \cdot \frac{Q_L(C_1 - C_2)}{(100 - p)\rho} \quad (3-107)$$

Thời gian lắng T, (s) được tính cho tất cả các trường hợp:

$$T = \frac{l_l}{v} \quad (3-108)$$

3.3.7. Làm thoáng sơ bộ và đông tụ sinh học

3.3.7.1. Sự cần thiết

Trong các bể lắng thường chỉ giữ lại được 30 ÷ 50% chất lơ lửng không hòa tan trong nước thải, với điều kiện tốt cũng chỉ đạt được tối đa là 60%. Đối với một số loại nước thải có hàm lượng chất lơ lửng lớn, sau khi lắng hàm lượng chất lơ lửng vẫn còn cao vượt quá 150mg/l – có nghĩa là vượt yêu cầu đầu vào của giai đoạn xử lý sinh học: hàm lượng chất lơ lửng nhỏ hơn hoặc bằng 150mg/l.

Để tăng hiệu suất lắng nước thải, thường dùng những biện pháp kích thích quá trình lắng. Một trong những biện pháp đó là làm thoáng sơ bộ nước thải. Làm thoáng sơ bộ có thể tiến hành ở kênh máng dẫn nước vào bể lắng hoặc ở trong những công trình độc lập gọi là bể làm thoáng sơ bộ. Khi làm thoáng (thổi khí) sẽ diễn ra quá trình dinh kết và đông tụ các hạt lơ lửng không hòa tan rất nhỏ bé (trọng lượng riêng của chúng xấp xỉ trọng lượng riêng của nước). Kết quả là những hạt đó thay đổi độ lớn thủy lực của chúng và nhanh chóng lắng xuống.

3.3.7.2. Bể làm thoáng sơ bộ và bể đông tụ sinh học

Những bể làm thoáng sơ bộ có thể xây dựng trước bể lắng đợt một hoặc xây dựng chung trong cùng bể lắng. Làm thoáng sơ bộ có thể tiến hành riêng biệt không cho thêm bùn hoạt tính từ bể lắng đợt hai sau bể aerôten; cũng có thể cho thêm bùn hoạt tính vào, khi đó gọi là bể đông tụ sinh học.

Làm thoáng sơ bộ (không cho thêm bùn) đạt hiệu quả không cao lắm, chỉ tăng thêm hiệu quả lắng của bể lắng đợt một là 6 ÷ 8% theo chất lơ lửng và giảm nhu cầu ôxy sinh hóa (BOD) đến 10%.

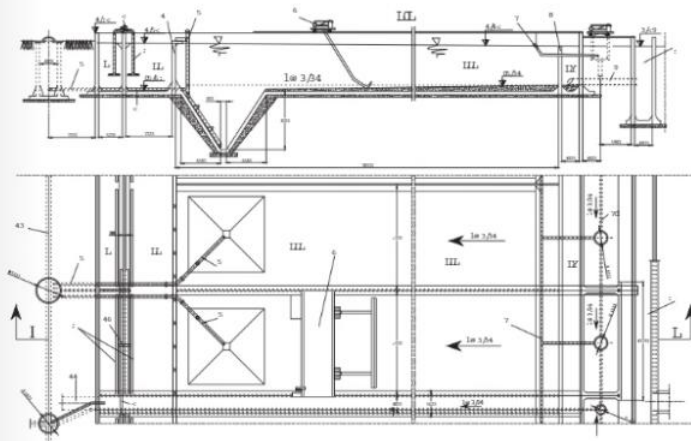
Thời gian làm thoáng 10 ÷ 20 phút tính theo lưu lượng nước tối đa. Lưu lượng không khí 0,5 ÷ 1 m³ khí/1m³ nước thải. Đặc biệt khi làm thoáng sơ bộ có thêm bùn hoạt tính từ bể lắng đợt hai sẽ tạo điều kiện tốt cho giai đoạn xử lý sinh học tiếp theo, cho phép tăng hiệu quả loại bỏ các chất lơ lửng và giảm BOD của nước thải (15 – 20%).

Điều đó được giải thích như sau: ngoài các quá trình lý hóa học (đông tụ, dinh kết và hấp thụ) khi đông tụ sinh học còn diễn ra quá trình ôxy hóa sinh hóa một phần

chất hữu cơ hòa tan dễ bị ôxy hóa. Bể đông tụ sinh học được ứng dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới, nhất là Mỹ, Nga.

Khi xây các bể đông tụ sinh học nên thực hiện tái sinh sơ bộ bùn hoạt tính. Dung tích bể tái sinh chọn bằng $0,25 \div 0,3$ thể tích toàn bộ bể đông tụ sinh học. Lưu lượng tối ưu của bùn hoạt tính, theo kinh nghiệm quản lý, dao động từ 100 đến 400 mg/l. Hiệu quả giữ các chất lơ lửng ở bể lắng đợt một với đông tụ sinh học tăng tới $65 \div 70\%$; BOD₂₀ của nước thải đã lắng trong giảm chừng 15%. Hàm lượng chất lơ lửng sau khi ra khỏi bể lắng đợt một với đông tụ sinh học chỉ còn gần 100 mg/l.

Ở hình 3.40 giới thiệu sơ đồ hợp nhất giữa ngăn (bể) làm thoáng (có tái sinh bùn) với bể lắng ngang.



Hình 3.40. Bể làm thoáng kết hợp chung trong bể lắng ngang

I. Ngăn tái sinh bùn; II. Ngăn làm thoáng; III. Bể lắng ngang; IV. Mương thu nước sau lắng

1. Tấm chắn chảy tràn dẫn nước từ ngăn làm thoáng vào bể lắng ngang; 2. Ống xả cặn và xả đáy;
3. Thiết bị gạt bùn di động; 4. Mương thu chất nổi; 5. Máng tràn dẫn nước ra khỏi bể lắng; 6. Ống luồn diuke dẫn nước trong (sau lắng); 7. Mương dẫn nước trong vào bể aerôten; 8. Ống đứng dẫn khí xuống ngăn tái sinh và ngăn làm thoáng; 9. Ống dẫn khí vào các ống đứng; 10. Ống tự chảy.

Khi nghiên cứu về hiệu quả xử lý của bể đông tụ sinh học, Iacoplev C.B và cộng sự đã kết luận: bể đông tụ sinh học có thể làm việc tốt không những với bùn hoạt tính sau bể aerôten, mà còn cả với màng sinh học sau bể lọc sinh học. Tuy nhiên, đối với màng sinh học cần thiết phải được nghiên cứu sâu thêm, nhất là trong điều kiện

thực tế của nước ta, bởi màng sinh học lắng ở bể lắng II sau biôphin thường gồm các vi sinh già cỗi bong tróc khỏi vật liệu lọc (giá thể) và khả năng tham gia quá trình đông tụ sinh học không cao.

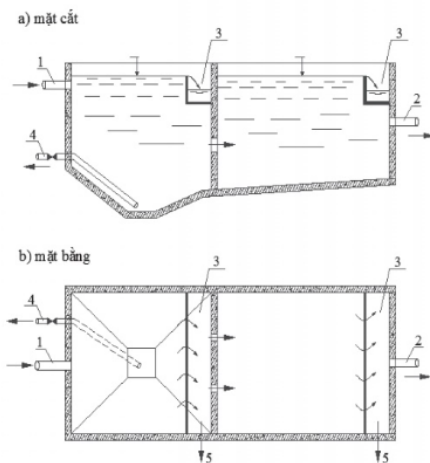
Trong bể đông tụ sinh học với tái sinh bùn hoạt tính và cùng với bể lắng có thể đạt hiệu quả lắng các chất lơ lửng đến 65 – 70% (ở bể lắng thường giảm 30 ÷ 50%), BOD giảm đến 50 – 55% (ở bể lắng thường giảm 10 – 20%).

3.3.8. Bể vớt dầu mỡ

3.3.8.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động

Bể vớt dầu mỡ là công trình có nhiệm vụ loại bỏ các chất dầu mỡ, các chất có tỷ trọng nhẹ hơn tỷ trọng của nước thải (dầu, mỡ, nhựa và các chất nổi khác).

Cấu tạo bể vớt dầu mỡ được giới thiệu ở hình 3.41.



Hình 3.41. Sơ đồ cấu tạo của bể vớt dầu mỡ

1. Dẫn nước thải vào; 2. Dẫn nước thải ra;
3. Máng thu dầu mỡ; 4. Ống xả cặn; 5. Thu dầu mỡ.

Bể vớt dầu mỡ thường gồm 2 ngăn:

- Ngăn thứ nhất: có nhiệm vụ lắng và vớt dầu mỡ lần nhất;
- Ngăn thứ hai: vớt dầu mỡ lần hai.

3.3.8.2. Tính toán bể vớt dầu mỡ

Thể tích của bể được tính theo công thức:

$$W = Q \times t, \text{ m}^3 \quad (3-109)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước thải, m³/h;

t- Thời gian lưu nước, t = 1,2 ÷ 2,5 h.

Thể tích ngăn thứ nhất:

$$W_1 = \frac{2}{3} W, \text{ m}^3 \quad (3-110)$$

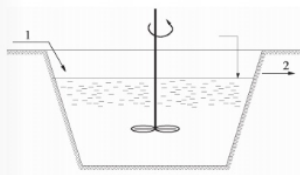
Thể tích ngăn thứ hai:

$$W_2 = \frac{1}{3} W, \text{ m}^3 \quad (3-111)$$

3.3.9. Bể điều hoà

3.3.9.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động

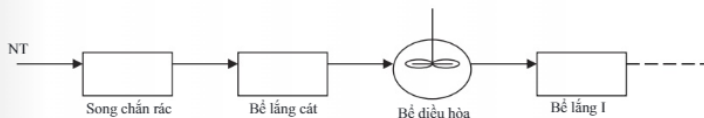
Bể điều hoà (hình 3.42) làm nhiệm vụ điều hoà lưu lượng và nồng độ các chất ô nhiễm trong nước thải để tạo điều kiện thuận lợi cho các quá trình hoạt động của các công trình xử lý nước thải. Vị trí bể điều hòa trong giai đoạn xử lý sơ cấp được giới thiệu ở hình 3.42.



- 1- Nước thải vào;
- 2- Nước thải ra.

Hình 3.42. Sơ đồ bể điều hoà

Việc điều hoà lưu lượng và nồng độ thường được thực hiện bằng khuấy trộn hoặc bằng thổi khí.



Hình 3.43. Vị trí của bể điều hòa trong giai đoạn xử lý sơ cấp (xử lý sơ bộ)

3.3.9.2. Tính toán bể điều hoà

Thể tích bể điều hoà được tính theo công thức:

$$W = Q \times t, \text{ m}^3 \quad (3-112)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước thải, m^3/h ;

t- Thời gian lưu nước, $t = 4 \div 6 \text{ h}$.

Diện tích bể:

$$S = \frac{W}{h}, \text{ m}^2 \quad (3-113)$$

Trong đó: h- Chiều cao công tác của bể, $h = 2 - 4 \text{ m}$.

Chiều cao xây dựng của bể:

$$H_{\text{xd}} = h + h_0 \quad (3-114)$$

Trong đó: h_0 - Chiều cao mực nước đến thành bể, $h_0 = 0,3 - 0,4 \text{ m}$.

Chương 4

XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC HIẾU KHÍ LƠ LŨNG

Th.S. Nguyễn Huy Cương

4.1. BẢN CHẤT CỦA QUÁ TRÌNH VI SINH VẬT HIẾU KHÍ LƠ LŨNG

4.1.1. Bùn hoạt tính

Quá trình vi sinh vật (VSV) hiếu khí lơ lửng được đề cập ở đây được hiểu là đồng nghĩa với bùn hoạt tính trong điều kiện hiếu khí (được làm thoáng: sục khí hay thổi khí và khuấy trộn).

Trong nước thải, sau một thời gian thích nghi, các tế bào vi khuẩn bắt đầu tăng trưởng, sinh sản và phát triển. Nước thải bao giờ cũng có những hạt chất rắn lơ lửng khó lắng. Các tế bào vi khuẩn sẽ dính vào các hạt lơ lửng này và phát triển thành các hạt bông cặn có hoạt tính phân hủy các hợp chất hữu cơ nhiễm bẩn nước thể hiện bằng BOD. Các hạt bông này nếu được thổi khí và khuấy đảo sẽ lơ lửng ở trong nước và dần dần lớn lên do hấp phụ nhiều hạt chất lắng lơ lửng nhỏ, tế bào vi sinh vật, nguyên sinh động vật và các chất độc. Những hạt bông này khi ngừng thổi khí hoặc các chất hữu cơ làm cơ chất dinh dưỡng cho vi sinh vật trong nước cạn kiệt chúng sẽ lắng xuống đáy bể hoặc hồ thành bùn. Bùn này được gọi là bùn hoạt tính.

Bùn hoạt tính là tập hợp các vi sinh vật khác nhau, chủ yếu là vi khuẩn, kết lại thành dạng hạt bông với trung tâm là các hạt chất rắn lơ lửng trong nước. Các bông này có màu vàng nâu dễ lắng có kích thước từ 3 đến 150 μ m. Những bông này gồm các vi sinh vật sống và cặn rắn (khoảng 30 – 40% thành phần cấu tạo bông, nếu thổi khí bằng thổi khí và khuấy đảo đầy đủ trong thời gian ngắn thì con số này khoảng 30%, thời gian dài khoảng 35% và kéo dài tới vài ngày có thể tới 40%). Những vi sinh vật sống ở đây chủ yếu là vi khuẩn, ngoài ra còn có nấm men, nấm mốc, xạ khuẩn, động vật nguyên sinh, dòi, giun,...

Bùn hoạt tính lắng ở bể lắng đợt 2 là “bùn già”, tính hoạt tính giảm. Nếu được hoạt hóa (trong môi trường thích hợp có sục khí đầy đủ) sẽ sinh trưởng trở lại và tính hoạt tính được phục hồi.

4.1.2. Cân bằng các chất dinh dưỡng trong bùn hoạt tính

Khi cân bằng dinh dưỡng cho vi sinh vật trong nước thải cần quan tâm tới tỷ số $BOD_5 : N : P$. Tỷ số này được đề xuất là $100 : 5 : 1$ đối với các công trình hiếu khí tích cực và $200 : 5 : 1$ trong trường hợp hiếu khí dài ngày.

Để thực hiện cân bằng dinh dưỡng có thể dùng NH_4OH , urê và các muối amoni làm nguồn nitơ và các muối photphat, superphosphat làm nguồn photpho. Trong trường hợp BOD nhỏ hơn 500 mg/l thì chọn nồng độ nitơ trong muối amon là 15 mg/l và nồng độ photpho theo P_2O_5 là 3 mg/l ; còn trường hợp BOD trong khoảng $500 - 1000 \text{ mg/l}$ thì chọn các số tương ứng là 25 và 8 mg/l .

Các nguyên tố dinh dưỡng ở dạng hợp chất thích hợp cho tế bào vi sinh vật, dễ hấp thụ và đồng hóa là tốt nhất. Nguồn nitơ là NH_4^+ – dạng khử, photpho ở dạng photphat – dạng oxy hóa, là những chất dinh dưỡng tốt nhất đối với vi khuẩn.

Các nguyên tố K, Mg, Ca, S, Fe, Mn, Zn,... đều cần cho vi sinh vật nhưng ở trong nước thải có đủ mặt các chất này và không cần phải cho thêm. Thiếu các nguyên tố dinh dưỡng sẽ kìm hãm sinh trưởng và ngăn cản các quá trình oxy hóa – khử trong tế bào vi sinh vật.

Nếu thiếu nitơ lâu dài sẽ làm cho vi sinh vật không sinh sản, tăng sinh khối, ngoài ra còn cản trở các quá trình hóa sinh và làm cho bùn hoạt tính khó lắng, trôi theo nước ra khỏi bể lắng.

Nếu thiếu photpho sẽ tạo điều kiện cho vi sinh vật sinh ra dạng sợi làm cho quá trình lắng chậm và giảm hiệu suất oxy hóa các chất hữu cơ của bùn hoạt tính.

Số lượng vi khuẩn trong bùn hoạt tính dao động trong khoảng 10^8 đến 10^{12} trên 1 mg chất khô.

Các chất keo dính trong khối nhầy của bùn hoạt tính hấp phụ các chất lơ lửng, vi khuẩn, các chất gây màu, mùi,... trong nước thải. Do vậy hạt bùn sẽ lớn dần và tổng lượng bùn cũng tăng dần lên, rồi từ từ lắng xuống đáy. Kết quả là nước sáng màu, giảm mức độ ô nhiễm, các chất huyền phù lắng xuống cùng với bùn và nước đã được xử lý.

Tùy thuộc vào điều kiện bên trong cũng như bên ngoài của nước thải, các nhóm vi sinh vật tồn tại trong bùn sẽ khác nhau. Chúng có khả năng thích ứng với điều kiện sống mới.

Thành phần nước thải thay đổi sẽ làm thay đổi chủng loại thành phần, tăng giảm số lượng từng loài trong quần thể vi sinh vật của bùn hoạt tính.

Tính chất quan trọng của bùn hoạt tính là *khả năng tạo bông*.

Trong bùn hoạt tính còn có các loài thuộc động vật nguyên sinh. Chúng đóng vai trò khá quan trọng trong bùn. Chúng cũng tham gia phân hủy các chất hữu cơ ở điều kiện hiếu khí, điều chỉnh loài và tuổi cho quần thể vi sinh vật trong bùn, giữ cho bùn luôn luôn hoạt động ở điều kiện tối ưu. Động vật nguyên sinh ăn các VSV già hoặc VSV đã chết, tăng cường loại bỏ vi khuẩn gây bệnh, làm đậm đặc màng nhầy nhưng lại làm xốp khối bùn, kích thích VSV tiết enzym ngoại bào để phân hủy chất hữu cơ nhiễm bẩn và làm kết lắng bùn nhanh hơn.

Nhiều hợp chất hóa học có tác dụng gây độc đối với hệ vi sinh vật của bùn hoạt tính, ảnh hưởng đến hoạt động sống của chúng, thậm chí làm chúng chết. Với nồng độ cao các chất phenol, formaldehyt và các chất sát khuẩn cũng như thuốc bảo vệ thực vật sẽ làm biến tính protein của tế bào chất hoặc tác dụng xấu lên thành tế bào.

Để phát huy được vai trò của bùn hoạt tính, trong các quy trình công nghệ chúng ta phải quan tâm đến: nồng độ oxy hòa tan trong nước hay điều kiện hiếu khí (có thể làm tăng mặt thoáng của ao hồ, bể chứa hoặc sục khí và khuấy trộn cưỡng bức), nồng độ và tuổi của bùn hoạt tính, các chất gây độc cho vi sinh vật nước hay trong bùn hoạt tính,... cùng pH, nhiệt độ nước thải.

Có thể tạo bùn hoạt tính trong phòng thí nghiệm với điều kiện là môi trường tương tự với thành phần nước thải với giống vi sinh vật ban đầu là ít bùn ở bể chứa nước thải sinh hoạt hoặc công nghiệp mà sau này cần phải xử lý. Khi nuôi cấy tạo bùn có thể thêm một số chất dinh dưỡng và chất sinh trưởng vào môi trường, sục khí và khuấy trộn. Khi môi trường tạo được tối đa bùn hoạt tính sẽ cho vào các ao hồ, bể hoặc thiết bị xử lý nước thải ở điều kiện hiếu khí.

4.2. BỂ BÙN HOẠT TÍNH – AERÔTEN

4.2.1. Quá trình oxy hóa sinh hoá trong bể aerôten

Trong bể aerôten diễn ra quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ trong nước thải. Vai trò chủ yếu ở đây là những VSV (chủ yếu là vi khuẩn) hiếu khí mà quần thể của chúng tạo thành bùn hoạt tính. Để bùn hoạt tính và nước thải tiếp xúc với nhau được tốt và liên tục, phải thực hiện khuấy trộn bằng khí nén hoặc các thiết bị cơ khí khác.

Để các VSV khoáng hóa sống và hoạt động bình thường phải thường xuyên cung cấp oxy vào bể. Oxy được sử dụng trong các quá trình sinh hóa. Sự khuếch tán tự nhiên qua mặt thoáng của nước trong bể không đảm bảo đủ lượng oxy cần thiết. Vì vậy phải bổ sung lượng không khí thiếu hụt bằng phương pháp nhân tạo: thổi khí nén vào hoặc thiết bị làm thoáng cơ khí bề mặt như đã nêu ở trên.

Trong thực tế người ta thường thổi không khí nén vào bể, vì như vậy sẽ đồng thời giải quyết tốt hai nhiệm vụ: vừa khuấy trộn bùn hoạt tính với nước thải, vừa đảm bảo cung cấp oxy cần thiết trong bể.

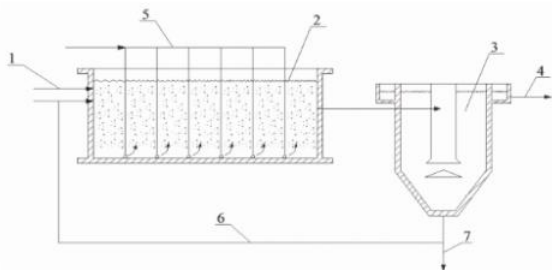
Quá trình oxy hoá sinh hoá diễn ra đầu tiên, bùn hoạt tính tiếp xúc với các chất dinh dưỡng – tức là những chất hữu cơ trong nước thải (lượng chất hữu cơ được biểu thị qua thông số BOD). Số lượng VSV trong bùn hoạt hóa sẽ tăng lên, còn môi trường sẽ “nghèo đi”, tức là lượng chất hữu cơ hay BOD giảm đi.

Số lượng và khối lượng tế bào tăng lên tùy thuộc lượng các chất dinh dưỡng (chất hữu cơ), nếu lượng các chất dinh dưỡng đủ thì lượng tế bào tăng lên theo cấp số nhân. Khi lượng chất dinh dưỡng giảm dần thì nhịp điệu tăng tế bào cũng giảm dần và thời gian chia tế bào cũng lâu thêm. Sự phát triển giai đoạn này tuân theo qui luật phản ứng bậc một và đường cong tiệm cận đạt tới một giá trị giới hạn tối đa nào đó.

Sau khi lượng chất dinh dưỡng tiêu hao hết hoàn toàn thì vi sinh vật bắt đầu phải sử dụng khối lượng tế bào riêng của mình để hô hấp (tự oxy hóa). Giai đoạn này gọi là giai đoạn hô hấp nội bào và cũng tuân theo phản ứng bậc một. Kết quả: khối lượng của chúng giảm dần.

Trong thực tế xử lý nước thải, hỗn hợp nước thải và bùn hoạt tính vào và ra liên tục khỏi bể aerôten.

Hình 4.1 giới thiệu sơ đồ bể aerôten và bể lắng đợt 2.



Hình 4.1. Sơ đồ bể aerôten và bể lắng đợt 2

1. Dẫn nước thải vào; 2. Bể aerôten; 3. Bể lắng II;
4. Dẫn nước ra; 5. Hệ thống cấp khí; 6. Bùn tuần hoàn; 7. Xả bùn dư.

Các quá trình trong bể diễn ra như sau:

- Khi khuấy trộn nước thải với bùn hoạt tính, trước hết sẽ diễn ra quá trình hấp phụ các chất hữu cơ và oxy hóa một phần các chất dễ bị oxy hóa (chủ yếu là các chất chứa cacbon). Kết quả BOD của nước thải tức khắc giảm (tới 40 – 80%). Giai đoạn này kéo dài khoảng 0,5 – 2 giờ. Tốc độ tiêu thụ oxy trong giai đoạn này lớn nhất.

Tuy nhiên khi không đủ ôxy vẫn có thể diễn ra quá trình hấp phụ một phần những chất bản dạng keo và không tan. Nguyên tắc làm thoáng sơ bộ nước thải chính là dựa trên cơ sở này.

- Ở giai đoạn thứ hai diễn ra quá trình tái sinh bùn hoạt tính (nghĩa là phục hồi khả năng hấp phụ của nó) và đồng thời ôxy hóa đến cùng các chất hữu cơ hòa tan khó bị ôxy hóa (các chất chứa nitơ) còn lại – tức là diễn ra quá trình amôn hóa. Tốc độ tiêu thụ ôxy trong giai đoạn này nhỏ hơn nhiều so với giai đoạn đầu.

- Giai đoạn thứ ba là quá trình nitrát hóa các muối amôni, tốc độ tiêu thụ ôxy lại tăng lên.

Sau quá trình xử lý nước thải, do không tiêu thụ hết lượng ôxy hòa tan, nên ôxy được tích lũy lại và độ thiếu hụt ôxy sẽ bằng 0.

4.2.2. Các yếu tố ảnh hưởng tới quá trình chuyển hóa các chất hữu cơ

Hiệu suất xử lý trong bể, trạng thái, chất lượng, năng lực ôxy hóa của bùn hoạt hóa được xác định bởi hàng loạt điều kiện sau:

- Thành phần và tính chất nước thải;
- Chế độ thủy động lực học;
- Chế độ ôxy trong công trình;
- Nhiệt độ;
- pH;
- Sự có mặt của các chất dinh dưỡng, các chất kích thích hay kìm hãm quá trình,...

Một số trong những yếu tố trên có thể thay đổi trong quá trình vận hành, quản lý và điều chỉnh chế độ công nghệ. Cơ sở của những thay đổi đó là đồng thời kiểm tra và đối chiếu các tham số đã chỉ ra trên đây.

Chất lượng và khối lượng của bùn hoạt tính ảnh hưởng quyết định đối với mức độ và tốc độ của quá trình xử lý nước thải. Chất lượng bùn hoạt tính lại tùy thuộc vào nhiều yếu tố: mức độ lắng sơ bộ nước thải, đặc tính các chất bản hữu cơ, nồng độ và mức độ khoáng hóa (tức là cấu trúc hóa học) của chúng, cường độ và thời gian thổi khí, nhiệt độ và pH của nước thải,...

Với những điều kiện như nhau, chất lượng bùn hoạt tính tùy thuộc vào mối tương quan giữa lượng bùn (tính theo chất không tro) và lượng chất bản hữu cơ trong nước thải. Mối tương quan này đặc trưng bằng tham số gọi là tải trọng chất bản đối với bùn hoạt tính (F/M). Đó là tỷ lệ giữa lượng chất bản hữu cơ trong nước thải trên một đơn vị khối lượng bùn trong một đơn vị thời gian (1 ngày đêm). Lượng chất bản hữu cơ được đặc trưng bởi BOD hay COD.

Trong một số trường hợp cá biệt người ta còn tính tải trọng theo các dạng chất bẩn như: kim loại nặng, chất hoạt động bề mặt hay một số chất độc hại. Đơn vị khối lượng của bùn có thể dùng như 1g chất khô không tro của bùn vì trong bùn hoạt tính thường khoảng 25 – 35% theo trọng lượng là chất vô cơ. Không phải toàn bộ những chất này nằm trong sinh khối của vi sinh vật, mà chỉ một phần nhỏ mà thôi. Phần tro của sinh khối thuần túy nghĩa là phần vô cơ của tế bào chất không quá 5 – 7%. Do vậy phần hữu cơ hay phần không tro của bùn đặc trưng cho lượng sinh khối trong bùn. Tuy nhiên cần lưu ý rằng tham số này không có nghĩa là chỉ xác định số tế bào sống hoạt động.

Năng lực ôxy hóa của hai loại bùn có sinh khối bằng nhau, nhưng thực hiện xử lý hai loại nước thải khác nhau về thành phần, có thể hoàn toàn khác nhau. Ngày nay người ta đã nghiên cứu các phương pháp cho phép đánh giá đặc trưng về trạng thái của bùn, cụ thể là theo hàm lượng axit adênôzin-tri-phốtphat (ATP).

Cần chú ý phân biệt các khái niệm: Tải trọng chất bẩn đối với bùn và năng lực ôxy hóa của bùn. Tải trọng đối với bùn là tính tới lượng chất bẩn dẫn vào bể, còn năng lực ôxy hóa là lượng chất bẩn bị khử hay bị phân hủy, được tách khỏi nước thải. Khi xử lý sinh học hoàn toàn với BOD₂₀ của nước đã xử lý bằng 15 – 20 mg/l, năng lực ôxy hóa của bùn bằng 90% và hơn nữa so với tải trọng đối với bùn, tùy thuộc BOD của nước thải đầu vào. Năng lực ôxy hóa của một hệ làm thoáng tính theo 1 m³ dung tích bể aerôten sẽ càng lớn khi nồng độ bùn trong hỗn hợp bùn nước (ở khoảng giới hạn xác định) càng lớn. Nồng độ bùn còn gọi là liều lượng bùn. Trong các bể aerôten thuộc các hệ thống khác nhau với cấu tạo khác nhau liều lượng bùn có thể dao động từ 1 đến 20 g/l.

Năng lực ôxy hóa tính theo 1h, được gọi là tốc độ ôxy hóa và là tham số tính toán cơ bản của bể aerôten.

Thông thường bùn giữ được tính hoạt tính của mình khi tải trọng bằng 200 – 400 mg//1g. Khi tải trọng cao hơn 1.000 – 1.200 mg//1g như trường hợp xử lý không hoàn toàn thì nhất thiết phải tái sinh bùn hoạt tính.

4.2.3. Chỉ số bùn (SVI)

Để đánh giá chất lượng bùn hoạt tính người ta xét khả năng lắng của nó và biểu thị bằng đại lượng gọi là chỉ số bùn (SVI) hay chỉ số Mohlman. Đó là thể tích của bùn, tính bằng ml sau khi cho 1 g chất khô của bùn lắng 30 phút. Bằng thực nghiệm, đã xác định rằng chỉ số bùn tùy thuộc nồng độ bùn. Vì vậy để xác định chỉ số bùn, người ta thực hiện với liều lượng bùn không đổi và bằng 3 g/l. Nếu hỗn hợp bùn đem phân tích có liều lượng dưới 3 g/l thì phải làm đặc hơn bằng cách cho lắng.

Ngược lại nếu quá đậm đặc thì phải pha loãng. Bùn được coi là lắng tốt nếu chỉ số bùn dưới 100 – 120 ml/g. Bùn được khoáng hóa tốt thì có chỉ số là 60 – 90 ml/g. Ở điều kiện không thuận lợi, khi quá tải hay chưa đủ tải, nhiệt độ, nồng độ, thành phần nước thải thay đổi tức thời,... bùn sẽ bị trương phồng lên và chỉ số bùn sẽ vượt quá 150 – 200 ml/g. Loại bùn đó sẽ lắng kém ở bể lắng đợt hai và trôi theo nước, giảm hiệu quả xử lý chung, nồng độ bùn trong bể aerôten cũng giảm.

Theo hình thái của vi sinh vật và các loài động vật hạ đẳng có thể đánh giá được chất lượng của bùn hoạt tính. Nếu bùn hoạt tính có chất lượng tốt thì bông chắc, kích thước trung bình, trong đó phát triển các loài thảo trùng, *opercularia*, *vorticella*, *convularia*,... Khi chất lượng kém thì xuất hiện các loài vi khuẩn dạng chỉ, amíp nhỏ, còn thảo trùng biến mất.

4.2.4. Tuổi của bùn

Hoạt tính của bùn còn phụ thuộc tuổi của nó. Tuổi của bùn hay chu kỳ thay đổi bùn là thời gian trung bình bùn lưu lại trong hệ thống các công trình thổi khí và thường không quá 6 – 7 ngày đêm. Tuổi đó được xác định bằng cách: lấy khối lượng của bùn (theo chất khô) trong các công trình (bể aerôten, kênh máng, bể lắng đợt hai) chia cho khối lượng bùn hoạt tính xả khỏi công trình trong ngày đêm. Tuổi của bùn được tính theo công thức:

$$T = \frac{(V_a + V_k)a_{ab} + V_L a'_{ab}}{Q_n \cdot K} \quad (4-1)$$

Trong đó:

T- Tuổi của bùn, ng.đ;

V- Thể tích bể aerôten (a), kênh máng (k) và vùng lắng (L) (ngăn chứa bùn) ở bể lắng đợt hai, m³;

a_{ab}- Nồng độ trung bình của bùn hoạt hóa trong bể aerôten trong kênh máng (g/m³);

Q_n- Lưu lượng nước thải (m³/ng.đ);

K- Lượng tăng sinh khối của bùn hoạt hóa (g/m³).

Lượng bùn trong bể lắng đợt hai không lớn lắm so với lượng bùn trong bể aerôten nên có thể bỏ qua các đại lượng V_L và a'_{ab}.

Trong thực tế người ta thường xác định giá trị gia tăng của lượng bùn hoạt tính theo hàm lượng chất lơ lửng hoặc BOD₅ của nước thải trước khi vào bể aerôten. Theo Kaarpinski A.A:

$$K = (1,1 \div 1,3) C_1$$

$$K = (0,7 \div 0,9) L_5$$

Theo tiêu chuẩn TCVN 7957:2008: $K = 0,8 C_1 + 0,3 L_5$

Theo Mackiney: $K = L_5/2,13 \sim 0,5 L_5$

Trong đó:

C_1 - Hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải chảy vào bể aerôten (sau khi qua bể lắng đợt một), mg/l hay kg/ng.đ.

L_5 - BOD₅ của nước chảy vào bể aerôten, mg/l hay kg/ng.đ.

Khối lượng bùn hoạt tính: do số sinh vật khoáng hóa tăng nhanh và nhờ khả năng hấp phụ của chúng nên lượng bùn trong bể aerôten cũng tăng lên và ta gọi là bùn dư hay lượng sinh khối bùn tạo ra.

Lượng bùn tạo ra K hay ΔS tính bằng kg/ng.đ, có thể được xác định theo công thức:

$$K = \Delta S = C_{vc} + C_{hc} + a_m L_e - bS_t - C_{ra} \quad (4-2)$$

Trong đó:

C_{vc} - Phần vô cơ của chất lơ lửng vào bể aerôten thường bằng 20% C_1 , kg/ng.đ;

C_{hc} - Phần hữu cơ bền vững không bị phân hủy của chất lơ lửng vào bể aerôten.

Thường: $C_{hc} = (C_1 - C_{vc}) \times 30\%$ kg/ng.đ;

C_{ra} - Lượng chất lơ lửng trôi theo nước ra khỏi bể lắng đợt hai, kg/ng.đ;

Bảng 4.1 giới thiệu hệ số a_m theo tải trọng chất hữu cơ trong bùn hoạt tính.

Bảng 4.1. Chọn giá trị hệ số a_m theo tải trọng chất hữu cơ đối với bùn.

F/M (gBOD ₅ /g.ng.đ)	0,09	0,1	0,15	0,20	0,30	0,40	$\geq 0,50$
a_m (ngđ ⁻¹)	0,56	0,56	0,56	0,56	0,55	0,54	0,53

Ghi chú: F/M = gBOD₅/g.sinh khối.ng.đ. Sinh khối của VSV thường tính theo chất không tro: F(food) = thức ăn; M (microorganisms) = VSV.

Lượng bùn hoạt tính dư không những không làm quá trình xử lý diễn ra nhanh hơn mà còn ngăn cản quá trình đó, vì làm giảm tải trọng chất bẩn đối với bùn và làm chế độ ôxy kém đi do lưu lượng bùn tăng lên trong bể. Vì vậy lượng bùn hoạt tính dư đó phải liên tục xả đi và sẽ được xử lý trong bể metan cùng với cặn tươi từ bể lắng đợt 1 hoặc bằng cách ổn định hiếu khí. Bùn lắng xuống ở bể lắng đợt hai có độ ẩm cao (từ 98 - 99%) nên trước khi dẫn đến bể metan để xử lý, người ta phải cho qua bể nén bùn để giảm độ ẩm (còn độ 94 - 95%) và giảm thể tích. Liều lượng bùn hoạt tính cần thiết, lượng không khí thổi vào, thời gian nước lưu lại trong bể aerôten

(thời gian làm thoáng) phụ thuộc vào nồng độ bẩn của nước thải và mức độ cần thiết xử lý theo điều kiện địa phương.

Trong đa số trường hợp, thời gian làm thoáng thường không quá 12 giờ, trung bình 6 – 8 giờ. Tùy thuộc nồng độ bùn hoạt tính tuần hoàn (theo chất khô) lưu lượng của nó thường bằng 15 – 50% lưu lượng nước thải. Lượng bùn hoạt tính tuần hoàn (tính theo % lưu lượng nước thải – % Q_n) được xác định theo công thức:

$$P = \frac{Q_{th} \times 100}{Q_n} = \frac{C_{hh} - K}{C_{th} - C_{hh}} \quad (4-3)$$

Trong đó: Q_n - Lưu lượng nước thải, $m^3/ng.đ$;

Q_{th} - Lưu lượng bùn hoạt tính tuần hoàn, $m^3/ng.đ$;

C_{hh} - Nồng độ bùn hoạt tính trong hỗn hợp chảy ra bể lắng đợt hai, mg/l ;

C_{th} - Nồng độ bùn hoạt tính tuần hoàn, mg/l .

Khi xử lý nước thải trong bể aerôten, quá trình sinh hóa diễn ra không đều, tốc độ oxy hóa ở giai đoạn đầu lớn nhất và ở giai đoạn sau nhỏ hơn nhiều. Do đó người ta có thể thực hiện quá trình xử lý trong các công trình riêng lẻ: mỗi công trình ứng với từng giai đoạn oxy hóa sinh hóa và đáp ứng mức độ xử lý khác nhau. Chẳng hạn, theo điều kiện vệ sinh địa phương chỉ cần xử lý nước thải ở mức độ không hoàn toàn thì khi đó chỉ tính bể aerôten với thời gian nước lưu lại trong đó ứng với giai đoạn đầu của quá trình oxy hóa. Khi đó BOD của nước thải chỉ giảm một phần (một nửa hoặc hơn một nửa). Do đó nước thải sau khi xử lý vẫn còn mùi hôi. Khi xử lý nước thải tới mức độ hoàn toàn thì tất cả các chất hữu cơ hầu như bị oxy hóa hoàn toàn, BOD giảm xuống chỉ còn 10 – 15 mg/l và nước thải sẽ không bị hôi.

Tái sinh hay hoàn nguyên bùn hoạt tính sẽ được thực hiện trong các công trình tương tự như bể aerôten. Từ các bể lắng đợt hai, bùn hoạt tính sẽ được dẫn về các bể tái sinh, sau đó vào bể aerôten.

Những nhà máy xử lý nước thải có bể aerôten đòi hỏi phải có một loạt các công trình phụ: trạm thổi khí, trạm bơm bùn, bể lắng đợt hai, các loại đường ống để dẫn không khí, dẫn bùn hoạt tính.

4.2.5. Các dạng bể bùn hoạt tính - Aerôten

Quá trình xử lý sinh học bằng bùn hoạt tính (với bể aerôten) gồm 4 công đoạn chính:

- Sơ bộ tách các chất lơ lửng dễ lắng khỏi nước thải – quá trình lắng được thực hiện trong bể lắng đợt một;
- Làm thoáng hỗn hợp nước thải với bùn hoạt tính trong bể aerôten;
- Tách nước thải đã được xử lý khỏi bùn hoạt tính trong bể lắng đợt hai;
- Tuần hoàn bùn hoạt tính trở về bể aerôten.

Tất cả những sơ đồ xử lý sinh học với bùn hoạt tính theo chế độ làm việc, diễn biến của quá trình xử lý có thể chia ra 4 loại chính:

- Aerôten thông thường;
- Aerôten với ngăn tái sinh riêng biệt;
- Aerôten với xử lý không hoàn toàn;
- Aerôten với xử lý hoàn toàn;
- Aerôten hai bậc.

4.2.5.1. Sơ đồ bể aerôten thông thường (hay cổ điển, truyền thống)

Đây là loại sơ đồ đơn giản nhất. Đó là nhà máy (trạm) xử lý nước thải với xử lý sinh học hoàn toàn nước thải sinh hoạt hoặc hỗn hợp nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp. Ở đây việc xử lý nước thải và tái sinh bùn hoạt tính đều được thực hiện trong một công trình. So với các sơ đồ khác thì sơ đồ này có ưu điểm là quản lý đơn giản hơn.

Nhược điểm chủ yếu sơ đồ công nghệ này là khi nước thải chảy vào một cách tập trung và nếu chứa các tạp chất độc thì khả năng sống – hoạt động của vi sinh vật trong bùn hoạt tính tức khắc bị đình trệ hoặc bị tiêu diệt. Khi đó chế độ làm việc bình thường của bể sẽ bị phá vỡ trong một thời gian dài.

Khi dùng bể aerôten một bậc kiểu này ta không thể tăng cường độ quá trình xử lý bằng cách tăng lượng bùn hoạt tính vì khi đó quá trình lắng bùn ở bể lắng đợt hai sẽ kém hiệu quả và chỉ số bùn sẽ tăng lên. Hàm lượng chất lơ lửng trong nước sau khi ra khỏi bể lắng đợt hai cũng sẽ tăng lên.

4.2.5.2. Sơ đồ bể aerôten với ngăn tái sinh riêng biệt

Cũng thuộc loại bể aerôten bình thường. Nó khắc phục được những nhược điểm của sơ đồ trên. Mỗi bể đóng một vai trò nhất định phù hợp với từng giai đoạn.

Trên bể aerôten diễn ra giai đoạn một – tức là bùn hoạt tính hấp phụ các chất hữu cơ và khoáng hóa các chất dễ bị oxy hóa. Giai đoạn này diễn ra nhanh hơn nhiều so với quá trình oxy hóa tiếp theo. Thời gian tiếp xúc giữa bùn và nước thải chỉ từ 15 phút đến vài giờ.

Trong bể tái sinh diễn ra quá trình oxy hóa tiếp tục các chất đã bị hấp phụ (nhưng chưa bị oxy hóa ở bể aerôten) và phục hồi hoạt tính ban đầu của bùn. Thời gian tái sinh kéo dài từ 2 – 10 giờ.

Trong bể này cho phép giữ bùn hoạt tính ở nồng độ cao (tới 2 – 5 lần theo chất khô) so với trong bể aerôten, do đó có thể tăng tải trọng chất bẩn đối với bùn. Nhờ có bể tái sinh riêng biệt, sẽ đảm bảo được mức độ xử lý cao hơn, ngay cả trong trường hợp thành phần nước thải dao động và chứa các chất độc. Nếu các chất độc

đó vào bể, bùn hoạt tính bị tiêu diệt thì có thể phải xả bùn đó đi và thay bằng bùn mới lấy từ bể tái sinh sang với hàm lượng lớn hơn so với điều kiện bình thường.

Do có những ưu điểm trên, sơ đồ này được sử dụng rộng rãi ở các nước trên thế giới, đặc biệt đối với nước thải công nghiệp có thành phần và nồng độ luôn luôn thay đổi hoặc đối với nước thải chứa các chất keo, lơ lửng khó lắng với hàm lượng cao. Nhưng đối với nước thải chứa các chất bản hữu cơ có dạng hòa tan thì hiệu suất xử lý lại thấp.

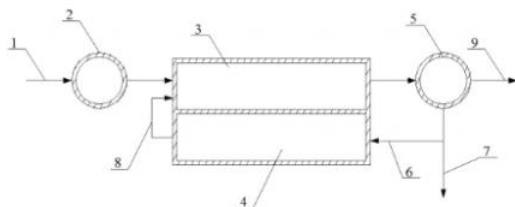
Ở nhiều nước, việc tái sinh riêng biệt bùn hoạt tính trong nhiều sơ đồ công nghệ được gọi là “hấp phụ sinh học”, “ổn định tiếp xúc”, hoặc “làm thoáng kéo dài”,... Trong số đó, thể tích bể tái sinh thường chiếm lớn nhất ở “hấp phụ sinh học” 80 – 86% và nhỏ nhất ở “làm thoáng kéo dài” 25 – 50% thể tích bể aerôten.

Ở nhiều nhà máy xử lý của Mỹ, ngoài việc tuần hoàn bùn hoạt tính về bể tái sinh, người ta còn dùng một ít bùn đã lên men từ bể mêtan, trong bể tái sinh, nitơ của muối amôni (chiếm đa số trong hỗn hợp đã lên men ở bể mêtan) sẽ bị ôxy hóa thành nitrat, ôxy của nitrat sẽ lại được sử dụng khi khuấy trộn nước thải với bùn hoạt tính ở bể aerôten. Khi đó quá trình nitrat hóa kéo dài khoảng 12 – 24 giờ.

So với sơ đồ đơn giản, sơ đồ tái sinh riêng biệt có thể giảm thể tích xây dựng của bể 10 – 20% khi tính với cùng một lưu lượng nước thải. Cũng có thể tái sinh bùn hoạt hóa ngay trong bể aerôten bằng cách dẫn nước thải vào nửa cuối của bể.

Như trên đã nói, tốc độ tiêu thụ ôxy trong quá trình ôxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ thay đổi theo thời gian.

Trong đó lượng ôxy tiêu thụ nhiều nhất ở giai đoạn đầu của quá trình – ứng với những điểm ở đầu bể tính từ vị trí nước chảy vào. Với những điều kiện như nhau, thời gian làm thoáng cần thiết phụ thuộc tốc độ tiêu thụ ôxy, do đó nếu tạo được tốc độ tiêu thụ ôxy cao theo toàn bộ chiều dài bể aerôten thì sẽ có khả năng tăng lưu lượng của bể mà vẫn đảm bảo mức độ xử lý theo yêu cầu.



Hình 4.2. Sơ đồ công nghệ bể aerôten với ngăn tái sinh riêng biệt

1. Dẫn nước thải vào bể lắng đợt I; 2. Bể lắng đợt I; 3. Bể aerôten;
4. Ngăn tái sinh; 5. Bể lắng đợt II; 6. Bùn hoạt tính dẫn vào ngăn tái sinh;
7. Bùn hoạt tính dư; 8. Bùn hoạt tính sau tái sinh dẫn vào bể aerôten; 9. Dẫn nước ra.

4.2.5.3. Bể aerôten với xử lý không hoàn toàn

Trong bể aerôten loại này thời gian làm thoáng giảm xuống (khoảng 1,5 – 3 giờ) và liều lượng bùn hoạt tính trong đó không lớn ($0,2 - 0,5 \text{ g/l}$), song tải trọng theo BOD_5 lại có thể rất cao; $1,5 - 5 \text{ gO}_2/\text{1g}$ bùn ngày đêm. Thể tích công trình cũng nhỏ hơn nhiều so với loại bể aerôten bình thường. Hiệu suất xử lý của bể thấp hơn, chỉ khoảng 50 – 70 – 80%. Bùn hoạt tính chủ yếu là vi sinh vật, hoàn toàn không có động vật hạ đẳng và lắng rất nhanh, nên tốt hơn so với khi xử lý hoàn toàn. Do đó lượng bùn hoạt tính tuần hoàn giảm được 10 – 15%. Nếu nước thải chứa ít chất lơ lửng thì có thể không cần lắng sơ bộ trước khi vào bể aerôten. Khi xử lý không hoàn toàn cũng có thể tái sinh hoặc không tái sinh bùn hoạt tính.

4.2.5.4. Bể aerôten với oxy hóa hoàn toàn

Khi xử lý nước theo sơ đồ với các loại bể aerôten trên đây đều tạo thành một lượng bùn hoạt tính dư nhất định nào đó. Loại bùn dư này phải được dẫn đi xử lý tiếp tục. Loại bể aerôten với oxy hóa hoàn toàn là bể mà trong đó bùn dư tự oxy hóa. Về lý thuyết thì hoàn toàn không còn bùn dư, tức là không có lượng tăng sinh khối bùn (tích lũy) thêm ($\Delta S = 0$). Tuy nhiên trong thực tế vẫn có một ít bùn dư bởi vì các thành phần khác nhau của tế bào có tốc độ oxy hóa khác nhau và tốc độ oxy hóa đó sẽ giảm dần theo thời gian oxy hóa. Tới giai đoạn cuối của quá trình vẫn còn một phần vật liệu của tế bào rất bền vững đối với tác dụng oxy hóa, do đó sẽ tích lũy lại và có bùn dư.

Khi xử lý nước thải trong bể aerôten loại này thì tải trọng đối với bùn thường rất thấp vì tốc độ hô hấp nội bào không lớn ($2 - 10 \text{ g oxy/1g}$ bùn trong một giờ) so với tốc độ tiêu thụ oxy trong các quá trình cộng sinh ($10 - 76$ đôi khi tới 200 mg oxy/1g bùn trong một giờ). Loại bể này có thể dùng để xử lý nước thải sinh hoạt hoặc công nghiệp với lưu lượng nhỏ, đó là mương oxy hóa tuần hoàn.

Khi mương oxy hóa làm việc theo chu kỳ thì nó đóng vai trò vừa là ngăn làm thoáng, vừa là ngăn lắng. Khi nó làm việc kiểu liên tục thì phải xây dựng thêm bể lắng 2. Thời gian làm thoáng khi đó tới 24 giờ.

Bùn hoạt tính dư tạo thành với một lượng không đáng kể là đã tự oxy hóa tới mức độ không bị thối rữa nữa và có thể phơi ở các sân phơi bùn với mạng lưới ống ngầm có lỗ.

4.2.5.5. Bể aerôten hai bậc và các loại khác

Quá trình oxy hóa sinh hóa các chất hữu cơ diễn ra theo các giai đoạn như đã nói ở trên, nên có thể thực hiện xử lý nước thải theo hai bậc.

Bể aerôten bậc I thực hiện giai đoạn I của quá trình xử lý: bùn hoạt tính hấp phụ các chất hữu cơ và ôxy hóa một phần các chất dễ bị ôxy hóa (chủ yếu là các chất chức cacbon). Kết quả, BOD của nước thải giảm tới 50 – 70%. Nước chưa được xử lý hoàn toàn sau khi lắng lại cho tiếp tục xử lý hoàn toàn ở bể aerôten bậc II. Đặc điểm của sơ đồ này là: ở bể aerôten, mỗi bậc sẽ phát triển các loại vi sinh vật đặc biệt thích ứng với những điều kiện nhất định và làm cho hiệu suất xử lý cao hơn.

Do đó tổng thể tích công trình một đơn vị thể tích nước thải sẽ thấp hơn so với các bể aerôten bình thường. Trong sơ đồ có thể có hoặc không có tái sinh bùn hoạt tính. Thường các bể tái sinh được đặt theo từng bậc của bể aerôten.

Tải trọng chất bẩn đối với bùn hoạt tính ở bể aerôten bậc II nhỏ hơn. Do đó một số tác giả kiến nghị chuyển phần bùn hoạt tính dư sau khi tái sinh của bậc II về bể aerôten bậc I. Khi đó nồng độ bùn hoạt tính ở cả hai bậc được giữ cố định bằng cách điều chỉnh lượng bùn hoạt tính dư ở bể lắng đợt hai của bậc I.

4.2.6. Tính toán bể Aerôten

Tính toán bể aerôten là xác định kích thước của bể. Dung tích bể phụ thuộc vào số lượng và nồng độ bẩn của nước thải, số lượng và nồng độ bùn hoạt tính cho vào và lượng không khí cần thiết. Dưới đây giới thiệu một số phương pháp tính toán bể aerôten:

4.2.6.1. Đối với bể aerôten không có bể tái sinh

a) Phương pháp thứ nhất của Kô-rô-lôp K.N:

Dung tích bể aerôten được xác định theo lượng không khí cần thiết D cho một m³ nước thải:

$$D = \frac{L_a - L_t}{K \times H \times d} \quad (4-4)$$

Trong đó:

L_a , L_t - BOD₂₀ nước thải vào và ra khỏi bể, g/m³;

K- Hệ số sử dụng không khí;

H- Chiều sâu của bể aerôten, m;

d- Độ thiếu hụt ôxy (tính bằng phần mười) trong nước ở nhiệt độ cho trước so với lúc hòa.

Công thức này cho phép xác định lượng không khí cần thiết thổi vào bể aerôten để sau thời gian t, BOD₂₀ của nước thải giảm từ giá trị L_a xuống L_t .

Khi xử lý sinh học hoàn toàn người ta thường qui ước chọn $L_t = 0$ (thực tế đạt được $L_t = 15$ mg/l). Ở đầu bể hoàn toàn không có ôxy và độ thiếu hụt ôxy $d = 1$, ở

cuối bể nước thải đã được xử lý và ôxy bão hòa hoàn toàn nên $d = 0$, do đó trong bể aerôten trung bình $d = 0,5$. Khi đó ta có:

$$D = \frac{2L_a}{K \times H} \quad (4-5)$$

Thời gian làm thoáng t được xác định như sau:

$$t = \frac{2L_a}{K \times I} \quad (4-6)$$

Trong đó:

t - Thời gian làm thoáng, h;

I - Cường độ làm thoáng, tức là lượng không khí cần thổi vào trong thời gian 1 giờ 1 m^2 diện tích mặt thoáng của nước trong bể aerôten, m^3/m^2 h.

Cường độ thổi khí phụ thuộc vào BOD_{20} của nước thải trước và sau khi xử lý trong bể, có thể chọn trong bảng 4.2.

Ở đây phải chọn cường độ thổi khí để bảo đảm hai điều kiện là: làm bão hòa ôxy cho hỗn hợp nước thải – bùn hoạt tính và giữ bùn hoạt tính ở trạng thái lơ lửng.

Bảng 4.2. Cường độ làm thoáng I phụ thuộc BOD_{20} của nước thải

<i>BOD₂₀ của nước thải chảy vào bể aerôten, mg/l</i>	<i>Cường độ làm thoáng m^3/m^2h với BOD_{20} của nước thải đã xử lý (mg/l)</i>		
	15	20	25
150	4	4,5	5
200	4,7	5,4	6
250	5,4	6,1	6,7
300	6,0	6,8	7,5
350	6,5	7,4	8,2

Thực tế theo kinh nghiệm quản lý của các nước, bể aerôten có thể làm việc với cường độ thổi khí thấp hơn, khoảng 2 – 2,3 m^3/m^2 h. Cường độ làm thoáng ở đây chỉ là một đại lượng quy ước, bởi vì không khí chỉ thổi vào trên một diện tích nhỏ là diện tích của các tấm xốp hoặc các lỗ ở các ống đặt trong bể.

Diện tích của bể aerôten trên mặt bằng được xác định theo công thức:

$$F = \frac{Q \times D}{I}, m^2 \quad (4-7)$$

Trong đó:

Q - Lưu lượng nước thải, m^3/h .

Nếu hệ số không điều hòa chung của nước thải chảy vào bể dưới 1,25 thì chọn lưu lượng trung bình giờ trong ngày đêm để tính toán (không tính tới lưu lượng bùn hoạt tính tuần hoàn). Nếu hệ số không điều hòa chung lớn hơn 1,25 thì phải lấy lưu lượng tối đa giờ của nước thải chảy vào bể trong khoảng thời gian làm thoáng để tính toán.

Thể tích bể aerôten xác định theo công thức:

$$W = F \times H, \text{ m}^3 \quad (4-8)$$

Kích thước của bể, do đó giá thành xây dựng bể và chi phí quản lý về thổi khí đều phụ thuộc vào cường độ làm thoáng. Cường độ làm thoáng càng nhỏ chi phí quản lý sẽ ít, nhưng bể aerôten càng phải lớn. Vì vậy phải dựa trên cơ sở tính toán so sánh kinh tế kỹ thuật để chọn cường độ làm thoáng tối ưu.

Những công thức trên dùng cho tất cả các bể aerôten có hoặc không có bể tái sinh. Nhưng riêng công thức xác định thời gian làm thoáng t (công thức 4-6) chỉ dùng khi nồng độ ban đầu của nước thải $L_a \leq 250 \text{ mg/l}$ đối với bể aerôten không có bể tái sinh và $L_a \leq 350 \text{ mg/l}$ đối với bể trên thì thời gian làm thoáng nên chọn theo bảng 4.3.

Công thức có thể viết dưới dạng:

$$K = \frac{L_a - L_t}{d \times H \times D} \quad (4-9)$$

Nếu các giá trị d , H , D đều bằng 1 thì $L_a - L_t = K$.

Bảng 4.3. Thời gian làm thoáng trong bể aerôten

<i>BOD₂₀ của nước thải chảy vào bể aerôten mg/l</i>	<i>Thời gian làm thoáng (giờ) khi BOD₂₀ của nước thải đã xử lý</i>		
	<i>Không có bể tái sinh 15 mg/l</i>	<i>Có bể tái sinh</i>	
		<i>15 mg/l</i>	<i>20 mg/l</i>
100	4,4	3,4	2,3
150	5,5	4,8	3,6
200	6,8	6,1	4,9
250	8	7,4	6,2
300	9,2	8,6	7,5
350	10,3	9,8	8,8
400	-	11	10,1
450	-	12,2	11,3
500	-	13,4	12,7

Như vậy hệ số sử dụng không khí K đặc trưng cho quá trình giảm BOD_{20} của nước thải (g/m^3 hoặc mg/l) khi lưu lượng không khí là $1m^3$ nước, chiều sâu bể aerôten là $1m$ và trong nước hoàn toàn không có ôxy hòa tan. Giá trị cụ thể của hệ số này phụ thuộc vào cấu tạo hệ thống phân phối không khí, thành phần và nồng độ nước thải, lượng bùn hoạt hóa trong bể aerôten,... Trị số K còn thay đổi theo thời gian trong năm, tháng và thậm chí trong một ngày. Trung bình có thể chọn $K = 12 g/m^4$ khi phân phối không khí qua tấm xếp và $K = 6 g/m^4$ khi phân phối qua ống có lỗ.

Khi thiết kế bể aerôten với xử lý không hoàn toàn thì thời gian làm thoáng trong nước xác định theo công thức:

$$t = m \frac{2L_a}{K \times I} \quad (4-10)$$

Trong đó: m - Hệ số phụ thuộc cần thiết giảm BOD_{20} và chọn theo bảng 4.4.

Khi xử lý không hoàn toàn lượng không khí xác định theo công thức (4-4), cường độ làm thoáng chọn theo bảng 4.2 (với BOD_{20} của nước thải đã xử lý là $15 mg/l$), 50% dung tích bể aerôten dùng làm bể tái sinh.

Bảng 4.4. Giá trị của hệ số m và độ thiếu hụt ôxy d

Các thông số	Hiệu suất giảm BOD_{20} , %						
	50	55	60	65	70	75	80
m	0,2	0,25	0,3	0,38	0,45	0,55	0,65
d	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,70

b) Phương pháp thứ hai của Kô-rôl-Kôp K.N (1934)

Phương pháp này chính xác hơn phương pháp (a) và dựa trên cơ sở: xét quá trình ôxy hóa sinh hóa diễn ra theo hai giai đoạn kiểu bậc thang. Đặc điểm của giai đoạn hai của quá trình là trong nước thải có tích lũy ôxy hòa tan. Vì vậy quá trình không bị giới hạn bởi tốc độ hòa tan ôxy mà là tốc độ tiêu thụ ôxy bởi các chất hữu cơ. Do đó giả định rằng: động học của quá trình diễn ra theo phương trình của phản ứng đơn phân tử:

$$L_t = L_a \times 10^{-K_1 t} \quad (4-11)$$

hay:

$$\lg \frac{L_t}{L_a} = -K_1 t \quad (4-12)$$

$$t = \frac{1}{K_1} \lg \frac{L_a}{L_t} \quad (4-13)$$

Trong đó:

L_a, L_t - BOD của nước thải ứng với những thời điểm lúc bề đầu làm việc và qua một khoảng thời gian t ;

K_1 - Hằng số tốc độ tiêu thụ oxy, nó phụ thuộc nhiệt độ T của nước thải, nồng độ bùn hoạt tính a (g/l chất khô) và xác định theo công thức:

$$K_1 = 0,0326 \times a \times 1,078^T \quad (4-14)$$

Như vậy thời gian làm thoáng tổng cộng (t_{tc}) được xác định bằng tổng thời gian của giai đoạn I (t_1) và giai đoạn II (t_2) của quá trình:

$$t_{tc} = t_1 + t_2 = \frac{L_a - L_b}{K \times I} + \frac{1}{K_1} \lg \frac{L_b}{L_t} \quad (4-15)$$

Trong đó:

L_b - BOD₂₀ của nước thải ở thời điểm kết thúc giai đoạn I và xác định theo thức: $L_b = 2,7 K \times I$.

Lượng không khí trên 1m³ nước thải xác định theo công thức:

$$D = D_1 + D_2 = \frac{L_a - L_b}{K \times H} + \frac{2L_b}{K \times H} = \frac{L_a + L_b}{K \times H} \quad (4-16)$$

Độ thiếu hụt oxy d ở giai đoạn I chọn bằng 1.

Dung tích bể aerôten xác định theo công thức:

$$W = W_1 + W_2 = (t_1 + t_2) Q \quad (4-17)$$

Trong đó: Q - Lưu lượng nước thải m³/h.

c) Phương pháp của BaziaKina N.A

Các phương pháp pháp tính toán của Kô-rôl-Kôv K.N dựa trên giả định rằng: Động học của quá trình oxy hóa các chất hữu cơ của nước thải trong bể aerôten diễn ra theo phương trình phản ứng đơn phân tử. BaziaKina N.A đã nghiên cứu và cho thấy: diễn biến của quá trình không hoàn toàn tuân theo quy luật đó và các công thức của Kô-rôl-Kôv K.N chỉ gần đúng với một khoảng nhất định của quá trình mà thôi. Do đó phải tính toán bể aerôten theo tốc độ tiêu thụ oxy B của nước thải. Tốc độ tiêu thụ oxy B đối với mỗi loại nước thải sẽ khác nhau và phải xác định bằng thực nghiệm.

Ở mỗi giai đoạn của quá trình oxy hóa, tốc độ tiêu thụ oxy của hỗn hợp nước thải – bùn hoạt tính sẽ khác nhau và tỷ lệ với liều lượng bùn hoạt tính:

$$B = \beta \times a \text{ (mg/l.h)} \quad (4-18)$$

Đối với nước thải sinh hoạt với nhiệt độ $18 - 20^\circ\text{C}$, ở giai đoạn I: $\beta_1 = 31$ và ở giai đoạn II: $\beta_2 = 10$.

Cường độ thổi khí ở giai đoạn đầu là:

$$I_1 = \frac{B_1}{3d \times p} \quad (4-19)$$

Ở giai đoạn II là:

$$I_2 = \frac{B_2}{3d \times p} \quad (4-20)$$

Trong đó:

p- Phần trăm sử dụng ôxy, đối với tấm xốp $p = 4,3$;

d- Độ thiếu hụt ôxy – ở giai đoạn đầu bằng 0,8 và giai đoạn II bằng 0,5.

Dung tích bể aerôten:

$$W = \frac{0,65L_a \times Q}{B_1} + \frac{0,35L_a \times Q}{B_2} = L_a \times Q \left(\frac{0,65}{B_1} + \frac{0,35}{B_2} \right) \quad (4-21)$$

Trong đó:

L_a - BOD₅ của nước thải chảy vào bể mg/l, g/m³;

Q - Lưu lượng nước thải – m³/h;

0,65; 0,35 - Các hệ số giảm BOD₅ ở giai đoạn đầu và giai đoạn hai.

Lượng không khí cần thiết để xử lý 1m³ nước thải:

$$D = \frac{I_1 \times t_1}{H} + \frac{I_2 \times t_2}{H} \quad (4-22)$$

$$t_1 = \frac{W_1}{Q}; t_2 = \frac{W_2}{Q} \quad (4-23)$$

Phương pháp tính toán của Baziakina N.A và của AKX sau đó phản ánh được thực chất của quá trình diễn ra trong bể aerôten cho nên chính xác hơn những phương pháp khác, song lại phức tạp hơn nên chỉ dùng khi đã có các số liệu thực nghiệm.

4.2.6.2. Đối với aerôten có bể tái sinh riêng biệt

Khi tốc độ hấp phụ quyết định tốc độ thu hồi các chất bẩn trong nước thải và lớn hơn rất nhiều so với tốc độ ôxy hóa các chất bẩn thì người ta thực hiện tái sinh riêng biệt bùn hoạt tính.

Dung tích bản thân aerôten xác định theo tốc độ hấp phụ và hấp phụ, còn dung tích chung của hệ thống – xác định theo tốc độ ôxy hóa.

Lượng chất hữu cơ tổng cộng đã bị ôxy hóa P phụ thuộc lượng bùn hoạt tính trong bể tái sinh và thời gian tái sinh.

$$P = \theta \times Q_b \times A \times t \quad (4-24)$$

Trong đó:

θ - Tốc độ ôxy hóa của bùn hoạt hóa không tro với nước thải sinh hoạt;

$$\theta = 20 - 25 \text{ mg/l.h;}$$

Q_b - Lượng bùn hoạt tính tuần hoàn, m^3/h ;

A - Nồng độ bùn hoạt tính tuần hoàn, g/l ;

t - Thời gian làm thoáng tổng cộng, h.

$$t = t_{tx} + t_{ts} = \frac{Q_n (L_a - L_t)}{Q_b \times A(1-S)\rho} \quad (4-25)$$

Trong đó:

t_{tx} - Thời gian tiếp xúc – hay thời gian cần để thu hồi (hấp phụ và hấp thụ) các chất bẩn (h);

t_{ts} - Thời gian tái sinh bùn hoạt hóa (h);

S - Độ tro của bùn hoạt tính (%);

Q_n - Lưu lượng nước thải (m^3/h).

Thời gian cần thiết để thu hồi chất bẩn hay thời gian nước lưu lại trong bể aerôten được xác định từ công thức thực nghiệm:

$$t_a = \frac{2,5}{A^{0,5}} \lg \frac{L_a}{L_t} \quad (4-26)$$

Dung tích bể aerôten:

$$W_a = t_a (Q_n + Q_b) \quad (4-27)$$

Dung tích bể tái sinh:

$$W_{ts} = (t - t_a) Q_b \quad (4-28)$$

Thông thường $W_{ts} = 25 \div 50\%$ dung tích tổng cộng; $Q_b = 20 \div 30\% Q_n$. Dung tích tổng cộng của hệ thống ($W_a + W_{ts}$) sẽ nhỏ nhất khi Q_b nhỏ nhất. Muốn vậy thì nồng độ bùn hoạt tính trong bể aerôten phải nhỏ nhất và nồng độ bùn tuần hoàn trong bể tái sinh A phải lớn nhất.

Trong thực tế, để bể lắng đợt hai làm việc tốt thì a không nhỏ hơn $1 - 1,2 \text{ g/l}$. Chế độ ôxy trong bể tái sinh sẽ bình thường khi $A = 5 \div 6 \text{ g/l}$. Lượng tăng sinh khối của bùn hoạt tính K thường không quá $0,1 - 0,2 \text{ g/l}$ đối với nước thải sinh hoạt.

e) Đối với bể aerôten – bể trộn:

Bể aerôten – bể trộn thường dùng để xử lý nước thải đậm đặc (hỗn hợp nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp hoặc riêng nước thải công nghiệp). Tuy nhiên BOD₂₀ của nước thải không được quá 1000 mg/l, nếu vượt quá thì phải pha loãng sơ bộ:

Số lần pha loãng cần thiết là: n

$$n = \frac{L_{sx} - 1000}{1000 - L_{sh}} \quad (4-29)$$

Trong đó:

L_{sx}, L_{sh} - BOD₂₀ của nước thải công nghiệp và sinh hoạt, mg/l.

Dung tích hữu ích của bể trộn là:

$$W = Q \times t = Q \left(\frac{L_a - L_t}{B} \right) \quad (4-30)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước thải trung bình trong ngày đêm hoặc của chu kỳ thải nước tối đa, m³/h;

T- Thời gian làm thoáng – hay thời gian nước lưu lại trong bể, h;

L_a, L_t - BOD₂₀ của nước thải trước và sau xử lý, mg/l hoặc g/m³;

B- Tốc độ ôxy hóa của nước thải trong bể aerôten hay năng lực ôxy hóa (NO) 1m³ công trình (g O₂/m³.h). B phải xác định bằng thực nghiệm và phụ thuộc thành phần nước thải.

Nếu là hỗn hợp nhiều loại nước thải thì phải xác định dung tích bể theo công thức:

$$W = Q \times (t_1 + t_2) = Q \left(\frac{L_a - L_t}{B} + \frac{L_{sx} - L_t}{R} \right) \quad (4-31)$$

Trong đó:

t_1, t_2 - Thời gian làm thoáng đối với từng loại nước thải, h;

L_{sx}, L_a - BOD₂₀ ban đầu của nước công nghiệp và nước thải sinh hoạt, mg/l;

B, R- Tốc độ ôxy hóa của từng loại nước thải g/m³.h.

Cường độ thổi khí:

$$I = \frac{M}{3dp} \quad (4-32)$$

Trong đó:

M- Tốc độ tiêu thụ ôxy trung bình của hỗn hợp nước thải, g/m³.h.

$$M = \frac{B \times t_1 + R \times t_2}{t_1 + t_2} \quad (4-33)$$

Trong đó:

d- Độ thiếu hụt ôxy (phần mười) so với khi bão hòa;

p- Phần trăm sử dụng ôxy – khi $d = 1$, chiều sâu lớp nước $H = 1\text{m}$ và phân phối không khí bằng tấm xốp thì $p = 4,34\%$.

Lượng không khí cần thiết cho 1m^3 nước thải:

$$D = \frac{I}{H} (t_1 + t_2) \quad (4-34)$$

Trong đó:

H- Chiều sâu tính toán của bể aerôten, m.

Lưu lượng không khí tỷ lệ nghịch với chiều sâu H. Hệ số sử dụng không khí sẽ tăng khi tăng chiều sâu đó. Như vậy với các điều kiện như nhau, nếu H càng lớn thì lượng không khí tiêu thụ cho 1m^3 nước càng nhỏ, song mặt khác lại tăng công suất máy thổi khí và giá thành xây dựng bể. Vì vậy nên chọn H không lớn hơn 5 m.

f) Đối với bể aerôten – bể lắng kết hợp

Bể aerôten – bể lắng kết hợp thực ra cũng làm việc theo nguyên tắc bể aerôten – bể trộn. Nghĩa là tốc độ ôxy hóa đồng đều. Khi đó tốc độ ôxy hóa các chất bẩn trong bể cũng bằng tốc độ của các chất đó chảy vào bể.

Thời gian làm thoáng t tính đến yếu tố nhiệt độ T khi quá trình diễn ra sẽ là:

$$t = \frac{15L_a}{T \times B} \quad (4-35)$$

Trong đó:

L_a - BOD_{20} của thải trước khi xử lý, mg/l ;

T - Nhiệt độ trung bình năm của nước thải, $^{\circ}\text{C}$;

B - Tốc độ ôxy hóa mg/l.h , xác định bằng thực nghiệm.

Đối với nước thải sinh hoạt, chọn liều lượng bùn $a = 3 - 3,5 \text{ g/l}$ khi xử lý hoàn toàn tới $BOD = 15 \text{ mg/l}$ với nhiệt độ nước thải 15°C thì $B = 45 \text{ mg/l.h}$.

Đối với bể aerôten – bể lắng làm việc bình thường nên tăng thời gian làm thoáng thêm 2 giờ:

$$t = \frac{15L_a}{T \times B} + 2 \quad (4-36)$$

Dung tích bể aerôten bể lắng xác định theo công thức (4-21) trong đó một phần sẽ tách ra làm bể lắng đợt hai.

Không khí cần thiết cho 1m^3 nước thải:

$$D = m_1 \frac{2L_a}{K \times H} \quad (4-37)$$

Sau khi xác định được lưu lượng nước thải và thời gian nước lưu lại có thể xác định được dung tích của toàn hệ thống.

g) Đối với bể aerôten hai bậc

Khi nước thải đậm đặc với $\text{BOD}_{20} \geq 250 \text{ mg/l}$ cần làm sạch hoàn toàn tới $\text{BOD}_{20} = 15 \text{ mg/l}$ thì nên dùng bể aerôten hai bậc.

Dung tích tổng cộng của bể aerôten và bể tái sinh bậc I và bậc II là W được xác định theo lưu lượng giờ (Q) của nước thải và thời gian làm thoáng ở mỗi bậc t_1, t_2 .

$$W = Q \cdot m_2 \cdot t_1 + Q \cdot t_2 = Q (m_2 \cdot t_1 + t_2) \quad (4-38)$$

Trong đó:

$Q \cdot m_2 \cdot t_1$ - Dung tích bể aerôten và bể tái sinh bậc I;

m_2 - Hệ số tính đến việc giảm nồng độ nước thải trong bậc I và bằng 0,2;

$Q \cdot t_2$ - Dung tích bể aerôten và bể tái sinh bậc II;

t_1, t_2 - Thời gian làm thoáng được xác định như đối với bể aerôten có bể tái sinh khi xử lý hoàn toàn tới $\text{BOD}_{20} = 15 \text{ mg/l}$ (theo bảng 4.3).

Nồng độ ban đầu L_b của nước thải chảy vào bậc II phụ thuộc vào mức độ xử lý ở bậc I. Với những điều kiện như trên thì ở bậc I, BOD_{20} giảm xuống 50%, tức là $L_b = 0,5 L_a$.

Dung tích bể tái sinh bậc I thường chiếm 50% của aerôten bậc I, còn ở bậc II – 25 – 50%.

Lượng bùn hoạt tính tuần hoàn thường khoảng 30 – 40% lượng nước thải trung bình chảy vào mỗi bậc.

h) Phương pháp tổ hợp tính toán aerôten

Để đơn giản, ở các nước thường sử dụng phương pháp tính toán theo tốc độ ôxy hoá chất hữu cơ trong nước thải.

Thời gian làm thoáng trong bể: t (h) đối với mọi loại bể:

$$t = \frac{L_a - L_t}{a(1 - \varepsilon_u)\rho} \quad (4-39)$$

Trong đó:

L_a, L_t - BOD_{20} của nước vào, ra khỏi bể, mg/l ;

a - Hiệu lượng bùn hoạt tính theo chất khô, g/l ;

ε_u - Độ tro của bùn hoạt tính theo phần mười;

ρ - Tốc độ ôxy hóa mg BOD₂₀/1g chất không tro, 1h.

Dung tích công tác:

$$W = \frac{Q \times t}{24} \quad (4-40)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng tính toán của nước thải (m³/ng.đ); nếu hệ số không điều hòa chung;

$K_{ch} = 1,25$ - thì lấy lưu lượng trung bình giờ trong 7 – 8 giờ liền có lưu lượng lớn nhất hàm lưu lượng tính toán.

Khi thiết lập công thức (4-39) chấp nhận rằng phần hoạt tính của bùn chỉ là phần không tro (chất hữu cơ) của bùn hoạt tính. Số tế bào và khối lượng của chúng ở những giai đoạn sinh trưởng và phát triển khác nhau đều có liên quan với nhau, tuy nhiên cũng cần thấy rằng, cùng một khối lượng chất không tro của bùn, nhưng ở các giai đoạn phát triển khác nhau thì sẽ có tốc độ ôxy hóa khác nhau.

Từ công thức (4-39) còn cho thấy, nồng độ bùn càng cao thì tốc độ ôxy hóa tổng cộng càng lớn. Nhưng thực tế, điều kiện này rất phức tạp, vì đại lượng ρ đến lượt mình lại là hàm số của đại lượng a . Rõ ràng nếu càng nhiều bùn trong hệ thì thời gian của quá trình xử lý càng ngắn và dung tích cần thiết của công trình cũng càng nhỏ. Mặt khác, để bể lắng đợt hai làm việc có hiệu quả, nồng độ bùn trong hỗn hợp dẫn vào bể này chỉ nên giới hạn trong khoảng 1,5 – 3 g/l. Tốt nhất nên chọn liều lượng bùn theo BOD₂₀ của nước cần xử lý L_a :

$$L_a \leq 100 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow a = 1,2 \text{ g/l}$$

$$L_a = 100 - 150 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow a = 1,5 \text{ g/l}$$

$$L_a = 150 - 200 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow a = 1,8 \text{ g/l}$$

$$L_a = 100 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow a = 1,2 \text{ g/l}$$

$$L_a > 200 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow a = 1,8 - 3 \text{ g/l}$$

Ở bể aerôten với khoáng hóa hoàn toàn chọn $a = 5 \text{ g/l}$.

Độ tro hay độ khoáng của bùn chọn bằng: $\varepsilon_u = 0,35$.

Đối với nước thải đô thị, chọn tốc độ ôxy hóa ρ theo bảng 4.5.

Với các giá trị L_a , L_t ở trung gian thì xác định ρ bằng nội suy.

Đối với bể aerôten thực hiện khoáng hóa hoàn toàn, chọn $\rho = \frac{4mgBOD_{tp}}{1gkhongtro \times 1h}$

Giá trị t trong (4-39) đúng khi nhiệt độ trung bình năm của nước thải $T = 15^{\circ}\text{C}$. Nếu $T \neq 15^{\circ}\text{C}$ thì phải nhân: $t \times 15/T$.

Chọn thời gian làm thoáng t không nhỏ hơn 2h.

Đối với bể aerôten với tái sinh chung thì tổng thời gian nước lưu lại trong hệ là:

$$t = t_{\text{aer}} (1 + \alpha) + t_{\text{ts}} \cdot \alpha \quad (4-41)$$

Cũng có thể xác định thời gian này theo công thức (4-39) với nồng độ bùn trong hệ là a_{TB} :

$$a_{\text{TB}} = \frac{a_{\text{aer}} W + a_{\text{B}} W_{\text{B}}}{W} \quad (4-42)$$

Bảng 4.5. Giá trị ρ
(mg BOD₂₀/1g chất không tro trong 1h đối với bể aerôten – trộn)

$L_a, \text{mg/l}$	Với L_t					
	15	20	25	30	40	≥ 50
Đối với bể aerôten không tái sinh với $a \leq 1,8 \text{ g/l}$:						
100	20	22	24	27	35	47
200	22	24	28	32	42	57
Đối với bể aerôten không tái sinh với $a > 1,8 \text{ g/l}$ và aerôten có bể tái sinh:						
150	18	21	23	26	33	45
200	20	23	26	29	37	50
300	22	26	30	34	44	60
400	23	28	33	38	53	73
≥ 500	24	29	35	41	58	82

Đối với bể aerôten hai bậc thì theo công thức (4-37) và coi rằng bậc 1 chọn 50% chất bẩn. Bậc 2 chọn 50% chất bẩn, $\rho_{1,2}$ cũng chọn theo bảng 4.5.

Lưu lượng không khí đơn vị $D \text{ m}^3/\text{m}^3$ khi xử lý nước thải trong bể aerôten được xác định theo tỷ lệ giữa lưu lượng ôxy cần để xử lý 1 m^3 nước và lưu lượng ôxy được sử dụng từ 1 m^3 không khí bơm vào.

$$D = \frac{z(L_a - L_t)}{K_1 K_2 n_1 n_2 (C_p - C)} \quad (4-43)$$

Trong đó:

z - Lưu lượng ôxy đơn vị $\text{mg}/\text{mg BOD}_{20}$ cần khử;

K_1 - Hệ số tùy thuộc loại thiết bị thổi khí, được xác định theo bảng 4.6;

K_2 - Hệ số tùy thuộc độ nhúng chìm của thiết bị thổi khí, xác định theo bảng 4.7;

n_1 - Hệ số kể tới ảnh hưởng nhiệt độ nước thải; $n_1 = 1 + 0,02 (T - 20)$;

T- Nhiệt độ trung bình tháng của nước thải về mùa hè, $^{\circ}\text{C}$;

n_2 - Hệ số tính tới sự thay đổi tốc độ hòa tan ôxy trong hỗn hợp bùn – nước thải so với độ hòa tan ôxy trong nước sạch;

C_p - Độ hòa tan ôxy – tùy thuộc chiều sâu lớp nước phía trên thiết bị làm thoáng, h.

$$C = C_T \frac{10,3 + \frac{h}{2}}{10,3}, \text{ (mg/l)} \quad (4-44)$$

Trong đó:

C_T - Độ hòa tan ôxy tùy thuộc nhiệt độ, áp suất, mg/l;

C- Nồng độ nhỏ nhất cho phép của ôxy hòa tan trong bể aerôten, mg/l.

Về việc xác định giá trị của z còn có nhiều ý kiến khác nhau nhưng công thức (4-43) đã được thống nhất đưa vào quy phạm.

Kết quả của một số công trình nghiên cứu cho thấy giá trị của z như sau: khi xử lý hoàn toàn $z = 1,1$ mg ôxy/mg BOD₂₀ cần khử; với xử lý không hoàn toàn là 0,9 mg/mg, với khoáng hóa hoàn toàn bùn là 2,2 mg/mg.

Giá trị của hệ số K_1 được chọn theo điều kiện chuyển khối lượng của ôxy từ không khí vào nước thải tùy thuộc loại thiết bị làm thoáng, tỷ lệ giữa diện tích vùng làm thoáng – thổi khí f với diện tích bể aerôten F (bảng 4.6). Hệ số K_2 được chọn theo chiều sâu h của thiết bị làm thoáng (bảng 4.7).

Bảng 4.6. Chọn giá trị hệ số K_1 và cường độ thổi khí $I_{\max}$ theo f/F

Với f/F	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1
K_1	1,34	1,47	1,68	1,89	1,94	2	2,13	2,3
$I_{\max}$ (m ³ /m ² h)	5	10	20	30	40	50	75	100

Ghi chú: Đối với thiết bị làm thoáng tạo bọt khí trung bình và hệ thổi khí áp suất thấp thì: $K_1 = 0,75$.

Bảng 4.7. Chọn giá trị hệ số K_2 và cường độ thổi khí $I_{\min}$ theo h

Với h (m)	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	3	4	5	6
K_2	0,4	0,46	0,6	0,8	0,9	1	2,08	2,52	2,92	3,3
$I_{\min}$ (m ³ /m ² h)	48	42	38	32	28	24	4	3,5	3	2,5

Theo D, t đã tính được, xác định I:

$$I = \frac{D \times H}{t}$$

Trong đó:

H- Chiều sâu của bể aerôten, m. Nếu cường độ làm thoáng tính được lớn hơn I_{mx} thì phải tăng diện tích vùng làm thoáng. Nếu cường độ làm thoáng tính được nhỏ hơn I_{min} thì phải tăng lưu lượng không khí và chọn I_{min} theo bảng 4.7.

Có thể xác định nhu cầu ôxy cho bể aerôten theo công thức sau:

$$(O_2) = a'Le + b'S_t \quad (4-45)$$

Những vi khuẩn cấu thành bùn hoạt tính cần được cung cấp ôxy, một mặt để phục vụ và tiêu hao cho quá trình ôxy hóa lượng chất bẩn đã bị khử a'Le, mặt khác để đáp ứng nhu cầu trao đổi cơ bản tương ứng với hô hấp nội bào (b'S_t) của vi sinh vật. Nhu cầu hô hấp nội bào tỷ lệ với khối lượng bùn hoạt tính ở trong bể aerôten.

Các hệ số a' và b' được xác định trong phòng thí nghiệm. Giá trị của các hệ số a và a' trong công thức (4-45) tương đương với lượng ôxy mà vi sinh vật tiêu thụ để ôxy hóa chất bẩn hữu cơ (COD) a là phần dùng để tổng hợp một lượng sinh khối, a_m, a' là phần sẽ bị đốt cháy để lấy năng lượng phục vụ cho tổng hợp, b biểu thị lượng vật chất cháy do hô hấp nội bào, b' là lượng ôxy tương ứng cần cung cấp cho hô hấp nội bào.

4.3. BỂ Bùn Hoạt Tính Theo Mẻ- SBR (Sequencing Batch Reactor)

4.3.1. Nguyên lý hoạt động của bể bùn hoạt tính theo mẻ

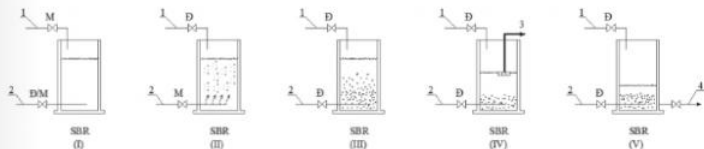
Bể bùn hoạt tính theo mẻ (SBR) là bể xử lý nước thải với bùn hoạt tính, trong đó những công đoạn: làm đầy, phản ứng, lắng và xả cạn đều được thực hiện trong cùng một công trình. Thời gian từ lúc bắt đầu thực hiện làm đầy bể đến lúc kết thúc việc xả cạn được gọi là một chu trình.

Giai đoạn phản ứng diễn ra cũng tương tự như trong bể aerôten thông thường hoạt động liên tục, tức là ở cả hai bể: aerôten và SBR đều phải thực hiện làm thoáng (ôxy hoá các chất hữu cơ) và lắng. Nhưng có một điểm khác nhau cơ bản là: ở bể aerôten thông thường, các quá trình làm thoáng và lắng diễn ra ở hai bể riêng biệt: Bể aerôten và bể lắng đợt 2, trong khi đó ở bể SBR các quá trình được thực hiện ngay trong cùng một bể.

Mô tả quá trình: nói chung, mọi hệ hoạt động gián đoạn đều có 5 bước (hay giai đoạn) và được thực hiện lần lượt như sau:

1. Làm đầy;
2. Phản ứng (làm thoáng);
3. Lắng – làm trong;
4. Chắt (xả) nước trong;
5. Ngừng.

Mỗi giai đoạn được minh hoạ ở hình 4.3 và được mô tả ở bảng 4.8. Tới nay người ta đã đề xuất nhiều quá trình biến dạng để đạt hiệu quả xử lý cao hơn với công suất xử lý lớn hơn.



Hình 4.3. Thứ tự vận hành đối với bể SBR hoạt động gián đoạn

1. Ống dẫn nước thải vào; 2. Ống dẫn khí nén; 3. Thiết bị chắt nước (Decanter);
4. Ống xả bùn hoạt tính. Ký hiệu: M- Mở van; Đ- Đóng van.

Bảng 4.8. Mô tả các bước vận hành đối với bể SBR

Bước vận hành	Mô tả
Làm đầy	Mục đích của giai đoạn làm đầy là dẫn nước thải thô hoặc nước thải sau tiền xử lý vào bể. Quá trình làm đầy thường cho phép mức nước trong bể tăng dần từ 25% dung tích (ở cuối giai đoạn ngừng) tới 100%. Nếu được kiểm soát bằng cách theo thời gian, quá trình làm đầy thường kéo dài khoảng 25% tổng thời gian của 1 chu trình hoàn chỉnh.
Phản ứng	Mục đích của giai đoạn phản ứng là hoàn thành quá trình ôxy hoá sinh hoá các chất hữu cơ trong nước thải (tương tự như ở bể aerôten). Thông thường thời gian phản ứng chiếm khoảng 35% tổng thời gian của 1 chu trình hoàn chỉnh.
Lắng	Mục đích của giai đoạn lắng là để lắng yên tách các chất rắn, tạo lớp nước trong phía trên cần xả đi và bùn hoạt tính lắng ở bên dưới. Tại giai đoạn này do thiếu ôxy nên có khả năng khử nitơ bằng quá trình khử nitrat.
Xả cặn lớp nước trong	Mục đích của giai đoạn xả cặn (chắt nước) nước trong đã được xử lý khỏi bể bằng thiết bị chắt nước chuyên dụng (Decanter). Thời gian xả cặn thường trong khoảng 5 – 30% tổng thời gian 1 chu kỳ hoàn chỉnh (từ 15 phút đến 2 giờ) – trung bình thời gian xả cặn là 45 phút.
Ngừng làm việc	Mục đích của việc ngừng ở đây là chuẩn bị trước khi cho chu trình khác đưa vào hoạt động. Ngừng không nhất thiết là giai đoạn phải thực hiện, đôi khi không cần phải có thời gian ngừng.

Xả bùn là một giai đoạn khá quan trọng không phụ thuộc 5 giai đoạn cơ bản trên đối với bể SBR, nhưng có ảnh hưởng lớn tới năng suất của bể. Lượng và tần suất xả bùn được xác định bởi năng suất yêu cầu, cũng giống như đối với bể aerôten hoạt động liên tục thông thường. Trong bể SBR việc xả bùn dư thường được thực hiện ở giai đoạn lắng hoặc giai đoạn xả cặn. Đặc điểm duy nhất ở bể SBR là không cần phải tuần hoàn bùn hoạt tính. Hai quá trình lắng thoáng và lắng đều diễn ra ở ngay trong một bể, cho nên không có sự mất mát bùn ở giai đoạn phản ứng và không phải tuần hoàn bùn từ bể lắng đợt 2 về bể aerôten.

4.3.2. Tính toán bể SBR

Có một số cách tính toán bể SBR. Phần dưới đây giới thiệu một trong các cách tính toán đó.

Nội dung tính toán gồm các phần sau:

- Xác định hàm lượng COD có (b_{COD}) và không có khả năng phân huỷ sinh học (n_{bCOD}), và hàm lượng chất lơ lửng không phân huỷ sinh học (n_{bSS});
- Xác định chu kỳ vận hành bể SBR;
- Xác định kích thước bể SBR;
- Tính toán thời gian lưu nước trong bể;
- Xác định thời gian lưu bùn trong bể;
- Tính toán thể tích phần chứa bùn của bể; và
- Xác định lượng bùn hoạt tính dư.

a) Xác định b_{COD} , n_{bCOD} và n_{bSS}

Hàm lượng b_{COD} được tính bằng:

$$b_{COD} = 1,65 \times BOD_5, \text{ mg/l} \quad (4-46)$$

Hàm lượng n_{bCOD} :

$$n_{bCOD} = COD - n_{COD}, \text{ mg/l} \quad (4-47)$$

Hàm lượng n_{bSS} được tính theo công thức:

$$n_{bSS} = \frac{TSS \times MLVSS}{MLSS(1 - 0,68)}, \text{ mg/l} \quad (4-48)$$

Trong đó:

TSS- Tổng hàm lượng chất lơ lửng đầu vào, mg/l trong đó có 68% chất lơ lửng có thể phân huỷ sinh học, mg/l;

MLVSS- Hàm lượng cặn lơ lửng bay hơi, mg/l;

MLSS- Hàm lượng chất rắn lơ lửng, mg/l.

b) Xác định chu kỳ vận hành bể SBR

Thời gian làm đầy bể được xác định theo công thức:

$$t_{ld} = t_{pur} + t_l + t_{cn}, h \quad (4-49)$$

Trong đó: t_{ld} - Thời gian làm đầy, h;

t_{pur} - Thời gian phản ứng, h;

t_l - Thời gian lắng, h;

t_{cn} - Thời gian chất nước, h.

Tổng thời gian hoạt động của một chu kỳ, T_{ck} :

$$T_{ck} = t_{ld} + t_{pur} + t_l + t_{cn}, h \quad (4-50)$$

Số chu kỳ hoạt động trong ngày đêm (24h):

$$n_1 = \frac{24}{T_{ck}}, \text{ chu kỳ} \quad (4-51)$$

Lượng nước làm đầy cho một chu kỳ:

$$V_{ld} = \frac{Q}{n_2}, m^3 \quad (4-52)$$

Trong đó: Q- Lưu lượng nước thải, $m^3/ng.đ$;

n_2 - Số chu kỳ của 2 bể SBR ($n_2 = n_1 \times 2$), chu kỳ.

c) Xác định kích thước bể SBR

Nội dung tính toán gồm:

- Tính thể tích của bể SBR, V_T ;
- Chiều cao xây dựng của bể, H_{xd} ;
- Diện tích mặt bằng của bể, F.

d) Thể tích của bể SBR, V_T

Thể tích của bể SBR được tính dựa vào phương trình cân bằng vật chất: Tổng hàm lượng SS đầu vào bằng tổng hàm lượng SS sau lắng:

$$V_T \times X_{MLSS} = V_b \times X_b \text{ hoặc } \frac{V_b}{V_T} = \frac{X_{MLSS}}{X_b} \quad (4-53)$$

Trong đó:

V_T - Thể tích của một bể, m^3 ;

X_{MLSS} - Hàm lượng MLSS đầu vào, g/m^3 ;

V_b - Thể tích bùn lắng sau chất nước, m^3 ;

X_b - Hàm lượng MLSS trong bùn lắng, mg/l ;

$$X_b = \frac{10^3 \text{ mg/g} \times 10^3 \text{ ml/l}}{\text{SVI}}$$

Trong đó:

SVI- Chỉ số thể tích bùn, $\text{SVI} = 100 - 120 \text{ ml/g}$;

10^3 mg/g , 10^3 mg/l - Hệ số biến đổi để kết quả tính đầu ra là g/m^3 .

Gọi K_1 là tỷ lệ giữa thể tích bùn lắng và thể tích của bể SBR, K_1 sẽ là:

$$K_1 = \frac{V_b}{V_T} \quad (4-54)$$

Để bảo đảm hàm lượng chất lơ lửng SS không trôi theo nước trong giai đoạn chất nước cần tính thêm 20% thể tích khi đó tỷ lệ $\frac{V_v}{V_T}$ sẽ là:

$$K_2 = \frac{1,2 \times V_b}{V_T} \quad (4-55)$$

Trong đó:

K_2 - Tỷ số giữa thể tích bùn lắng sau chất nước và thể tích bể SBR có tính thêm 20% thể tích bể.

Thể tích của bể SBR được xác định theo công thức:

$$V_T = \frac{V_{ld}}{1 - K_2}, \text{ m}^3 \quad (4-56)$$

Trong đó:

V_{ld} - Lượng nước thải làm đầy bể cho một chu kỳ, m^3 .

e) Chiều cao xây dựng của bể SBR

Chiều cao xây dựng của bể SBR được tính theo công thức:

$$H_{xd} = H + h_{bv}, \text{ m} \quad (4-57)$$

Trong đó:

H_{xd} - Chiều cao xây dựng, m;

H- Chiều cao công tác của bể, m, $H = 6 - 7 \text{ m}$;

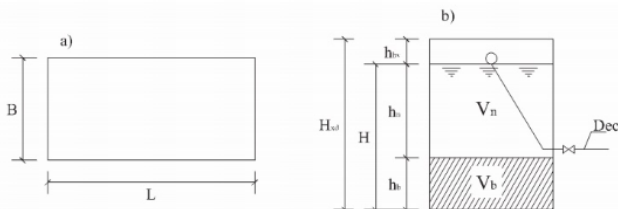
h_{bv} - Chiều cao bảo vệ (chiều cao tính từ mặt nước đến thành bể), m.

f) Diện tích mặt bằng của bể SBR

$$F = \frac{V_T}{H}, \text{ m}^2 \quad (4-58)$$

Chọn kích thước bể SBR:

Chọn kích thước bể có thể dựa trên hình 4.4.



Hình 4.4. Sơ đồ lựa chọn, tính toán kích thước bể SBR

a) Mặt bằng của bể SBR; b) Mặt cắt của bể SBR.

H. Chiều cao công tác; H_{xd} . Chiều cao xây dựng; h_{bv} . Chiều cao bảo vệ;

h_n . Chiều cao lớp nước; h_b . Chiều cao lớp bùn; Dec. Thiết bị chất nước (decanter);

L. Chiều dài của bể; B. Chiều ngang của bể; V_n . Thể tích lớp nước; V_b . Thể tích lớp bùn.

Kích thước chiều ngang (B) và chiều dài (L) bể SBR có thể tự chọn dựa trên kết quả tính toán diện tích mặt bằng bể SBR:

Chiều sâu lớp chất nước, $h_{ch.n}$:

$$h_{ch.n} = 50\% H, m \quad (4-59)$$

Chiều cao phần chứa bùn, h_b :

$$h_b = 42\% H, m \quad (4-60)$$

Chiều cao an toàn, h_{at} :

$$h_{at} = 0,08 \times H \quad (4-61)$$

Thể tích phần chứa bùn được xác định theo công thức:

$$V_b = 0,42 \times V_T, m^3 \quad (4-62)$$

g) Thời gian lưu nước tổng cộng trong bể SBR

Thời gian lưu nước tổng cộng của bể SBR được tính theo công thức sau:

$$T_{l.n} = \frac{n \times V_T \times 24}{Q}, h \quad (4-63)$$

Trong đó:

$T_{l.n}$ - Thời gian lưu nước tổng cộng, h;

n- Số lượng bể SBR;

V_T - Thể tích bể SBR, m^3 ;

24- 24 h trong ngày đêm.

h) Thời gian lưu bùn

Thời gian lưu bùn T_b được tính dựa vào tổng lượng sinh khối trong bể SBR.

Tổng lượng sinh khối trong bể SBR được xác định trong mối quan hệ:

$$P_{sk} \times T_b = V_T \times X_{MLSS} = \frac{Y \times Q(S_v - S_r) \times T_b}{[1 + k_d \times T_b] \times 0,85} \times \frac{f_d \times k_d \times Q \times Y \times (S_v - S_r) T_b^2}{[1 + k_d \times T_b] \times 0,85} \quad (4-64)$$

Trong đó:

P_{sk} - Tổng lượng sinh khối trong bể SBR tính theo MLSS, kg/ng.đ;

T_b - Thời gian lưu bùn, ng.đ;

V_T - Thể tích bể SBR, m³;

X_{MLSS} - Hàm lượng MLSS, g/m³;

Q - Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải đầu vào, m³/ng.đ;

S_v - Nồng độ cơ chất của nước thải đầu vào, mg/l;

S_r - Nồng độ cơ chất của nước thải đầu ra, mg/l;

k_d - Hệ số phân hủy nội bào: $k_d = k_{20} \times \theta^{T-20}$, mg/mg.ng.đ;

Y - Hệ số sản lượng bùn: $Y = 0,4 - 0,6 \text{ mgVSS/mg.bCOD}$;

f_d - Tỷ lệ vụn tế bào: $f_d = 0,15 - 0,20$.

i) Thể tích phân bùn của bể SBR

Thể tích phân bùn của bể SBR được xác định theo công thức:

$$V_b = 0,42 \times V_t, m^3 \quad (4-65)$$

Ghi chú: Xem thêm ví dụ tính toán SBR trong sách “Xử lý nước thải đô thị và công nghiệp - Tính toán thiết kế công trình” xuất bản lần 5, NXB ĐHQG, 2013.

4.4. MƯƠNG ÔXY HOÁ

4.4.1. Ứng dụng mương ôxy hoá trong xử lý nước thải

Hiện nay, nhiều nước trên thế giới sử dụng phổ biến mương ôxy hoá tại các nhà máy xử lý nước thải quy mô nhỏ. Tuy nhiên ở Nhật và ngay cả Việt Nam vẫn áp dụng đối với những nhà máy xử lý nước thải có công suất lớn. Dự án thoát nước Hà Nội đã khuyến nghị sử dụng loại này.

Mương ôxy hóa được chọn để xử lý nước thải do quản lý vận hành đơn giản và tốn ít chi phí, không phải xây dựng bể điều hòa phía trước, tuy nhiên diện tích công trình lớn nên cần phải cân nhắc kỹ trước khi lựa chọn để thiết kế.

Mương ôxy hóa có thời gian lưu nước lớn, hình dạng hình chữ nhật hoặc hình chữ nhật và hình tròn kết hợp. Mặt cắt của mương có thể là hình chữ nhật (khi xây dựng bằng bê tông cốt thép hoặc hình thang (khi xây dựng bằng đất, lát tấm đan).

Chiều sâu của mương được chọn tùy thuộc vào loại thiết bị thổi khí để đảm bảo trộn đều bọt khí và tạo dòng chảy trong mương bằng cánh khuấy (hình 4.5) có vận tốc $v = 0,25 - 0,3$ m/s, có thể lấy $H = 1-4$ m. Chiều rộng mương trung bình từ 2-6m.



Hình 4.5. Cánh khuấy trộn đều bọt khí và tạo dòng chảy trong mương

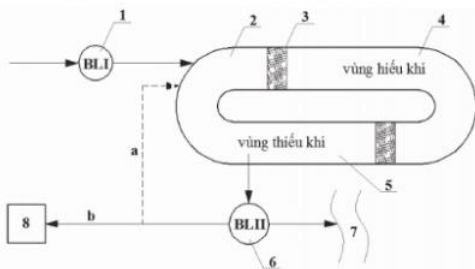
Tùy theo mục đích thiết kế và sơ đồ công nghệ, mương oxy hóa có thể được thiết kế để khử BOD hoặc kết hợp khử nitơ. Trong trường hợp kết hợp khử BOD và nitơ, trong mương oxy hóa xảy ra quá trình xử lý hiếu khí và thiếu khí ở cuối dòng theo chiều dài của mương và tại vùng thiếu khí sẽ xảy ra quá trình khử nitrat giải phóng nitơ.

Do thời gian lưu nước trong mương lớn và mương có thể chịu được sự biến động về chất lượng nước thải đầu vào, nên thông thường không cần phải xây dựng bể điều hòa trước mương oxy hóa.

Do mương oxy hóa có hiệu quả xử lý BOD₅ nitơ cao, quản lý đơn giản, ít bị ảnh hưởng bởi sự dao động lớn về chất lượng và lưu lượng của nước thải cần xử lý nên đã được áp dụng khá phổ biến trong thực tế đặc biệt ở những nơi có điều kiện mặt bằng rộng rãi bởi mương oxy hoá thường đòi hỏi phải có đủ bằng mặt cần thiết.

4.4.1.1. Cấu tạo và hình dáng mương oxy hóa

Sơ đồ cấu tạo mương oxy hoá và bể lắng 2 được giới thiệu ở hình 4.6.



Hình 4.6. Sơ đồ nguyên lý hoạt động của mương oxy hóa và bể lắng 2

1. Bể lắng đợt I; 2. Mương oxy hóa; 3. Máy khuấy trộn; 4. Vùng hiếu khí;
5. Vùng thiếu khí; 6. Bể lắng đợt II; 7. Nguồn tiếp nhận-Sông; 8. Sân phơi bùn;
- a. Bùn hoạt tính tuần hoàn; b. Bùn hoạt tính dư đến sân phơi bùn.

Theo sơ đồ ở hình 4.6 nước thải từ bể lắng đợt I (1) được dẫn vào mương oxy hoá (2). Nước thải qua máy khuấy trộn (3) vào vùng hiếu khí (4) của mương oxy hoá và tại đây xảy ra quá trình oxy hoá sinh hoá các chất hữu cơ có trong nước thải. Nước thải sau đó dịch chuyển đến vùng thiếu khí (5). Tại vùng này nitơ có thể bị loại bỏ bởi quá trình khử nitrat. Nước thải sau đó được dẫn đến bể lắng II (6) và tiếp theo xả nước thải sau xử lý vào nguồn tiếp nhận (7).

Bùn hoạt tính từ bể lắng đợt II được tuần hoàn lại mương oxy hoá còn bùn hoạt tính dư được dẫn đến sân phơi bùn (8).

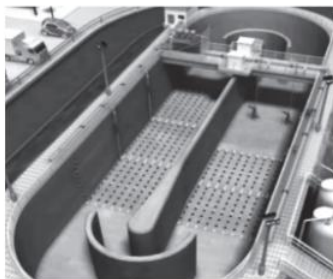
Mương oxy hoá có thể xây bằng bê tông cốt thép, hoặc bằng mương thành đất, mặt trong ốp đá, láng xi măng hoặc nhựa đường. Nếu mương được làm bằng vật liệu không phải là bê tông cốt thép thì tại chỗ đặt các thiết bị làm thoáng cũng phải xây bằng bê tông cốt thép để đảm bảo độ bền ổn định.

Mặt cắt ngang của mương có thể là hình chữ nhật (mương bê tông cốt thép), hình thang (mương đất ốp đá), độ dốc mái taluy hai thành bên tùy thuộc vào độ bền của đất, thường $m \leq 1/2$.

Chiều sâu H của mương oxy hoá tùy thuộc vào công suất bơm của thiết bị làm thoáng để đảm bảo trộn đều bọt khí và tạo vận tốc tuần hoàn chảy dọc mương $V \geq 0,25 - 0,3$ m/s, có thể chọn $H = 1 - 4$ m.

Chiều rộng mương trung bình thường từ 2-6 m.

Ở những nơi không có đủ chiều dài, bố trí mương theo hình zigzag, tại khu vực hai đầu mương khi dòng nước đổi chiều, tốc độ nước chảy nhanh ở phía ngoài chậm ở phía trong làm cho bùn lắng lại, giảm hiệu quả xử lý, do đó phải xây dựng tường hướng dòng tại 2 đầu mương để tăng tốc độ nước ở phía trong.



Hình 4.7. Mương oxy hóa

4.4.1.2. Thiết bị làm thoáng

Trong một mương oxy hóa phải đặt ít nhất 2 thiết bị làm thoáng. Thông thường, lượng oxy cần cấp cho mương oxy hóa nằm trong khoảng:

Đề khử BOD cần: 1,2 – 1,4 kg O₂/l kg BOD₅.

Đề khử nitơ cần: 4,75 kg O₂/l kg nitơ.

Tổng hợp hai yêu cầu trên: trong xử lý nước thải sinh hoạt lượng oxy cần thiết dao động trong khoảng 1,8 – 2,2 kg O₂ tính theo 1 kg BOD₅. Trước khi thiết kế nên có số liệu phân tích chất lượng nước thải đầu vào và tính theo công thức để xác định nhu cầu oxy OC.

4.4.2. Tính toán mương oxy hoá

Thể tích hữu ích của mương oxy hóa được tính theo công thức:

$$W = \frac{Q_{\max, \text{ng.đ}} \times (L_0 - L_t)}{1000L} \quad (4-66)$$

Trong đó: $Q_{\max, \text{ng.đ}}$ - Lưu lượng nước thải lớn nhất ngày đêm, m³/ng.đ;

L_0 - Hàm lượng BOD₅ đầu vào, mg/l;

L_t - Hàm lượng BOD₅ đầu ra, mg/l;

L - Tải trọng BOD₅ lên mương oxy hóa, $L = 0,2 \div 0,4$ kg BOD₅/m³.ng.đ.

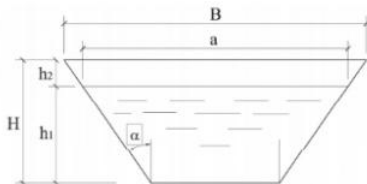
Chiều cao xây dựng của mương oxy hóa:

$$H_{\text{xd}} = h_1 + h_2 \quad (4-67)$$

Trong đó: h_1 - Độ sâu lớp nước trong mương, $h_1 = 1,0 - 1,5$ m;

h_2 - Khoảng cách từ mặt nước đến thành mương, $h_2 = 0,3 - 0,4$ m.

Chiều ngang mương oxy hóa, B:



$$B = b + 2H_{\text{xd}} \times \tan \alpha \quad (4-68)$$

Trong đó: b - Chiều rộng đáy mương: $b = 2 - 3$ m;

α - Góc nghiêng ở đáy mương.

Diện tích mặt cắt nước của mương ôxy hóa:

$$F = \frac{(a+b)}{2} \times h_1 \quad (4-69)$$

Trong đó:

a- Chiều ngang của mặt nước trong mương, $a = 4 - 6$ m.

Chiều dài tổng cộng của mương ôxy hóa:

$$L = \frac{W}{F}, \text{ m} \quad (4-70)$$

Chiều dài phần mương cong:

$$L_c = \pi \times R \times 2 \quad (4-71)$$

Trong đó:

R- Bán kính đoạn uốn cong, m.

Chiều dài phần mương thẳng:

$$L_{th} = \frac{L - L_c}{2} \quad (4-72)$$

4.5. BỂ LẮNG ĐỢT 2

Để tách bùn hoạt tính sau xử lý nước thải ở bể aerôten, mương ôxy hoá hoặc màng sinh học sau bể lọc sinh học người ta dùng bể lắng đợt 2. Cũng như bể lắng đợt 1, bể lắng đợt 2 có thể xây dựng kiểu đứng, ngang hoặc ly tâm. Đối với nhà máy xử lý nước thải có lưu lượng trung bình và lớn thì thường sử dụng bể lắng ngang hoặc ly tâm.

4.5.1. Bể lắng đứng đợt hai

Tải trọng bề mặt bể lắng đứng đợt 2, q ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$) được tính theo công thức:

- Sau bể lọc sinh học:

$$q = 3,6K \times U_0 \quad (4-73)$$

Trong đó:

U_0 - Độ lớn thủy lực (hay tốc độ lắng tĩnh) của màng sinh học: $U = 1,4$ mm/s;

K- Hệ số sử dụng dung tích:

Lắng ngang: $K = 0,5$; Lắng ly tâm: $K = 0,45$; Lắng đứng: $K = 0,35$;

Phân phối di động: $K = 0,85$; Nhiều lớp mỏng: $K = 0,5 - 0,7$.

- Sau aerôten:

$$q = \frac{4,5K \times H^{0,8}}{(0,1J_1 a_1)^{0,5-0,01a_1}} \quad (4-74)$$

Trong đó:

K- Hệ số sử dụng dung tích;

a_r - Nồng độ bùn hoạt tính ra khỏi bể aerôten, chọn không nhỏ hơn 10 mg/l;

a_i - Nồng độ bùn hoạt tính trong bể aerôten, chọn không nhỏ hơn 15 mg/l;

J_r - Chỉ số bùn, $\text{cm}^3/\text{g} = \text{ml/g}$.

Về tính toán và cấu tạo không khác gì bể lắng đứng đợt một nhưng có chiều cao nhỏ hơn, thời gian lưu nước nhỏ hơn. Tính toán bể lắng đứng gồm: xác định chiều cao và đường kính bể (hoặc các cạnh bể nếu là hình vuông trên mặt bằng) theo tốc độ V của nước và thời gian lắng cho trước và hiệu suất lắng phụ thuộc vào các yếu tố đó.

Tốc độ của nước V và thời gian lắng t chọn phụ thuộc vào chức năng của bể – tức là phụ thuộc vào loại công trình xử lý sinh học trước đó: nếu bể lắng đứng sau bể lọc sinh học nhỏ giọt thì chọn $t = 0,75$ giờ, $V \leq 0,5$ mm/s. Nếu đứng sau bể lọc sinh học cao tải với mức độ xử lý bất kỳ (hoàn toàn hay không hoàn toàn) hoặc bể aerôten với xử lý hoàn toàn thì chọn $t = 1,5$ giờ, $V \leq 0,5$ mm/s.

Nếu đứng sau bể aerôten xử lý không hoàn toàn thì chọn $t = 0,75$ giờ và $V \leq 0,7$ mm/s khi mức độ xử lý cao BOD_{20} dưới 50% và $t = 1$ giờ, $V \leq 0,5$ mm/s khi mức độ xử lý theo BOD_{20} dưới 80%.

Ổng trung tâm được tính với lưu lượng nước thải q và bùn hoạt tính q_b với vận tốc dòng chảy trong ống không quá 30 mm/s còn riêng bể lắng chỉ tính với lưu lượng nước thải q vì chỉ có nước thải qua tiết diện công tác của bể còn bùn hoạt hóa lắng xuống đáy bể và được xả đi.

Phần dưới của bể có dạng hình chóp hoặc hình nón cụt để dễ trượt xuống đáy. Độ nghiêng của tường phần này phải không dưới 50° đối với hình chóp và 45° đối với hình nón. Dung tích phần bùn có thể xác định theo công thức:

Nếu sau bể lọc sinh học:

$$W_b = \frac{a \times N \times t \times 100}{10^6 (100 - p)n} \text{ m}^3 \quad (4-75)$$

Hoặc sau bể aerôten:

$$W_b = \frac{(B_o - b) \times Q \times t \times 100}{10^6 (100 - p)} \text{ m}^3 \quad (4-76)$$

Trong đó:

Lượng cặn (màng sinh học lắng xuống tính theo đầu người: (nếu sau lọc sinh học nhỏ giọt: $a = 8$ g/ng.ng.đ; $p = 96\%$. Nếu sau lọc sinh học cao tải: $a = 28$ g/ng.ng.đ; $p = 96\%$.

N- Dân số tính toán;

n- Số bể lắng;

p- Độ ẩm của cặn lắng, nếu sau bể aerôten $p = 99,2\%$;

t- Thời gian giữa 2 lần xả cặn; $t = 1 - 2$ ngày đêm nếu sau lọc sinh học;
 $t = 2$ giờ nếu sau aerôten.

Q- Lưu lượng nước thải ngày đêm, $m^3/ng.đ$;

B_o - Lượng bùn hoạt tính dư (trước khi lắng), mg/l hoặc g/m^3 ;

a- Lượng chất lơ lửng trong nước ra khỏi bể lắng, mg/l hoặc g/m^3 .

Chú ý: trong trường hợp bể lắng đợt hai sau bể aerôten với chu kỳ xả cặn (thời gian cặn lưu lại trong đó) là $t = 2$ giờ khi xác định dung tích cặn theo công thức (4-46) và (4-47) cần phải chia cho 24 giờ.

Xả bùn khỏi bể được thực hiện dưới áp lực thủy tĩnh $0,9 - 1,2m$ qua ống đứng đường kính $200mm$.

Giữa phân công tác và phần bùn phải có lớp trung hòa $0,5m$. Vận tốc hướng lên tại mặt phẳng ngang với đầu dưới ống trung tâm - chỗ nước ra - phải không quá $0,8 - 0,9 mm/s$.

Khe hở giữa tấm chắn và mép ống trung tâm phải chọn sao cho vận tốc tại tiết diện vùng đó không quá $1,5 mm/s$.

4.5.2. Bể lắng ngang và bể lắng ly tâm đợt hai

Ở đây, giá trị cho trước để tính toán là B – hàm lượng chất lơ lửng trong nước ra khỏi bể lắng. Có thể xác định giá trị của B theo công thức của Orlôpski. A:

$$B = \frac{B_o}{b^{-1,04} \sqrt{B_o \times t + 1}}, \text{ mg/l} \quad (4-77)$$

Trong đó:

B_o - Hàm lượng bùn hoạt tính (chất lơ lửng) ở thời điểm bắt đầu lắng (sau $5 - 6$ phút). Theo kinh nghiệm $B_o = 150 mg/l$ khi xử lý hoàn toàn, và $200 mg/l$ khi xử lý không hoàn toàn;

t- Thời gian, phút;

b- BOD_5 của hỗn hợp nước và bùn sau xử lý (sau khi ra khỏi bể aerôten hoặc bể lọc sinh học) và có thể chọn theo bảng 4.8.

Ngược lại, theo điều kiện địa phương nếu hàm lượng chất lơ lửng cho phép trong nước sau khi ra khỏi bể lắng, nhờ công thức (4-77) ở trên có thể xác định được thời gian lắng cần thiết. Cũng có thể xác định thời gian lắng theo hàm lượng cho phép của các chất lơ lửng trong nước sau khi lắng theo bảng 4.9.

Tiếp đó, theo vận tốc đã chọn, lưu lượng nước thải, xác định dung tích cần thiết của công trình. Thường chọn vận tốc $V \leq 5 \text{ mm/s}$ đối với bể lắng ly tâm và lắng ngang đợt hai, trừ trường hợp xử lý không hoàn toàn (dưới 50%) trong bể aerôten thì chọn $V \leq 7 \text{ mm/s}$.

Cũng có thể tính toán theo tải trọng nước trên mặt thoáng của bể lắng. Phương pháp này cho kết quả không chính xác lắm. Song khi mở rộng nhà máy xử lý nước thải, tức là đã sẵn có các số liệu về tải trọng cho phép thì đây lại là phương pháp thích hợp. Thường chọn tải trọng tính toán khoảng $1,2 - 1,6 \text{ m}^3$ trên 1 m^2 diện tích mặt thoáng.

Dung tích phân bùn cũng xác định theo công thức (4-75), (4-76).

Bùn lắng xuống nhờ thanh gạt di động sẽ tập trung về hố thu ở trung tâm bể hoặc cùng các ống di động có vòi hút rồi xả ra khỏi bể lắng. Ở Liên bang Nga đã thiết kế định hình các bể lắng ly tâm có đường kính từ $18,7 - 40 \text{ m}$ và sâu $2,7 - 3,9 \text{ m}$.

Bộ phận cơ giới để xả bùn gồm động cơ điện và bốn ống đặt nằm ngang, mỗi ống có gắn 9 vòi hút bùn. Bùn sẽ qua các vòi hút rồi vào ống ngang rồi tiếp theo dưới áp lực thủy tĩnh chảy vào ống đặt dưới đáy bể lắng. Nếu dùng các vòi hút có thể giảm được độ sâu phần chứa bùn của bể vì khi đó có thể xây dựng đáy bể bằng phẳng, không cần dốc về trung tâm. Tốc độ vòng của hệ thống vòi hút bùn khoảng 1 vòng/h . Nước thải được phân phối vào bể lắng ly tâm qua ống đặt dưới bể và có đầu lọc thẳng đứng ở trung tâm.

Bảng 4.9. Sự phụ thuộc giữa thời gian lắng và hàm lượng chất lơ lửng (b) trong nước ra khỏi bể lắng đợt hai

Thời gian lắng t (giờ)	Hàm lượng chất lơ lửng trong nước sau khi lắng b (mg/l) khi BOD_{20} của nước thải đã xử lý (mg/l)					
	15	20	25	50	75	100
0,5	25	31	38	75	96	110
0,75	21	27	33	66	86	100
1,0	18	24	29	59	78	93
1,5	15	20	25	51	70	83

Chương 5

XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC HIẾU KHÍ ĐÍNH BẨM

Th.S. Huỳnh Thị Ngọc Hân

5.1. BẮN CHẤT CỦA QUÁ TRÌNH VI SINH VẬT HIẾU KHÍ ĐÍNH BẨM

5.1.1. Màng sinh học (màng vi sinh vật)

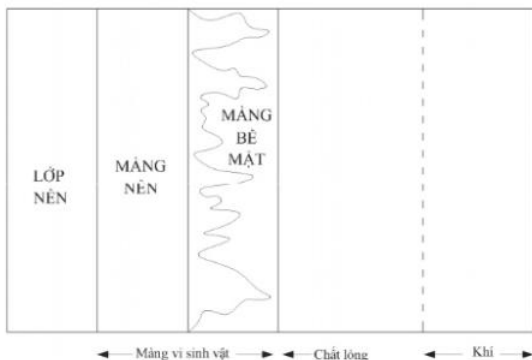
Quá trình vi sinh vật đính bám là một trong những quá trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học hiếu khí. Trong quá trình này vi sinh vật cố định đính bám và phát triển trên bề mặt vật liệu đệm dạng rắn tạo thành các lớp màng sinh học (biofilms) hay màng vi sinh vật.

Trong quá trình hoạt động, vi sinh vật tiếp xúc với nước thải và tiêu thụ cơ chất (chất hữu cơ, dinh dưỡng, khoáng chất) có trong nước thải và làm sạch nước thải. Trong quá trình vi sinh vật hiếu khí đính bám vẫn luôn tồn tại các chủng vi sinh kỵ khí ở lớp màng phía trong, nhiều hay ít tùy thuộc vào cường độ cấp khí.

Từ khi quá trình vi sinh vật đính bám được ứng dụng trong xử lý nước thải, đã có rất nhiều những nghiên cứu về cấu trúc của màng vi sinh vật. Theo thời gian và sự phát triển của các công cụ nghiên cứu, cấu trúc của màng sinh học ngày càng được sáng tỏ và là cơ sở để mô hình hoá những quá trình sinh học xảy ra bên trong màng sinh học đính bám.

Màng sinh học đính bám có cấu trúc rất phức tạp cả về cấu trúc vật lý và vi sinh. Cấu trúc cơ bản của một hệ thống màng sinh học bao gồm:

Vật liệu đệm (đá, sỏi, chất dẻo, than xi,... với nhiều loại kích thước và hình dạng khác nhau) có bề mặt rắn làm môi trường đính bám cho vi sinh vật. Lớp màng vi sinh vật phát triển đính bám trên bề mặt vật liệu đệm. Lớp màng vi sinh vật (microbial films) được chia thành hai lớp: lớp màng nền (base film) và lớp màng bề mặt (surface film). Hình 5.1 giới thiệu sơ đồ cấu tạo các lớp của màng sinh học.



Hình 5.1. Sơ đồ cấu tạo các lớp của màng sinh học

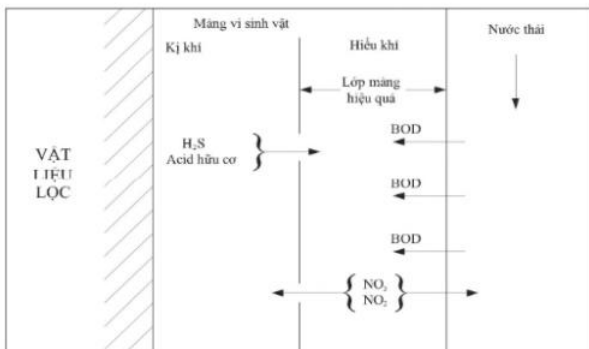
Cấu tạo của lớp màng sinh học bao gồm những đám vi sinh vật và một số vật chất khác liên kết trong ma trận cấu tạo bởi các polyme ngoại bào (gelatin) do vi sinh vật (cả *protozoa* và vi khuẩn) sản sinh trong quá trình trao đổi chất, quá trình tiêu hủy tế bào và do có sẵn trong nước thải. Thành phần chủ yếu của các polyme ngoại tế bào này là polysaccharid, prôtein.

Màng sinh học là một cấu trúc không đồng nhất bao gồm những cụm tế bào rời rạc bám dính với nhau trên bề mặt đậm, bên trong ma trận polymer ngoại tế bào, trong màng sinh học tồn tại những khoảng trống giữa những cụm tế bào theo chiều ngang và chiều đứng. Những khoảng trống này có vai trò như những lỗ rỗng theo chiều đứng và như những kênh vận chuyển theo chiều ngang. Kết quả là sự phân bố sinh khối trong màng sinh học không đồng nhất.

Sự vận chuyển cơ chất từ chất lỏng ngoài vào màng và giữa các vùng bên trong màng không chỉ bị chi phối bởi sự khuếch tán đơn thuần như những quan niệm cũ, chất lỏng có thể lưu chuyển qua những lỗ rỗng bởi quá trình khuếch tán và thẩm thấu, cả hai quá trình này đem vật chất tới cụm sinh khối và quá trình khuếch tán có thể xảy ra theo mọi hướng trong đó. Do đó, hệ số khuếch tán hiệu quả mô tả quá trình vận chuyển cơ chất, chất oxy hoá v.v... giữa pha lỏng và màng sinh học thay đổi theo chiều sâu của màng.

Nếu phân tích theo chủng loại vi sinh vật, lớp màng sinh học hiếu khí có thể chia thành hai lớp: lớp màng kỵ khí ở bên trong và lớp màng hiếu khí ở bên ngoài. Trong lớp màng sinh học luôn tồn tại đồng thời vi sinh vật kỵ khí và vi sinh vật hiếu khí, do chiều sâu của lớp màng lớn hơn nhiều so với đường kính của khối vi sinh vật,

ôxy hoà tan trong nước chỉ khuếch tán vào gần bề mặt màng và làm cho lớp màng phía ngoài trở thành hiếu khí, còn lớp màng bên trong không tiếp xúc được với ôxy trở thành lớp màng kỵ khí. Cấu tạo màng vi sinh vật (VSV) được giới thiệu ở hình 5.2.



Hình 5.2. Cấu tạo màng vi sinh vật

Lớp màng vi sinh vật phát triển trên bề mặt vật liệu đệm tiêu thụ cơ chất như chất hữu cơ, ôxy, nguyên tố vết (các chất vi lượng) v.v... từ nước thải tiếp xúc với màng cho hoạt động của mình. Quá trình tiêu thụ cơ chất như sau: đầu tiên cơ chất từ chất lỏng tiếp xúc với bề mặt màng, sau đó vận chuyển vào màng sinh học theo cơ chế khuếch tán phân tử. Trong màng sinh học diễn ra quá trình tiêu thụ cơ chất và quá trình trao đổi chất của vi sinh vật trong màng.

Đối với những loại cơ chất ở thể rắn, dạng lơ lửng hoặc có phân tử khối lớn không thể khuếch tán vào màng được chúng sẽ phân huỷ thành dạng có phân tử nhỏ hơn tại bề mặt màng, sau đó mới tiếp tục quá trình vận chuyển và tiêu thụ trong màng vi sinh giống như trên. Sản phẩm cuối cùng của quá trình trao đổi được vận chuyển ra khỏi màng vào trong chất lỏng. Quá trình tiêu thụ cơ chất như sau:

Màng hiếu khí

Chất hữu cơ + ôxy + nguyên tố vết = Sinh khối của vi khuẩn + sản phẩm cuối

Màng kỵ khí

Chất hữu cơ + nguyên tố vết = Sinh khối của vi khuẩn + sản phẩm cuối

Các phương trình trên miêu tả chung quá trình tiêu thụ cơ chất bởi vi sinh vật, không chỉ riêng đối với quá trình màng sinh học. Khi một trong những thành phần cần thiết cho vi sinh vật bị thiếu, những phản ứng sinh học sẽ xảy ra không đều. Nếu

một trong những cơ chất bị hết ở một chiều sâu nào đó của màng vi sinh vật, tại đó những phản ứng sinh học có liên quan đến cơ chất này sẽ không xảy ra, và cơ chất này được gọi là cơ chất giới hạn quá trình, đồng thời chiều sâu hiệu quả của màng vi sinh cũng được xác định từ đó.

Các nguyên tố vết như nitơ, photpho, và kim loại vi lượng nếu không có đủ trong nước thải theo tỉ lệ phản ứng sinh học sẽ trở thành yếu tố giới hạn trong màng vi sinh. Tương tự, chất hữu cơ hoặc oxy cũng có thể trở thành yếu tố giới hạn trong màng hiếu khí. Nếu nồng độ oxy hoà tan trong nước thải tiếp xúc với màng thấp hơn nồng độ chất hữu cơ, oxy hoà tan sẽ trở thành yếu tố giới hạn. Do đó, trong trường hợp màng hiếu khí, lớp màng ở bên trong tiêu thụ hết oxy trở thành thiếu khí hoặc kỵ khí.

Lớp màng kỵ khí không đóng vai trò trực tiếp trong việc xử lý nước thải. Tuy nhiên, trong lớp màng kỵ khí có thể diễn ra các quá trình hoá lỏng, lên men axit chất hữu cơ dạng rắn, oxy hóa chất hữu cơ và hình thành sunfit, hoặc khử nitrit tạo ra từ lớp màng hiếu khí. Vì vậy, sự tồn tại đồng thời hoạt động hiếu khí và kỵ khí trong lớp màng sinh học là một yếu tố rất quan trọng trong quá trình vi sinh vật dính bám.

Quy luật chung trong sự phát triển của màng sinh học bởi quá trình tiêu thụ cơ chất có trong nước thải và xử lý nước thải như sau: quá trình vi sinh vật phát triển dính bám có 3 giai đoạn:

- *Giai đoạn 1:* có dạng logarit, khi màng vi sinh vật còn mỏng và chưa bao phủ hết bề mặt rắn. Trong điều kiện này, tất cả vi sinh vật phát triển như nhau, cùng điều kiện, sự phát triển giống như quá trình vi sinh vật lơ lửng.

- *Giai đoạn 2:* độ dày màng trở nên lớn hơn bề dày hiệu quả. Trong giai đoạn này, tốc độ phát triển là hằng số vì bề dày lớp màng hiệu quả không thay đổi bất chấp sự thay đổi của toàn bộ lớp màng, và tổng lượng vi sinh đang phát triển cũng không thay đổi trong suốt quá trình này. Lượng cơ chất tiêu thụ chỉ dùng để duy trì sự trao đổi chất của vi sinh vật, và không có sự gia tăng sinh khối. Lượng cơ chất đưa vào phải đủ cho quá trình trao đổi chất, nếu không sẽ có sự suy giảm sinh khối và lớp màng sẽ bị mỏng dần đi nhằm đạt tới cân bằng mới giữa cơ chất và sinh khối.

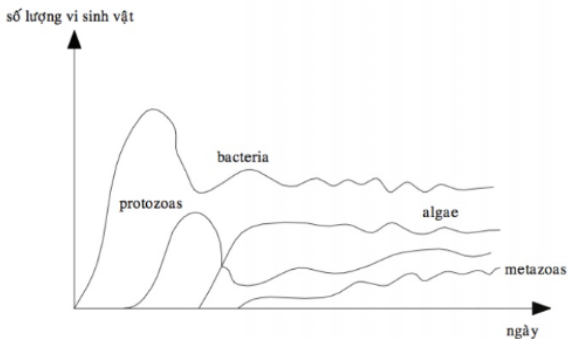
- *Giai đoạn 3:* bề dày lớp màng trở nên ổn định, khi đó tốc độ phát triển màng cân bằng với tốc độ suy giảm bởi sự phân huỷ nội bào, phân huỷ theo dây chuyền thực phẩm, hoặc bị rửa trôi bởi lực cắt của dòng chảy. Trong quá trình phát triển của màng sinh học, vi sinh vật thay đổi cả về chủng loại và số lượng. Lúc đầu hầu hết sinh khối là vi khuẩn, sau đó *protozoas* và tiếp đến là *metazoas* ăn màng vi sinh vật làm giảm lượng bùn dư. Tuy nhiên, trong điều kiện môi trường nào đó, chẳng hạn nhiệt độ nước hay chất lượng nước thuận lợi cho *metazoas* phát triển quá, sẽ ăn quá nhiều màng vi sinh làm ảnh hưởng tới khả năng xử lý nước thải.

Có 2 loài thực dưỡng sống trong màng vi sinh vật:

- Loài ăn vi khuẩn lơ lửng và thải ra chất kết dính, kết quả là làm tăng tốc độ xử lý nước thải.

- Loài ăn vi khuẩn trong màng vi sinh thúc đẩy sự phân tán sinh khối.

Nếu 2 loài trên có sự cân bằng hợp lý thì hiệu quả khoáng hoá chất hữu cơ và xử lý nước thải cao.



Hình 5.3. Mô tả vi sinh trong màng

Mỗi nhóm VSV trong quá trình xử lý sinh học hiếu khí dính bám nước thải đều có nhiệm vụ riêng:

- **Vi khuẩn:** Vi khuẩn (VK) có nhiệm vụ hấp thu và phân huỷ các chất hữu cơ bị giữ lại trên màng sinh học bởi các enzyme ngoại bào. Các VK thường gặp: *Zooglen*, *Pseudomonas*, VK hình sợi *Sphaerotilus*, VK nitrát hoá: *Nitrosomonas*, *Nitrobacter*.

- **Nấm:** Nấm tồn tại trong bể lọc sinh học có nhiệm vụ giúp cho ôxy hoà tan vào sâu phía trong của màng VSV. Loại nấm thường gặp: *Fusarium*, *Penicillium*, *Aspergillus*, nấm men;

- **Nguyên sinh động vật:** Nguyên sinh động vật giúp duy trì ổn định độ dày của màng VSV;

- **Luân trùng:** là các sinh vật có kích thước lớn từ 100 đến 500µm, các loại luân trùng thường gặp: *Bdelloidea* (*Philodinaspp*, *Habrotrocha spp*) và *Monogononta* (*Lecane spp*, *Notommata spp*). Luân trùng ăn các vi khuẩn lơ lửng trong nước thải góp phần làm giảm độ đục của nước thải;

- **Động vật không xương sống:** Các ấu trùng, côn trùng ăn và chọc thủng màng VSV tránh tắc nghẽn lớp vật liệu lọc.

5.1.2. Các đặc tính của màng sinh học

5.1.2.1. Đặc tính sinh học

a) Sinh khối trong bể lọc sinh học

Sinh khối trong bể lọc sinh học khá lớn. Nồng độ sinh khối (MLSS) khoảng 20 – 40 kg/m³ trong đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay, 10 – 20 kg/m³ trong bể lọc sinh học ngập nước, và 5 – 7 kg/m³ bể lọc nhỏ giọt. Mặt khác, quá trình vi sinh vật dính bám sản sinh ra ít bùn hơn so với quá trình bùn hoạt tính vì chuỗi thức ăn dài hơn. Thương số của tổng chất rắn sinh học (S) và lượng bùn dư hằng ngày (ΔS) cho ta thời gian lưu bùn (tuổi bùn A_s) và được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{S}{\Delta S} \quad (5-1)$$

Từ tuổi bùn, biết được thời gian tồn tại của bùn trong công trình xử lý. Trong trạng thái tĩnh, bùn dư trong hệ thống cân bằng với lượng bùn lấy ra khỏi công trình. Trong hệ thống như vậy, sự thay đổi về số lượng của một loài vi sinh vật (n) trong bùn được cho bởi phương trình:

$$\frac{dn}{dt} = \mu n - \frac{n}{A_s} = \left(\mu - \frac{1}{A_s} \right) n \quad (5-2)$$

Trong đó:

μ - Tốc độ phát triển xác định của vi sinh vật;

t- Thời gian.

Từ phương trình trên cho thấy, nếu $\mu < 1/A_s$, n sẽ giảm theo thời gian tới khi loài đó biến mất. Nói cách khác, đối với những loài vi sinh vật với tốc độ phát triển nhỏ, để có thể phát triển thì tuổi bùn hay thời gian lưu bùn A_s phải đủ lớn.

Trong quá trình màng vi sinh vật, lượng chất rắn sinh học trong thiết bị xử lý lớn và nếu lượng bùn dư nhỏ thì A_s sẽ rất lớn. Do đó, số lượng loài vi sinh vật trở nên phong phú, và vi sinh vật chiếm vai trò cao hơn trong chuỗi thức ăn. Loài *metazoas* có kích thước lớn, với chiều dài từ vài mm tới vài cm, lấy thức ăn là màng vi sinh vật do đó làm giảm lượng bùn dư. Hơn nữa, một hệ sinh thái với hệ vi sinh đa dạng cao là một hệ thống ổn định với hiệu quả xử lý ổn định. Những loài vi khuẩn sử dụng cơ chất đồng hoá chậm hay cơ chất có giá trị phát triển sinh khối thấp sẽ có tốc độ phát triển nhỏ tương ứng. Như vậy, quá trình màng sinh học có những ưu điểm lớn trong quá trình loại bỏ những cơ chất.

b) Sự tồn tại đồng thời của VSV hiếu khí và kỵ khí trong màng sinh học

Màng sinh học luôn có loài kỵ khí dù ít hay nhiều ngay cả trong quá trình hiếu khí. Thường lớp ngoài cùng của màng sinh học là lớp hiếu khí, bên trong là lớp kỵ khí. Bề dày của lớp hiếu khí không đổi trong một điều kiện hoạt động nhất định, khi bề dày của lớp hiếu khí tăng theo tốc độ phát triển của vi sinh vật, phía trong của lớp hiếu khí sẽ chuyển thành kỵ khí vì thiếu oxy. Một trong những vai trò của lớp kỵ khí là hoá lỏng những chất rắn do màng sinh ra, góp phần làm giảm lượng bùn dư. Sự tồn tại đồng thời của hai lớp màng hiếu khí và kỵ khí có khả năng loại bỏ nitơ trong nước thải, bởi vì đồng thời xảy ra quá trình nitrát hoá và khử nitrát. Theo đó, lớp hiếu khí đóng vai trò nitrát hoá và lớp kỵ khí đóng vai trò khử nitrát. Một phần nitrát sản sinh trong lớp hiếu khí đi ra chất lỏng, phần còn lại bị lớp kỵ khí chuyển thành N_2 . Khi nồng độ oxy hoà tan cao, bề dày lớp hiếu khí lớn thì quá trình nitrát hoá nhanh và mạnh hơn, nhưng tỷ lệ khử nitrát giảm vì bề dày của màng kỵ khí giảm đi. Ngược lại, nếu nồng độ oxy hoà tan trong nước quá thấp thì khả năng khử nitrát lớn nhưng khả năng nitrát hoá bị giảm. Do đó, lượng oxy hoà tan tối ưu trong nước thải sẽ có khả năng loại bỏ nitơ tốt nhất. Vì vậy, cần có sự sục khí thích hợp để có được sự loại bỏ nitơ lớn nhất.

5.1.2.2. Đặc tính về khả năng loại bỏ cơ chất

Khả năng loại bỏ cơ chất của quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám khác hoàn toàn với quá trình vi sinh vật hiếu khí lơ lửng như bùn hoạt tính. Sự khác biệt chủ yếu là:

- **Thứ nhất:** Phản ứng sinh học hiếu khí dính bám được điều chỉnh bởi quá trình khuếch tán và quá trình tiêu thụ cơ chất trong màng sinh học. Quá trình khuếch tán là quá trình hoá lý ít chịu ảnh hưởng bởi nhiệt độ và có khả năng hạn chế tốc độ loại bỏ cơ chất khi bề dày của màng sinh học đạt tới giá trị đủ lớn. Trong màng sinh học sự phụ thuộc của tốc độ loại bỏ cơ chất vào nhiệt độ thường ít hơn so với quá trình vi sinh vật hiếu khí lơ lửng (quá trình bùn hoạt tính) và khả năng xử lý có phần ổn định hơn.

- **Thứ hai:** quan tâm đến quá trình loại bỏ các hạt rắn, các hạt lơ lửng cũng như những vấn đề liên quan đến sự vận chuyển cơ chất bởi quá trình khuếch tán. Trong quá trình xử lý dùng vi sinh vật lơ lửng, các hạt rắn và các hạt lơ lửng rất dễ hoà trộn với vi sinh vật, chúng được tiêu thụ và trao đổi chất ngay lập tức.

Trong quá trình màng sinh học, các chất rắn lơ lửng hầu như không thể xâm nhập vào màng vì hệ số khuếch tán phân tử của cơ chất tỷ lệ với khối lượng phân tử của chúng, hệ số khuếch tán phân tử của những hợp chất có khối lượng phân tử lớn (lên

đến 1.000 đv C) nhỏ hơn nhiều so với những hợp chất có khối lượng phân tử nhỏ (khoảng 100 đv C). Các chất rắn này bị giữ lại trên bề mặt màng và trước khi có thể xâm nhập vào màng sẽ xảy ra quá trình thủy phân để bề gãy các phân tử lớn thành các phân tử nhỏ hơn.

5.1.2.3. *Đặc tính dinh bám của màng sinh học hiếu khí dính bám*

Khả năng dinh bám của màng sinh học hiếu khí trên bề mặt rắn là một nhân tố quan trọng của quá trình màng sinh học vì nó thường ảnh hưởng đến tốc độ phát triển và khả năng tẩy rửa màng sinh học. Có hai nhân tố hoá lý ảnh hưởng đến khả năng dinh bám của màng sinh học:

Tác nhân thứ nhất là hiện tượng tĩnh điện: sự vận chuyển điện tích trên bề mặt của vi sinh vật có nguyên nhân của sự phân ly các gốc cơ bản amin, cacboxyl, photphat và các gốc tương đương, vì vậy tình trạng vận chuyển điện tích ảnh hưởng đến pH của dung dịch. Bề mặt của vi sinh vật có sự vận chuyển điện tích (mang điện tích) rõ ràng khi pH của dung dịch nhỏ hơn giá trị mà ở đó bề mặt không có sự vận chuyển điện tích. Khi điểm đẳng điện của bề mặt vi sinh vật thay đổi trong vùng axit ($\text{pH} = 4 - 5$), tế bào vi sinh vật trong nước trung tính được coi như là hạt keo với sự vận chuyển điện tích âm. Hơn nữa, lực kéo tĩnh điện hoạt động giữa các vi sinh vật và các phân tử hay bề mặt rắn với một sự vận chuyển điện tích rõ ràng, vì vậy chúng có thể dính chặt dễ dàng. Mặt khác, sự bám dính của vi sinh vật lên các phân tử hay bề mặt rắn với sự vận chuyển điện tích âm rất khó nhận ra.

Hiện tượng dẫn điện được quy vào quá trình vật lý, nhưng chỉ có những điểm quan trọng của sự dinh bám màng sinh học được đề cập đến. Ở vùng lân cận của các bề mặt mang điện, một lớp điện tích kép được hình thành và dẫn đến phản tử cùng loại tiến đến gần nhau hơn, lực đẩy sinh ra bởi sự chồng chập 2 lớp điện tử và lực Van der Waal sẽ hoạt động. Tổng năng lượng V_T của sự tương tác giữa 2 phần tử được xác định bằng tổng lực đẩy V_R do sự chồng chập các lớp điện tích và lực Van der Waal V_A :

$$V_T = V_R + V_A \quad (5-3)$$

Khi khoảng cách giữa 2 phần tử rất nhỏ, các bề mặt sẽ đẩy lẫn nhau (lực đẩy Born), vì vậy V_T sẽ tăng nhanh theo sự giảm khoảng cách. Giá trị cực đại của V_T là hàng rào năng lượng mà các phần tử phải vượt qua và độ lớn này sẽ giảm mạnh khi độ dày của lớp màng điện tích kép bị khử bởi sự điều chỉnh pH hoặc dung dịch các chất điện phân.

Khi sự tương tác năng lượng giữa tế bào vi sinh vật và bề mặt rắn chứa đựng năng lượng của lực đẩy Born, dẫn đến sự tồn tại của 2 điểm ở đó tổng năng lượng là

cực tiểu. Tại điểm cực tiểu thứ nhất, tổng năng lượng là cực nhỏ, tế bào vi sinh bị hấp thụ với độ vững chắc cao, nhưng để vượt qua điểm này, tế bào vi sinh vật phải vượt qua rào cản điện thế V_{max} , mức năng lượng này cao hơn nhiều so với năng lượng chuyển động hỗn loạn Brown hoặc sự chuyển động hỗn loạn của các roi, tua của vi sinh vật. Do vậy chúng không thể đến gần mức năng lượng của điểm cực tiểu thứ hai, ngoài ra điểm thứ hai không đủ thấp để tạo sự hấp phụ vững chắc, nhưng tế bào được hấp phụ tạm thời tại điểm này và sau đó hấp phụ được tăng cường bởi các tiêm mao hoặc các hợp chất cao phân tử của tế bào.

Tác nhân thứ hai là đặc tính vật lý của bề mặt rắn có ảnh hưởng đến khả năng dính bám của màng vi sinh vật. Các quan sát cho thấy bề mặt gồ gề có ảnh hưởng đến thời kỳ đầu hình thành lớp màng và số lượng gắn kết cao hơn nhiều so với bề mặt nhẵn. Nhưng sự gồ gề của bề mặt không phải là nhân tố quan trọng trong tổng lượng màng sinh học được tạo thành. Theo các nghiên cứu khi so sánh đặc tính dính bám của màng sinh học trên các vật liệu: polyvinylchloride (bề mặt không xử lý) và polyethylen (A), vật liệu lọc cùng loại được chà láng bằng giấy nhám mịn (B), chà bằng giấy thô (C) và gắn chúng vào một đĩa trong đơn vị lọc tiếp xúc quay. Và kết quả cho thấy tốc độ kết dính và tổng lượng kết dính như sau $A < B < C$. Vậy độ gồ gề ít ảnh hưởng đến sự kết hợp của màng sinh học trên bề mặt rắn, nó chỉ ảnh hưởng đến tổng lượng màng bám dính và đặc tính bám dính thay đổi theo điều kiện sinh lý của vi sinh vật.

Ngoài ra, khả năng dính bám của màng cũng phụ thuộc vào vận tốc dòng nước chảy qua bề mặt màng. Tốc độ cao ảnh hưởng đến sự hình thành lớp màng cơ bản, nhưng khi lớp màng đã hình thành thì tốc độ dòng chảy càng cao thì sự sinh trưởng càng tăng nhanh.

5.1.2.4. Ưu điểm của màng sinh học hiếu khí dính bám

a) Quản lý vận hành dễ dàng công trình xử lý

Ưu điểm quan trọng nhất của quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám so với quá trình vi sinh vật hiếu khí lơ lửng là sự dễ dàng trong vận hành công trình xử lý (bể lọc sinh học). Việc vận hành bể bùn hoạt tính đòi hỏi phải duy trì các thông số như nồng độ vào ổn định, khả năng lắng của bùn, tuần hoàn bùn hoạt tính và loại bỏ bùn dư, v.v... Đặc biệt khi sự phát triển quá mức vi khuẩn *Filamentous* như *Sphaerotilus natans*, *beggiatoa* v.v... làm giảm khả năng lắng của bùn và gây khó khăn trong việc vận hành bể. Trong quá trình vi sinh dính bám những điều kiện vận hành như trên hầu như không cần quan tâm đến.

Trong khi bể lắng 2 sau bể aerôten còn nhiệm vụ duy trì nồng độ bùn hoạt tính trong bể thì bể lắng 2 sau bể lọc sinh học chỉ có tác dụng loại bỏ chất rắn sinh học

(lớp màng VSV già cổ bị bong ra khỏi vật liệu lọc trôi theo nước thải) mà không ảnh hưởng tới hoạt động của màng sinh học hiếu khí. Do tác dụng của chuỗi thức ăn tồn tại trong quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám dài nên lượng bùn dư sinh ra ít, do vậy sẽ làm giảm phức tạp trong quá trình vận hành cũng như làm cho hệ thống công trình xử lý đơn vị đơn giản hơn. Tuy vậy, sự đơn giản trong vận hành dẫn tới khả năng điều chỉnh tình trạng của công trình xử lý đang hoạt động thấp. Với bùn hoạt tính có thể điều chỉnh nồng độ bùn trong bể bằng cách điều chỉnh lượng bùn hoạt tính tuần hoàn từ bể lắng 2, hay muốn tăng khả năng loại bỏ nitơ có thể tăng thời gian lưu bùn, nói chung thì có thể điều khiển các thông số để đảm bảo hiệu quả xử lý nước thải trong bùn hoạt tính. Trái lại đối với quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám không thể điều chỉnh được chính xác sinh khối trong hệ thống, các chủng vi sinh vật bởi vì không có một phương pháp hiệu quả nào được tìm thấy nhằm điều khiển quá trình này. Có thể nói rằng thông số có thể được điều khiển để vận hành quá trình màng vi sinh vật chỉ có chất lượng nước đầu vào và cường độ sục khí.

b) Khởi động nhanh quá trình xử lý

Trong quá trình bùn hoạt tính, thời gian khởi động tối thiểu khoảng 1 tháng để đạt được hiệu quả ổn định và thông thường là 2 tháng. So với quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám, thời gian khởi động khoảng 2 tuần đối với bể lọc sinh học ngập nước và bể lọc sinh học tiếp xúc quay, và thời gian dài hơn đối với bể lọc sinh học nhò giọt.

Nguyên nhân làm cho thời gian khởi động của quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám ngắn hơn là do hầu hết sinh khối sinh ra đều tích lũy lại mà không bị tiêu thụ sớm trong quá trình khởi động, khi màng sinh học còn mỏng. Nhờ vậy việc khôi phục vận hành cũng rất nhanh ngay cả khi một lượng lớn sinh khối bị suy giảm do một lý do nào đó. Quá trình cũng chịu được sự thay đổi bất thường về tải trọng hữu cơ.

c) Khả năng loại bỏ những cơ chất phân huỷ chậm

Có hai quan điểm giải thích về khả năng loại bỏ những cơ chất phân huỷ chậm của quá trình màng vi sinh vật. Những cơ chất có chứa các loại chất hữu cơ như polyvinyl alcohol (PCA), linear alkylbenzen sulfonate (LAS), lignin, các hợp chất hữu cơ có gốc clo hay các chất vô cơ như nitrat, syanit, v.v... Những hợp chất này đều là các hợp chất có thể phân huỷ sinh học, tuy nhiên tốc độ phân huỷ rất chậm, và tốc độ tăng trưởng của các loài vi sinh sử dụng các hợp chất trên làm cơ chất chính rất thấp. Ví dụ tốc độ tăng trưởng của vi khuẩn nitơ *Nitrosomonas* chỉ bằng 1/10 tốc độ phát triển của *Escherichia coli*. Các loài vi sinh vật có tốc độ tăng trưởng nhỏ có khả năng loại bỏ các cơ chất phân huỷ chậm.

Nguyên nhân thứ hai liên quan đến tỉ lệ của bề dày màng hiệu quả với bề dày của tổng màng. Nói chung, tốc độ tiêu thụ một cơ chất chậm liên quan đến sự vận chuyển bởi quá trình khuếch tán phân tử của nó, độ sâu nó có thể vào trong màng sinh học tương ứng với độ sâu của lớp màng hiệu quả. Nói cách khác, nếu tốc độ tiêu thụ một cơ chất nhỏ thì lượng vi sinh cần thiết sẽ tương ứng và ngược lại. Vì vậy, sự khác biệt về khả năng phân huỷ sinh học sẽ không ảnh hưởng trực tiếp tới tốc độ tiêu thụ cơ chất của màng vi sinh vật. Do đó, màng sinh học thích hợp để xử lý những loại nước thải có chứa những cơ chất phân huỷ sinh học chậm.

d) Khả năng chịu biến động về nhiệt độ và tải lượng ô nhiễm

Tốc độ khuếch tán và phản ứng sinh học đều giảm khi nhiệt độ giảm, và mức độ phụ thuộc của phản ứng sinh học quan trọng hơn sự khuếch tán. Năng lượng hoạt hoá được dùng để đánh giá mức độ phụ thuộc của phản ứng sinh học vào nhiệt độ, năng lượng càng lớn sự phụ thuộc càng cao. Năng lượng hoạt hoá của khuếch tán phân tử chỉ vài kcal/mol, trong khi đó năng lượng hoạt hoá của phản ứng sinh học khoảng 20 – 30 kcal/mol. Do vậy, ngay cả khi nhiệt độ nước thải xuống thấp, tốc độ tiêu thụ cơ chất bởi màng sinh học cũng không ảnh hưởng lớn bằng bản thân tốc độ phản ứng sinh học nội tại với động lực phản ứng giống như đối với cơ chất phân huỷ chậm, do tốc độ khuếch tán phân tử giảm chậm hơn nhiều tốc độ phản ứng theo nhiệt độ.

Ngược lại, khi nhiệt độ nước tăng tốc độ tiêu thụ cơ chất cũng không tăng nhiều như phản ứng sinh học nội tại. Vậy hiệu quả xử lý của màng sinh học ổn định ít phụ thuộc vào sự thay đổi nhiệt độ.

Đối với sự thay đổi tải lượng ô nhiễm thì hiệu quả xử lý cũng ổn định. Khi tải lượng đầu vào tăng lên thì nồng độ cơ chất trên bề mặt của màng tăng tương ứng, do vậy bề dày hiệu quả của màng cũng tăng theo. Ngược lại, khi tải lượng ô nhiễm giảm thì bề dày màng cũng giảm theo. Kết quả là hiệu quả xử lý được giữ ổn định.

e) Sự đa dạng về công trình xử lý

Trong bể lọc sinh học ngập nước, đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay hay bể lọc nhỏ giọt thì hình dạng, kích thước, loại vật liệu, phương pháp bố trí vật liệu đệm làm giá thể cũng rất đa dạng. Mặc dù, không có sự khác biệt nhiều về diện tích bề mặt riêng (thể tích màng/ thể tích công trình) giữa các loại công trình trên, nhưng đối với công trình sử dụng vật liệu dạng lơ lửng có diện tích bề mặt màng lớn so với các công trình khác với tải trọng hữu cơ lớn hơn.

Quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám có thể áp dụng để xử lý nhiều loại nước thải khác nhau. Cụ thể bể lọc sinh học sử dụng vật liệu đệm lơ lửng dùng để xử lý nước thải có nồng độ chất hữu cơ từ vài trăm đến vài ngàn mg/l, bể lọc sinh học

ngập nước, đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay và bể lọc sinh học nhỏ giọt lại thích hợp khi xử lý nước thải nồng độ chất hữu cơ thấp từ vài chục đến vài trăm mg/l, thường dùng để xử lý bậc hai.

f) Hiệu quả cao đối với nước thải có nồng độ ô nhiễm thấp

Thực nghiệm cho thấy không thể xử lý nước thải có nồng độ BOD thấp hơn 20 mg/l bằng quá trình bùn hoạt tính, vì rất khó duy trì giá trị MLSS và hiệu quả xử lý. Tuy nhiên, đối với quá trình màng vi sinh vật chỉ cần nồng độ cơ chất cao hơn giá trị cần thiết để duy trì sự trao đổi chất (giá trị rất thấp), nước thải với nồng độ cơ chất thay đổi trong khoảng rộng vẫn đảm bảo được hiệu quả xử lý. Đối với màng sinh học nước thải có nồng độ cơ chất càng thấp càng dễ xử lý.

5.1.2.5. Hạn chế của màng sinh học hiếu khí dính bám

a) Không có khả năng điều khiển sinh khối

Thông thường không dễ dàng để điều khiển sinh khối trong màng sinh học dính bám. Hơn nữa, sự tăng bề dày màng vượt quá một giá trị bề dày hiệu quả không đóng góp gì vào việc xử lý ô nhiễm mà còn làm giảm diện tích hiệu quả của màng sinh học hiếu khí dính bám và thời gian lưu nước trong bể xử lý.

Không có khả năng kiểm soát được sinh khối do không thể kiểm soát được thời gian lưu bùn và do đó không kiểm soát được các loài vi sinh vật có trong màng. Trong quá trình bùn hoạt tính, để ngăn chặn sự phát triển của vi khuẩn nitơ, nhằm kìm hãm quá trình nitrát hoá thì thời gian lưu bùn chỉ cần rút ngắn lại. Ngược lại, để thúc đẩy quá trình nitrát hoá hay phát triển *protozoa* và *metazoa* chỉ cần tăng thời gian lưu bùn bằng cách giảm lượng bùn hoạt tính dư lấy ra. Vì vậy hoàn toàn có thể điều khiển được các loài vi sinh có trong bùn hoạt tính.

Đối với quá trình màng vi sinh vật, sự đa dạng sinh học cao, dẫn tới chuỗi thức ăn được kéo dài và làm giảm lượng bùn dư. Không có phương pháp nào được phát triển để kiểm soát số lượng loài vi sinh có trong màng, do đó sự phát triển quá mức của một số vi sinh vật cỡ lớn như *daphnia* hay *nais* sẽ xâm chiếm màng sinh học, chiếm bậc cao trong chuỗi thức ăn và làm giảm khả năng xử lý của công trình xử lý vì chúng ăn một lượng lớn các vi sinh vật khác và sản sinh ra các sản phẩm bền khó lắng trong nước thải đầu ra. Do vậy, quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám có rất ít các yếu tố điều khiển, nên dễ vận hành nhưng khó điều khiển để đạt hiệu quả xử lý cao.

b) Tốc độ xử lý bị hạn chế bởi quá trình khuếch tán

Trong quá trình vi sinh vật hiếu khí dính bám, các yếu tố điều khiển quá trình xử lý nước thải là sự vận chuyển cơ chất và ôxy vào màng sinh học và tốc độ phản ứng

sinh học của vi sinh vật. Trong đa số trường hợp, sự vận chuyển cơ chất bởi quá trình khuếch tán trở thành yếu tố hạn chế tốc độ phản ứng (sự hạn chế khuếch tán), nồng độ cơ chất trở thành yếu tố điều khiển quá trình xử lý.

Màng sinh học càng dày, nồng độ ôxy trong nước thải càng cao thì tốc độ phản ứng càng cao. Nồng độ ôxy hoà tan phải được duy trì cao trong nước thải khi thiết kế bể lọc sinh học hiếu khí, do vậy năng lượng sục khí cũng phải cao tương ứng. Do đó, để hạn chế ảnh hưởng của quá trình khuếch tán, diện tích màng vi sinh vật phải đủ lớn tương ứng với lượng sinh khối lớn. Như vậy, cần sử dụng vật liệu làm giá thể phải có diện tích bề mặt riêng lớn.

Thêm vào đó, vận tốc nước chảy trên bề mặt màng phải đủ lớn để duy trì bề dày hiệu quả của màng thích hợp để tăng cường khả năng khuếch tán của cơ chất và ôxy vào trong lớp màng. Hơn nữa cần phải thiết kế thiết bị xử lý sao cho vận tốc nước chảy đều ở mọi nơi trong khối vật liệu đệm.

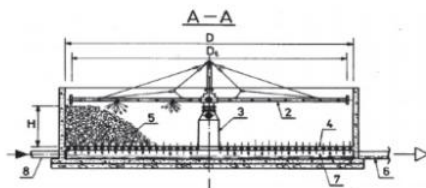
5.2. CÁC LOẠI BỂ LỌC SINH HỌC

Các loại công trình xử lý nước thải với quá trình VSV hiếu khí dính bám gồm có:

- Bể lọc sinh học nhỏ giọt;
- Đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay (RBC);
- Bể Biofor.

5.2.1. Bể lọc sinh học nhỏ giọt (Trickling Filter)

Sơ đồ của bể lọc sinh học nhỏ giọt được giới thiệu ở hình 5.4 và hình 5.5.



1. Bể lọc sinh học;
2. Hệ thống phân phối nước;
3. Trụ đỡ hệ thống phân phối nước;
4. Sàn đỡ lớp vật liệu lọc có đục lỗ;
5. Lớp vật liệu lọc;
6. Dẫn nước ra;
7. Thu nước sau xử lý;
8. Dẫn không khí vào.

Hình 5.4. Sơ đồ cấu tạo bể lọc sinh học

Bể lọc sinh học nhỏ giọt là bể phản ứng sinh học trong đó các vi sinh vật sinh trưởng cố định trên lớp vật liệu lọc. Bể lọc hiện đại bao gồm một lớp vật liệu dễ thấm nước với vi sinh vật dính kết trên đó. Nước thải đi qua lớp vật liệu này sẽ thấm hoặc nhỏ giọt trên đó. Vật liệu lọc thường là đá dăm hoặc các khối vật liệu dẻo có hình thù khác nhau. Nếu vật liệu lọc là đá hoặc sỏi thì kích thước hạt dao động trong khoảng 25 – 100mm, chiều cao lớp vật liệu dao động trong khoảng 0,9 – 2,5 m,

trung bình là 1,8m. Bể lọc với vật liệu là đá dăm thường có dạng tròn. Nước thải được phân phối trên lớp vật liệu lọc nhờ bộ phận phân phối. Bể lọc với vật liệu lọc là chất dẻo có thể dạng tròn, vuông, hoặc nhiều dạng khác với chiều cao biến đổi từ 4 – 12m. Ba loại vật liệu bằng chất dẻo thường dùng là vật liệu với dòng chảy thẳng đứng, vật liệu với dòng chảy ngang, vật liệu đa dạng.



Hình 5.5. Hình ảnh của bể lọc sinh học nhỏ giọt

Chất hữu cơ sẽ bị phân huỷ bởi quần thể vi sinh vật dính kết trên lớp vật liệu lọc. Các chất hữu cơ có trong nước thải sẽ bị hấp phụ vào màng sinh học dày 0,1 – 0,2 mm và bị phân huỷ bởi vi sinh vật hiếu khí. Khi vi sinh vật sinh trưởng và phát triển, bề dày lớp màng tăng lên, do đó ôxy đã bị tiêu thụ trước khi khuếch tán hết chiều dày lớp màng sinh học. Như vậy, môi trường kỵ khí được hình thành ngay sát bề mặt vật liệu lọc.

Khi chiều dày lớp màng tăng lên, quá trình đồng hoá chất hữu cơ xảy ra trước khi chúng tiếp xúc với vi sinh vật gần bề mặt vật liệu lọc. Kết quả là vi sinh vật ở đây bị phân huỷ nội bào, không còn khả năng dính bám lên bề mặt vật liệu lọc và bị rửa trôi.

Tính toán bể lọc sinh học nhỏ giọt

Thể tích của bể lọc sinh học nhỏ giọt, W:

$$W = \frac{(L_a - L_t) \times Q}{NO}, m^3 \quad (5-4)$$

Trong đó:

L_a - BOD₅ của nước thải dẫn vào bể, mg/l;

L_t - BOD₅ của nước thải sau khi xử lý, mg/l;

Q- Lưu lượng trung bình giờ, m³/h;

NO- Năng lực ôxy hóa của bể, gO₂/m³.ng.đ: NO = 600 – 700 gO₂/m³.ng.đ.

Diện tích của bể lọc sinh học:

$$F = \frac{W}{H \times n}, m^2 \quad (5-5)$$

Trong đó:

H- Chiều cao lớp vật liệu lọc, $H = 15 \div 20$ m;

n- Số ngăn của bể lọc sinh học.

Chiều cao công tác của bể lọc sinh học:

$$H_{ct} = H + h_1 + h_2 \quad (5-6)$$

Trong đó:

H- Chiều cao lớp vật liệu lọc, m;

h_1 - Khoảng cách từ mặt lớp vật liệu lọc đến thành bể, $h_1 = 0,4 \div 0,5$ m;

h_2 - Khoảng cách giữa 2 đáy của bể, $h_2 = 0,5 \div 1$ m.

5.2.2. Đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay - RBC

5.2.2.1. Cấu tạo và nguyên lý hoạt động của RBC

Đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay (RBC – Rotating Biological Contactor) ứng dụng để xử lý nước thải với quá trình VSV hiếu khí dính bám. Hình 5.6 và hình 5.7 giới thiệu sơ đồ cấu tạo đĩa sinh học tiếp xúc quay.

Đĩa lọc sinh học tiếp xúc quay (RBC) – có thể hình dung là guồng hình trống nằm ngang có trục quay. Bề mặt nằm ngang được bố trí các tấm gỗ; nhựa PVC dày 10mm, cách nhau 30 - 40mm;

- Đường kính: $D = 2 - 4$ m;

- Tốc độ quay: 1 - 2 vòng/phút;

- Phần tiếp xúc với không khí (phần không ngập nước chiếm khoảng $1/3D$) – sẽ lấy oxy tự nhiên để VSV oxy hóa sinh hoá các chất hữu cơ và giải phóng CO_2 ;

- Công suất thích hợp: $Q \leq 5.000$ m³/ng.đ;

pH tối ưu: 6,5 - 7,8.

a) Cấu tạo của bể RBC

1. Trục RBC:

Trục RBC được ứng dụng để chống đỡ và quay đĩa plastic. Chiều dài trục tối đa được giới hạn 8,23m với 7,62m hữu ích. Chiều dài trục ngắn khoảng 1,52 đến 7,62m cũng có thể được dùng. Hình dạng của trục gồm có vuông, tròn và bát giác phụ thuộc vào nhà sản xuất. Những trục thép được quét lớp bảo vệ để chống sự ăn mòn và chiều dày khoảng 13 – 30 mm.

2. Hợp chất làm đĩa lọc sinh học tiếp xúc:

Polyetylen mật độ dày là hợp chất được ứng dụng phần lớn đối với những nhà sản xuất đĩa RBC, những hình dạng khác nhau hoặc kiểu gấp nếp. Sự gấp nếp làm tăng

diện tích bề mặt và làm tăng độ bền cấu trúc. Những dạng đĩa RBC được phân loại dựa trên diện tích tổng cộng của đĩa trên trục, thường được giới hạn mật độ thấp (hay tiêu chuẩn), mật độ trung bình và mật độ cao. Đĩa mật độ tiêu chuẩn, với diện tích bề mặt của đĩa là 9.300m^2 trên trục $8,23\text{m}$, có những khoảng trống lớn giữa các đĩa và thường được ứng dụng trong bậc đầu tiên của quá trình RBC. Đĩa mật độ trung bình và cao có diện tích bề mặt khoảng 11.000 đến 16.700m^2 trên trục $8,23\text{m}$, và được ứng dụng ở những bậc giữa và cuối của hệ thống RBC nơi mà xảy ra sự tăng trưởng sinh học.

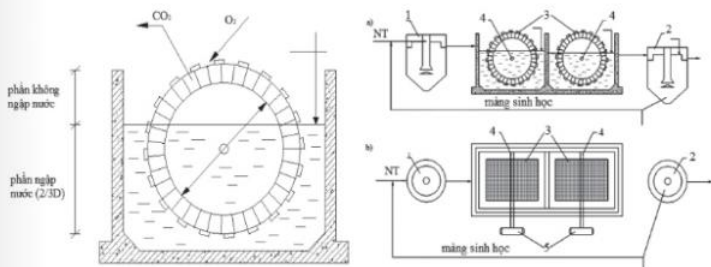
3. Hệ thống truyền động:

Phần lớn RBC quay trực tiếp nhờ máy truyền động gắn trực tiếp vào tâm trục. Mô tơ tiêu thụ $3,7$ hoặc $5,6\text{ kW}$ mỗi trục. Đơn vị truyền khí cũng có thể dùng được. Lắp ráp bộ phận truyền khí gồm có đĩa plastic dày gắn xung quanh đĩa, vị trí đầu phân phối khí ở dưới đĩa, và 1 máy nén khí. Lưu lượng khí cần thiết để thực hiện tốc độ quay khoảng $5,3\text{ m}^3/\text{phút}$ đối với trục tỉ trọng tiêu chuẩn và $7,6\text{ m}^3/\text{phút}$ cho trục tỉ trọng cao. Khí được truyền vào đĩa tạo nên lực đẩy làm cho trục quay.

Sức chứa cho hệ thống RBC ở $0,0049\text{ m}^3/\text{m}^2$ của diện tích đĩa, kết quả thể tích 1 bậc 45 m^3 cho 1 trục với diện tích đĩa là 9.300 m^2 . Dựa trên thể tích này, thời gian lưu là $1,44$ giờ được cung cấp cho tải lượng thủy lực là $0,08\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{ngày}$. Chiều sâu mặt nước điển hình là $1,5\text{m}$ để đĩa đặt ngập khoảng 40% .

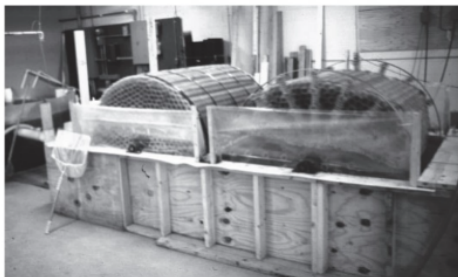
4. Bể lắng:

Bể lắng cho RBC tương tự như bể lắng cho bể lọc nhỏ giọt, tất cả bùn từ bể lắng được khử từ quá trình xử lý bùn. Tốc độ chảy tràn đối với bể lắng được dùng cho RBC tương tự đối với bể lọc nhỏ giọt với giá thể tiếp xúc plastic.



Hình 5.6. Sơ đồ bố trí đĩa sinh học tiếp xúc quay (RBC): a) Mặt cắt; b) Mặt bằng.

1. Bể lắng đợt I; 2. Bể lắng đợt II; 3. Đĩa sinh học tiếp xúc quay (RBC); 4. Trục quay; 5. Động cơ quay.



Hình 5.7. Mô hình RBC

5.2.2.2. Tính toán bể RBC

Có một số cách tính toán bể RBC, trong số đó có cách tính được tham khảo trong “Wastewater Engineering- Treatment and Reuse” – Metcalf & Eddy giới thiệu cách tính toán thiết kế bể RBC với mục đích loại bỏ BOD trong nước thải.

Nội dung tính toán gồm các phần sau:

- Xác định số lượng trục quay ngăn đầu tiên của bể RBC;
- Lựa chọn số lượng dây và ngăn của RBC;
- Tính toán hàm lượng BOD hoà tan (sBOD) tại mỗi ngăn;
- Xác định tải lượng hữu cơ;
- Xác định tải lượng thuỷ lực.

a) Xác định số lượng trục quay của ngăn đầu tiên

Lượng BOD hoà tan (sBOD) trong ngày đêm được tính theo công thức:

$$q_{sBOD} = S_o \times Q, \text{ g/ng.đ} \quad (5-7)$$

Trong đó:

S_o - Hàm lượng sBOD trong nước thải, mg/l hoặc g/m³;

Q - Lưu lượng nước thải, m³/ng.đ.

Diện tích bề mặt của đĩa lọc sinh học quay được tính toán dựa trên tải lượng đơn vị L^0_{sBOD} tối đa ở giai đoạn đầu:

$$F = \frac{q_{sBOD}}{L^0_{sBOD}}, \text{ m}^2 \quad (5-8)$$

Trong đó:

L_{sBOD}^0 - Tải lượng đơn vị sBOD = 12 – 15 g /m².ng.đ.

Số lượng trục quay được tính theo công thức:

$$N_{tr} = \frac{F}{A_s} \quad (5-9)$$

Trong đó: A_s - Diện tích bề mặt của đĩa lọc trên trục quay, m^2 /trục quay, A_s tiêu chuẩn lấy bằng $9.300m^2$ / trục quay.

b) Xác định số lượng dây và ngăn của RBC

Dựa vào kết quả tính toán về số lượng trục quay để chọn số lượng dây n_d và số lượng ngăn n_n tương ứng (xem ví dụ tính toán phần tiếp theo).

c) Xác định hàm lượng sBOD tại mỗi ngăn

Hàm lượng sBOD tại mỗi ngăn được xác định theo công thức:

$$S_n = \frac{-1 + \sqrt{1 + (4 \times 0,0097 \frac{A_s}{Q}) \times S_{n-1}}}{2 \times 0,0097 \frac{A_s}{Q}} \quad (5-10)$$

Trong đó: S_n - Hàm lượng sBOD hòa tan trong ngăn n_n , mg/l ;

A_s - Diện tích bề mặt đĩa trên ngăn, m^2 ;

Q - Lưu lượng dòng chảy trong mỗi ngăn, $m^3/ng.đ$;

S_{n-1} - Hàm lượng sBOD trong ngăn $n-1$, mg/l .

d) Xác định tải lượng hữu cơ

d1. Tải lượng hữu cơ theo sBOD được tính theo công thức:

$$T_{sBOD} = \frac{Q \times S_0}{A_s \times n_{tr}}, \text{ g sBOD}/m^2.ng.đ \quad (5-11)$$

Trong đó: A_s - Diện tích bề mặt đĩa lọc sinh học, m^2 /trục;

n_{tr} - Số lượng trục quay.

d2. Tải lượng hữu cơ theo tổng BOD (tBOD):

$$T_{sBOD} = \frac{Q \times S_t}{n_n \times n_{tr}}, \text{ g tBOD}/m^2.ng/đ \quad (5-12)$$

Trong đó: Q - Lưu lượng nước thải, $m^3/ng.đ$;

n_n - Số lượng ngăn của RBC;

n_{tr} - Số lượng trục quay của mỗi ngăn;

S_t - Hàm lượng của BOD tổng, mg/l .

e) Xác định tải lượng thủy lực

Tải lượng thủy lực được tính theo công thức:

$$T_{HLR} = \frac{Q}{n_a \times n_{tr} \times A_s}, \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ng}/\text{đ} \quad (5-13)$$

5.2.2.3. Ví dụ tính toán bể RBC

Tính toán bể RBC với các số liệu sau:

- Lưu lượng nước thải cần xử lý, $Q = 3.800 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$;
- Hàm lượng BOD của nước thải, $S_t = 160 \text{ mg/l}$;
- Hàm lượng BOD hoà tan (sBOD) của nước thải, $S_o = 100 \text{ mg/l}$.

Yêu cầu hiệu quả xử lý đầu ra:

- Hàm lượng BOD tổng, $S_t = 20 \text{ mg/l}$;
- Hàm lượng sBOD = 10 mg/l (10 g/m^3).

a) Xác định số lượng trục quay:

Lượng sBOD trong ngày đêm:

$$q_{\text{sBOD}} = S_o \times Q = 100 \times 3.800 = 380.000 \text{ g/ng.đ}$$

Diện tích bề mặt của đĩa lọc sinh học:

$$F = \frac{q_{\text{sBOD}}}{L_{\text{sBOD}}^0} = \frac{380.000}{15} = 25.333 \text{ m}^2$$

Số lượng trục quay của RBC:

$$n_{tr} = \frac{F}{A_s} = \frac{25.333}{9.300} = 2,72$$

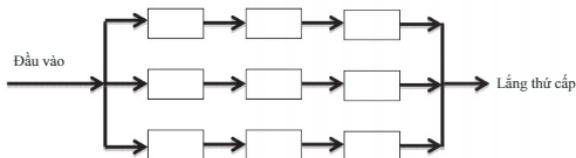
Trong đó: A_s - Diện tích bề mặt đĩa lọc trên trục (A_s tiêu chuẩn = $9.300 \text{ m}^2/\text{trục}$).

Chọn 3 trục quay.

b) Chọn số lượng dãy n_d và ngăn n_n của bể RBC:

Lấy 3 dãy với mỗi dãy 3 ngăn.

Lưu lượng cho 1 ngăn $q_n = Q/n_d = 3.800/3 = 1.266,7 \text{ m}^3/\text{ngày}$.



Xác định hàm lượng sBOD cho mỗi ngăn

1. Hàm lượng sBOD của ngăn thứ I, S_1 : sBOD của ngăn thứ nhất với sBOD đầu vào, $S_0 = 100 \text{ g/m}^3$ được tính theo công thức (5-10):

$$S_1 = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7} \times 100}}{2 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7}} = 31,05 \text{ g/m}^3$$

2. Hàm lượng sBOD của ngăn thứ 2, S_2 với giá trị S_{n-1} trong công thức (5-10) bằng $S_1 = 31,05 \text{ g/m}^3$:

$$S_2 = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7} \times 31,05}}{2 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7}} = 14,99 \text{ g/m}^3$$

3. Hàm lượng sBOD của ngăn thứ 3, S_3 cũng tính tương tự với S_{n-1} trong công thức (5-10) bằng $S_2 = 14,99 \text{ g/m}^3$:

$$S_3 = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7} \times 14,99}}{2 \times 0,0097 \times \frac{9.300}{1.266,7}} = 9,09 \text{ g/m}^3$$

Với kết quả tính toán S_3 - hiệu quả xử lý nước thải đầu ra của bể RBC là $9,09 \text{ g/m}^3$ đáp ứng yêu cầu hiệu quả xử lý sBOD đầu ra: 10 g/m^3 .

c) Xác định tải lượng hữu cơ

1. Tải lượng hữu cơ theo sBOD được xác định theo công thức:

$$T_{\text{sBOD}} = \frac{Q \times L}{n_r \times m} = \frac{3.800 \times 100}{3 \times 9.300} = 13,62 \text{ g sBOD/m}^2 \cdot \text{ng.đ}$$

2. Tải lượng hữu cơ theo BOD tổng (tBOD):

$$T_{\text{tBOD}} = \frac{Q \times t_{\text{BOD}}}{n_r \times n_n \times m} = \frac{3.800 \times 160}{3 \times 3 \times 9.300} = 7,26 \text{ g tBOD/m}^2 \cdot \text{ng.đ}$$

d) Tải trọng thủy lực:

$$T_{\text{HLR}} = \frac{Q}{n_n \times n_r \times A_s} = \frac{3.800}{3 \times 3 \times 9.300} = 0,045 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{ng.đ}$$

Trong đó: Q - Lưu lượng nước thải, $Q = 3.800 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$;

n_n - Số ngăn, $n_n = 3$ ngăn;

n_r - Số trục, $n_r = 3$ trục;

A_s - Diện tích bề mặt đĩa sinh học, $A_s = 9.300 \text{ m}^2/\text{trục}$.

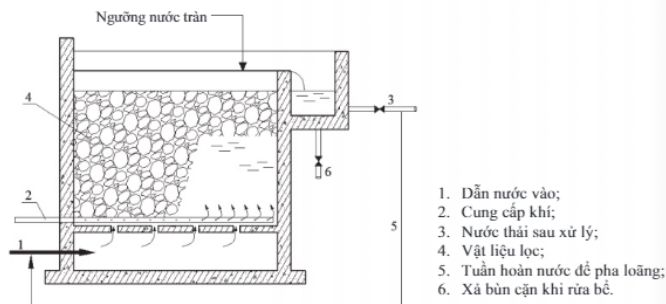
Bảng 5.1. Tổng hợp kết quả tính toán bể RBC

Thông số	Đơn vị	Giá trị
Số lượng dây	dây	3
Lưu lượng của 1 dây	$\text{m}^3/\text{ng.đ}$	1.266,7
Số lượng ngăn	ngăn	3
Tổng diện tích bề mặt đĩa trong 1 ngăn	$\text{m}^2/\text{trục}$	9300
Tải lượng BOD hòa tan (sBOD)	$\text{g sBOD}/\text{m}^2.\text{ng.đ}$	13,62
Tổng số lượng trục	trục	3
Tổng tải lượng chất hữu cơ	$\text{g tBOD}/\text{m}^2.\text{ng.đ}$	7,26
Tải trọng thủy lực của trục	$\text{m}^3/\text{m}^2.\text{ng.đ}$	0,045

5.2.3. Bể Biofor

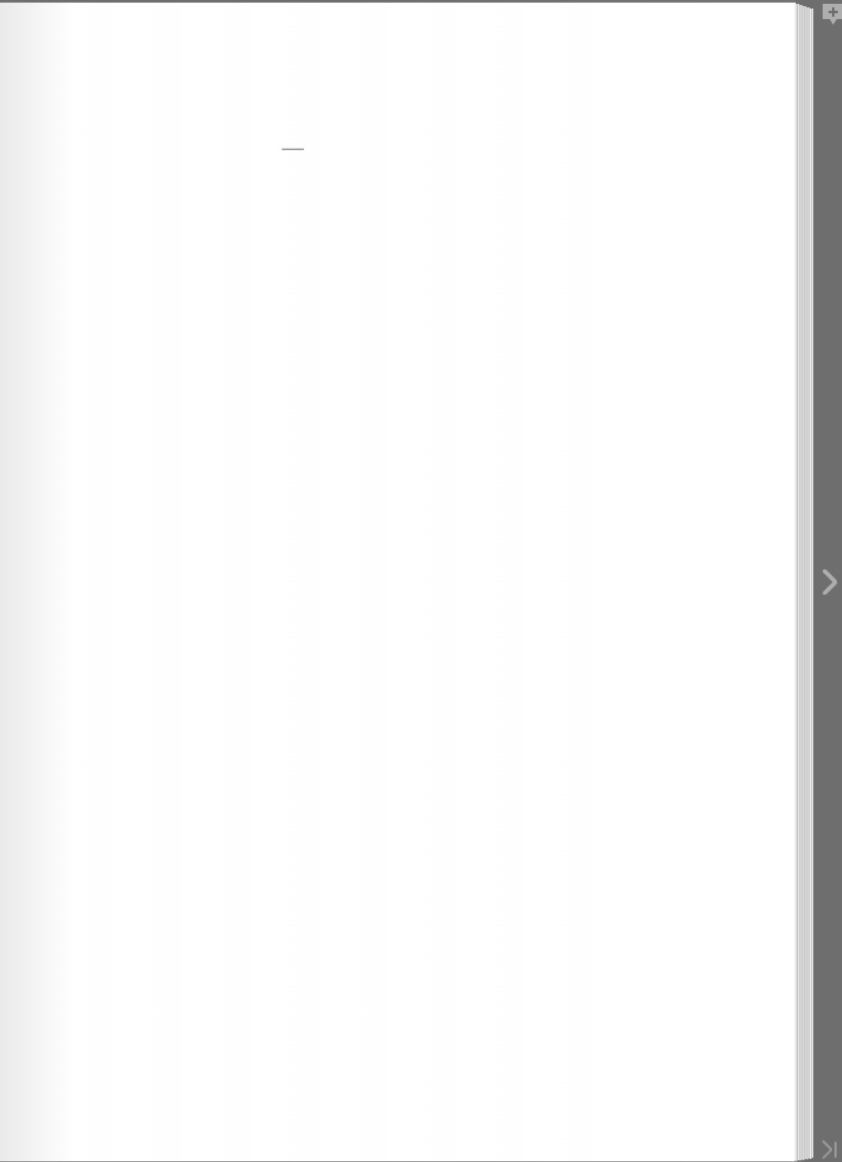
5.2.3.1. Vài nét về bể biofor

Biofor là một dạng công trình xử lý sinh học theo cơ chế dính bám với dòng nước thải và dòng khí được dẫn vào từ dưới lên lớp vật liệu dạng hạt có kích thước 1 - 4mm [(vật liệu này bền, bề mặt hạt thích hợp để VSV dính bám và có tác dụng lọc (hình 5.8)]. Hai loại vật liệu lọc thường sử dụng là: Biolite 2,7 có đường kính cỡ hạt: 2,5 và 2,9 mm và biolite 3,5 với cỡ hạt 3,2 và 3,8 mm.



Hình 5.8. Sơ đồ cấu tạo bể biofor

Vị trí của bể biofor thường được đặt sau bể lắng đợt I hoặc sau bể tuyển nổi. Hiệu quả xử lý của bể biofor đối với hàm lượng SS có thể đạt đến 70 - 80 % và BOD₅ có thể đạt đến 75 - 85 %.



Diện tích hữu ích của bể biofor:

$$F = \frac{W}{H_{vl}}, m^2 \quad (5-17)$$

Trong đó: H_{vl} - Chiều cao liệu lớp vật lọc, $H_{vl} = 1,5 - 2$ m;

Chiều cao tổng cộng của bể:

$$H = H_{vl} + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (5-18)$$

Trong đó:

h_1 - Chiều cao đáy bể, $h_1 = 0,5$ m;

h_2 - Chiều cao dành cho vật liệu giãn nở, $h_2 = 1$ m;

h_3 - Chiều cao phần chứa nước rửa, $h_3 = 1$ m;

h_4 - Chiều cao tính từ mặt nước đến thành bể, $h_4 = 0,3 - 0,5$ m.

Lượng khí cung cấp cho bể biofor có thể tính theo công thức:

$$B = K \times Q_{\max}, m^3/h \quad (5-19)$$

Trong đó:

K - Lưu lượng đơn vị của không khí,

$Q_{\max}$ - Lưu lượng nước thải giờ lớn nhất, m^3/h .

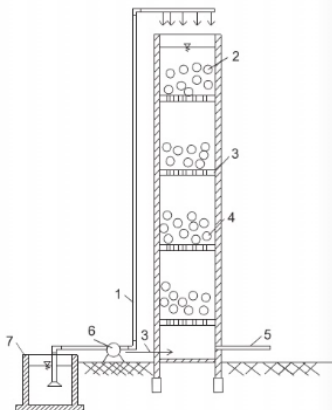
5.2.4. Tháp lọc sinh học

5.2.4.1. Sơ đồ cấu tạo tháp lọc sinh học

Tháp lọc sinh học thực chất là bể lọc sinh học có chiều cao lớn (8 – 12m) được áp dụng để xử lý nước thải tại các cơ sở có mật độ dân cư như: bệnh viện, các chung cư, các xí nghiệp công nghiệp. Công suất thiết kế có thể đến $20.000 m^3/ng.đ$. Hiệu quả xử lý BOD có thể đạt đến 20 – 25 mg/l.

Ở hình 5.9 giới thiệu sơ đồ cấu tạo của một tháp lọc sinh học.

Nước thải (1) được bơm lên và phân phối đều tại bề mặt trên cùng của tháp lọc sinh học sau đó chảy xuống các lớp vật liệu lọc (2) từ trên xuống dưới qua các sàn đỡ có khe hở (3). Không khí (4) được cấp do quạt gió thổi từ dưới lên. Quá trình oxy hoá



Hình 5.9. Sơ đồ cấu tạo tháp lọc sinh học

1. Dẫn nước thải lên tháp lọc sinh học;
2. Lớp vật liệu lọc; 3. Sàn đỡ có khe hở;
4. Cấp không khí; 5. Dẫn nước thải ra.

sinh hoá hiếu khí dính bám xảy ra tương tự như ở bể lọc sinh học. Nước thải sau tháp lọc sinh học (5) được dẫn sang các công trình xử lý tiếp theo.

5.2.4.2. Tính toán tháp lọc sinh học

Thể tích lớp vật liệu lọc của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

$$W = (L_a - L_t) \cdot Q / q_o, m^3 \quad (5-20)$$

Trong đó:

L_a - BOD₂₀ của nước thải dẫn vào tháp lọc sinh học, mg/l;

L_t - BOD₂₀ của nước thải sau xử lý theo yêu cầu, mg/l;

Q - Lưu lượng nước thải, m³/ng.đ;

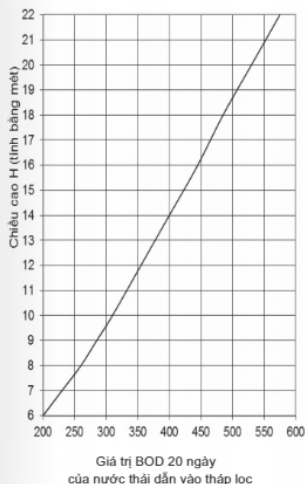
q_o - Tải trọng cho phép theo BOD₂₀.g/m³.ng.đ (q_o có thể lấy theo biểu đồ ở hình 5.11).

Diện tích tổng cộng của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

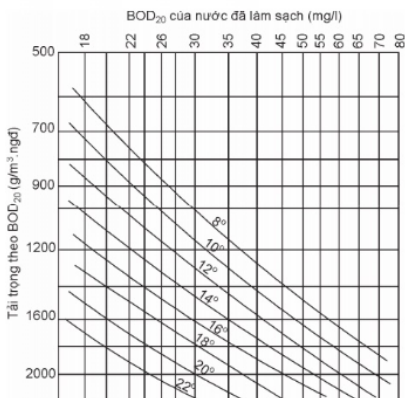
$$F = W / H, m^2 \quad (5-21)$$

Trong đó:

H - Chiều cao của tháp lọc sinh học có thể xác định theo biểu đồ ở hình 5.10.



Hình 5.10. Biểu đồ xác định chiều cao H của tháp lọc sinh học



Hình 5.11. Biểu đồ xác định q_o

Đường kính của tháp lọc sinh học được tính theo công thức:

$$D = \sqrt{4.F/3,14}, \text{ m} \quad (5-22)$$

Tải trọng thủy lực lên bề mặt tháp lọc sinh học:

$$q = Q/F, \text{ m}^3/\text{m}^2\text{ng.đ} \quad (5-23)$$

Trường hợp yêu cầu thông gió nhân tạo thì lưu lượng riêng của không khí được xác định theo công thức:

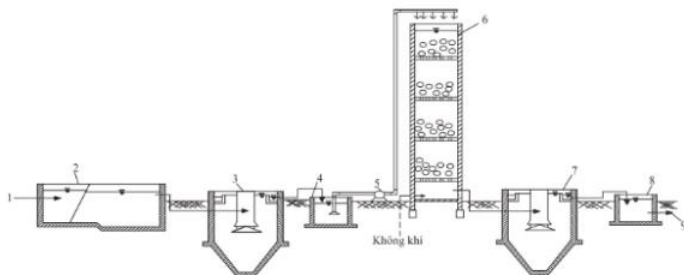
$$D_o = L_a/21, \text{ m}^3/\text{m}^3 \quad (5-24)$$

Lưu lượng không khí tổng cộng sẽ là:

$$D = D_o.Q, \text{ m}^3/\text{ng.đ} \quad (5-25)$$

Dựa vào kết quả tính toán để chọn quạt gió thích hợp.

Ở hình 5.12 giới thiệu sơ đồ công nghệ xử lý nước có áp dụng tháp lọc sinh học để xử lý nước của bệnh viện Hồng Nhung.



Hình 5.12. Sơ đồ công nghệ nhà máy xử lý nước thải có sử dụng tháp lọc sinh học

1. Dẫn nước thải vào; 2. Song chắn rác; 3. Bể lắng đợt I; 4. Bể chứa trung gian; 5. Máy bơm;
6. Tháp lọc sinh học; 7. Bể lắng II; 8. Bể tiếp xúc; 9. Xả nước thải vào mạng lưới thoát nước đô thị.

Nước thải (1) của bệnh viện Hồng Nhung được thu gom và dẫn vào nhà máy xử lý nước thải: đầu tiên qua song chắn rác (2) để loại bỏ các tạp chất có kích thước lớn chủ yếu là rác sau đó dẫn đến bể lắng đợt I (3) để lắng các chất lơ lửng lắng được. Nước thải từ bể lắng đợt I được dẫn qua bể trung gian (4) từ đó máy bơm (5) đưa nước thải lên tháp lọc sinh học (6), tại đây quá trình oxy hóa sinh học hiếu khí dính bám các chất hữu cơ trong nước thải xảy ra. Nước thải sau xử lý ở tháp lọc sinh học được dẫn đến bể lắng đợt II (7) để lắng các màng sinh học già cỗi bong tróc từ bề mặt các hạt vật liệu lọc. Nước thải sau lắng có thể tuần hoàn trở lại tháp lọc sinh học. Cuối cùng nước thải trước khi xả vào mạng lưới thoát nước đô thị (hay xả vào nguồn tiếp nhận) phải thực hiện khử trùng ở bể tiếp xúc (8) bằng clo với thời gian tiếp xúc 30 phút.

Chương 6

XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC KỶ KHÍ

Th.S. Nguyễn Ngọc Thiệp

6.1. QUÁ TRÌNH LÊN MEN PHÂN HỦY SINH HỌC KỶ KHÍ

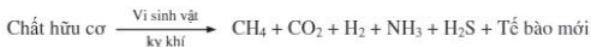
Phân hủy sinh học kỵ khí đã được ứng dụng từ rất lâu trong cuộc sống của nhân loại, bề bộn một ngàn là loại công trình phân hủy kỵ khí tiêu biểu được sử dụng cách đây vài ngàn năm. Quá trình phân hủy chất thải nhờ các vi sinh vật kỵ khí (không cần cung cấp oxy), tuy nhiên vào thời kỳ cổ đại khoa học chưa phát triển con người chưa có điều kiện và cơ sở để hiểu biết về bản chất của quá trình phân hủy kỵ khí. Ngày nay con người đã có đủ các điều kiện để xem xét và nghiên cứu có cơ sở khoa học về quá trình phân hủy kỵ khí và ứng dụng công nghệ xử lý kỵ khí vào nhiều lĩnh vực khác nhau, trong đó xử lý chất thải rắn, nước thải, bùn thải,... từ những thập niên 80 thế kỷ XX. Quá trình xử lý sinh học kỵ khí thường được ứng dụng xử lý sơ bộ các loại nước thải có hàm lượng COD, BOD cao ($>1.000 \text{ mg/l}$), làm giảm tải trọng hữu cơ và tạo điều kiện thuận lợi cho các quá trình xử lý hiếu khí tiếp theo diễn ra có hiệu quả.

Quá trình phân hủy kỵ khí là quá trình phân hủy sinh học chất hữu cơ và vô cơ phân tử trong điều kiện không có oxy phân tử bởi các vi sinh vật kỵ khí và sản phẩm cuối cùng là một hỗn hợp bao gồm các khí (đôi khi được gọi là hỗn hợp khí Biogas): CH_4 , CO_2 , H_2S , các dạng khí có chứa nitơ, nhưng chiếm phần lớn là khí CH_4 nên đôi khi được gọi là quá trình lên men mêtan.

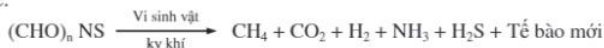
Các vi sinh vật kỵ khí sử dụng các chất hữu cơ và một số khoáng chất là chất ô nhiễm hiện diện trong nước thải làm nguồn dinh dưỡng (thức ăn) và tạo năng lượng, xây dựng tế bào vi sinh vật, giúp vi sinh vật sinh trưởng và sinh sản vi sinh vật kỵ khí mới nên sinh khối (bùn, nồng độ bùn, mật độ bùn) của chúng tăng lên, từ đó chúng tham gia tiếp tục chu trình nêu trên góp phần làm giảm COD, BOD trong nước thải. Xử lý sinh học kỵ khí còn được áp dụng để xử lý các loại bùn, cặn (cặn

tươi từ bể lắng đợt I, bùn hoạt tính dư sau khi nén cặn,...) trong xử lý nước thải đô thị, xử lý nước thải ngành chế biến thủy sản, ngành sơ chế mù cao su, ngành thực phẩm, ngành chăn nuôi và một số ngành công nghiệp khác có nồng độ COD và BOD cao.

Quá trình phân hủy kỵ khí các chất hữu cơ là quá trình sinh hóa phức tạp tạo ra hàng trăm sản phẩm trung gian và phản ứng trung gian trong điều kiện kỵ khí. Tuy nhiên, phương trình phản ứng sinh hóa trong điều kiện kỵ khí có thể biểu diễn đơn giản như sau:



Hoặc:



Hỗn hợp khí sinh ra thường được gọi là khí sinh học hay biogas. Thành phần của biogas sinh ra từ quá trình lên men kỵ khí như sau:

Mêtan (CH_4)	55 - 65%
Cácbon dioxit (CO_2)	35 - 45%
Nitơ (N_2)	0 - 3%
Hydrô (H_2)	0 - 1%
Hydrô Sulphit (H_2S)	0 - 1%

Quá trình lên men sinh học kỵ khí xử lý nước thải gồm 2 dạng phổ biến:

a) Quá trình sinh trưởng lơ lửng, các quần thể vi sinh vật kỵ khí (bùn) ở trạng thái lơ lửng là nhờ quá trình xáo trộn thủy lực, xáo trộn bằng khí hỗn hợp khí biogas, xáo trộn bằng cơ khí.

b) Quá trình sinh trưởng dính bám, các quần thể vi sinh vật kỵ khí (bùn) dính bám vào một loại vật liệu (vật liệu dính bám sinh học, vật liệu đệm sinh học), vật liệu này do quá trình thiết kế đưa vào trong bể kỵ khí ở dạng cố định vị trí hay dạng không cố định có thể xáo trộn hoặc lơ lửng. Vật liệu này phải “trơ” với môi trường tiếp xúc, nghĩa là phải có độ bền cơ học cao, không gây phản ứng môi trường nước thải, không tan trong môi trường nước thải, có khối lượng càng nhẹ càng tốt, sẵn có tại địa phương để giảm giá thành đầu tư.

6.1.1. Các quá trình chuyển hóa trong phân hủy kỵ khí

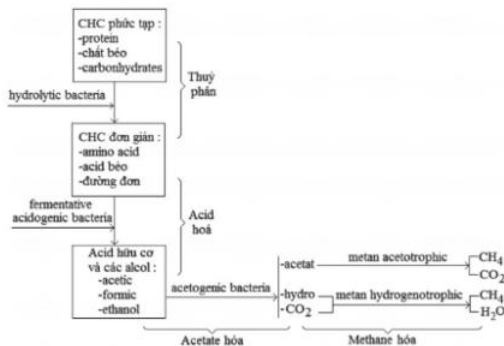
Quá trình phân hủy kỵ khí các chất ô nhiễm hữu cơ có trong nước thải xảy ra theo 4 giai đoạn như trong hình 6.1. Hình 6.1 trình bày sơ đồ mô tả mối liên hệ 4 giai đoạn lên men kỵ khí, cụ thể như sau:

- Giai đoạn 1: Thủy phân, cắt mạch các hợp chất cao phân tử mạch cacbon dài, mạch vòng (các hợp chất cao phân tử này khó bị phân hủy bằng phương pháp sinh học hiếu khí) thành các hợp chất mạch ngắn, hợp chất đơn giản;

- Giai đoạn 2: Axít hoá các sản phẩm của giai đoạn 1;

- Giai đoạn 3: Acetat hoá các sản phẩm của giai đoạn 2;

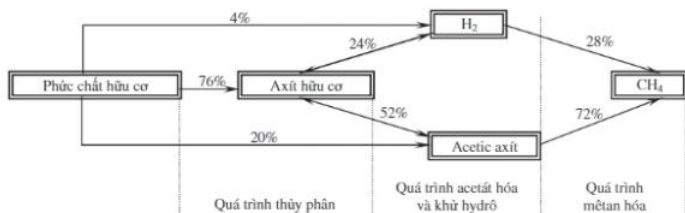
- Giai đoạn 4: Mêtan hoá các sản phẩm của giai đoạn 3 thành dạng khí, nghĩa là các chất ô nhiễm có trong nước dạng $C_xH_yO_zN_tS_h$ chuyển hóa thành một số khí bay ra khỏi môi trường nước như khí CH_4 , CO_2 , H_2 , NH_3 , H_2S và một phần $C_xH_yO_zN_tS_h$ đi vào cơ thể vi sinh vật, một số vi sinh vật này chết hình thành bùn lắng xuống đáy công trình xử lý. Hỗn hợp khí bay ra ngoài khỏi môi trường nước và lượng bùn chết được thu ra nên các thành phần $C_xH_yO_zN_tS_h$ có trong nước thải bị mất đi, nước thải sẽ giảm mức độ ô nhiễm so với ban đầu.



Hình 6.1. Sơ đồ mô tả mối liên hệ 4 giai đoạn lên men kỵ khí

Các chất thải hữu cơ gồm nhiều chất hữu cơ cao phân tử như protein, chất béo, hydrat cacbon, senlulô, lignin,... trong giai đoạn thủy phân, sẽ được cắt mạch tạo thành những phân tử đơn giản hơn, dễ phân hủy hơn. Các phản ứng thủy phân sẽ chuyển hóa protein thành amin axit, hydrat cacbon thành đường đơn, và chất béo thành các axit béo. Trong giai đoạn axit hóa, các chất hữu cơ đơn giản lại được tiếp tục chuyển hóa thành axit acetic, H_2 và CO_2 . Các axit béo dễ bay hơi chủ yếu là axit prôpioníc và axit lactic. Bên cạnh đó, CO_2 và H_2 , mêtanol, các rượu đơn giản khác cũng được hình thành trong quá trình cắt mạch hydrat cacbon. Vi sinh vật chuyển hóa mêtan chỉ có thể phân hủy một số loại cơ chất nhất định như $CO_2 + H_2$, formate, acetát, mêtanol, mêtylamin và CO. Hình 6.2 mô tả sơ đồ 4 giai đoạn lên men và tỷ lệ phân hủy các chất hữu cơ phức tạp.

Các phương trình phản ứng xảy ra như sau:



Hình 6.2. Sơ đồ 4 giai đoạn lên men kỵ khí và tỷ lệ phân hủy các chất hữu cơ phức tạp.

6.1.1.1. Quá trình thủy phân (Hydrolysis)

Trong giai đoạn này các chất thải hữu cơ chứa nhiều chất hữu cơ cao phân tử như protein, chất béo, xenlulô, lignin,... chúng bị thủy phân, sẽ được cắt mạch tạo thành những phân tử đơn giản hơn, dễ phân hủy hơn. Các phản ứng thủy phân sẽ chuyển hoá protein thành amino axit, hydrat cacbon thành đường đơn, và chất béo thành các axit béo.

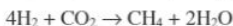
Muốn hấp thụ được các chất hữu cơ trong nước thải, vi sinh vật phải thực hiện các công đoạn chuyển hoá các chất này. Việc đầu tiên là phải thủy phân các chất có phân tử lượng cao thành các polyme có phân tử lượng thấp và monome. Khi đó các chất polyme có phân tử lượng thấp và monome này mới có khả năng được hấp thụ qua màng tế bào vi sinh vật. Để thực hiện quá trình thủy phân, các vi sinh vật này phải có hệ enzyme các loại như proteinas, lipase, xenlulas... Sau thủy phân, các sản phẩm đó sẽ được tạo thành các amin axit, đường, rượu, các axit béo mạch dài... Quá trình thủy phân xảy ra khá chậm, phụ thuộc vào nhiều yếu tố của môi trường như nhiệt độ, pH, cấu trúc của các chất hữu cơ cần phân giải.

6.1.1.2. Quá trình axit hoá (Acidogenesis)

Các sản phẩm của quá trình thủy phân sẽ được tiếp tục phân giải dưới tác động của các vi sinh vật lên men axit béo dễ bay hơi như axit acetic, axit formic, axit propionic. Ngoài ra còn có một số dạng như rượu metanol, êtanol, acetol, NH₃, CO₂, H₂ ...

6.1.1.3. Quá trình acetát hoá (Acetogenesis)

Các axit là sản phẩm của quá trình trên lại được tiếp tục thủy phân để tạo lượng axit acetic cao hơn. Sản phẩm của quá trình này phụ thuộc vào áp suất riêng phần của H_2 trong môi trường. Áp suất riêng phần của H_2 được giữ $< 10^{-3}$ atm để vi sinh vật có thể thực hiện biến đổi H_2 thành CH_4 theo phản ứng sau:

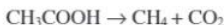


Thực tế cho thấy khi áp suất riêng phần của H_2 lớn thì sản phẩm của quá trình này chứa nhiều axit béo trung gian như axit propionic (C_3), axit butyric (C_4),... Do vậy, làm chậm quá trình tạo metan.

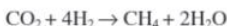
6.1.1.4. Quá trình metan hoá (Methanogenesis)

Đó là giai đoạn cuối cùng của quá trình phân hủy các sản phẩm hữu cơ đơn giản của những giai đoạn trước để tạo thành CH_4 và CO_2 nhờ các vi khuẩn lên men metan. Chúng có hai nhóm sau:

- Nhóm biến đổi acetát: Nhóm này có tốc độ phát triển chậm và đây là nguyên nhân đòi hỏi công trình xử lý kỵ khí phải có thời gian lưu các chất thải ở công trình lâu.



- Nhóm biến đổi hydrô: Nhóm này có tốc độ phát triển nhanh hơn nhiều, do đó có khả năng giữ áp suất riêng phần của H_2 thấp, tạo điều kiện tốt cho quá trình biến đổi acetát từ các axit béo.



Trong giai đoạn này, khoảng 72% lượng CH_4 được chuyển hóa từ H_2 và CO_2 , còn lại 28% CH_4 từ axit acetic.

6.1.1.5. Vi sinh vật tham gia quá trình phân hủy kỵ khí

Có bốn nhóm vi khuẩn chính tham gia vào quá trình lên men kỵ khí:

* *Nhóm 1: vi khuẩn thủy phân-Hydrolytic bacteria (chiếm hơn 50% tổng số VSV)*

Chuyển hóa protein, xenlulô, lignin, lipid $\rightarrow$ axit amin, glucô, axit béo, glycerol.

Quá trình có sự xúc tác của enzym ngoại bào: xenlulas, proteas, lipas.

* *Nhóm 2: vi khuẩn lên men axit-Fermentative acidogenic bacteria*

Chuyển hóa Đường, axit amin, axit béo $\rightarrow$ axit hữu cơ (acetic, formic, propiôníc, lactic, butylic, succinic), alcol và kentôn (êtanol, mêtanol, glycerol, acetôn, acetát, H_2 và CO_2).

* *Nhóm 3: vi khuẩn acetic-Acetogenic bacteria*

Chuyển hóa axit béo, alcol $\rightarrow$ acetát, CO_2 và H_2 .

Đòi hỏi thể hydro thấp. Ở thể hydro cao: acetat tạo thành giấm, các chất chuyển hóa thành axit propioníc, butyric, ethanol → metan giấm.

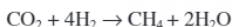
Mối quan hệ cộng sinh giữa vi khuẩn acetic và vi khuẩn metan.

Gồm: vi khuẩn (*spp.*, *Lactobacillus*, *Actinomyces*, *Clostridium spp.*, *Peptococcus anaerobus*, *Bifidobacterium spp.*, *Desulphovibrio spp.*, *Corynebacterium Staphylococcus* và *Escherichia coli*), nấm (*penicillium*, *Fusarium*, *Mucor...*), *Protozoa* (thảo trùng, trích trùng,...). Ghi chú: "sp" là viết tắt của "species" (loài). "spp" là viết tắt của "species pluriel" (nhiều loài).

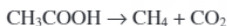
* Nhóm 4: vi khuẩn metan–*Methanogens*

Vi khuẩn (VK) metan chia thành 3 nhóm phụ:

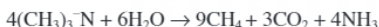
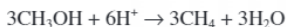
+ VK metan hydrogenotrophic:



+ VK metan acetotrophic:



+ Methylothetic methanogens:



Nhóm VK metan bao gồm cả gram âm và gram dương, tăng trưởng chậm.

Thời gian một thế hệ: 3 ngày ở 35°C; 50 ngày ở 10°C.

6.1.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình phân hủy kỵ khí

6.1.2.1. Ôxy

Trong quá trình phân hủy chất hữu cơ ở điều kiện kỵ khí thì ôxy được coi là độc tố đối với các vi sinh vật. Do đó người thiết kế công nghệ phải có giải pháp để điều kiện kỵ khí tuyệt đối diễn ra, không được có ôxy hòa tan trong nước thải (nghĩa là trị số DO = 0 hoặc lân cận 0).

6.1.2.2. Chất dinh dưỡng

Chất dinh dưỡng có ảnh hưởng đến sự trưởng thành và phát triển của vi sinh vật, liên quan mật thiết đến các quá trình phân hủy các chất hữu cơ chứa trong chất thải. Do đó việc cung cấp đầy đủ các dinh dưỡng cho vi sinh vật trong quá trình phân hủy nói trên là rất cần thiết. Cũng như các vi sinh vật khác, vi sinh vật phân giải kỵ khí đòi hỏi các chất dinh dưỡng chính yếu bao gồm các hợp chất chứa carbon, nitơ, photpho và một số các nguyên tố vi lượng với một tỷ lệ thích hợp. Nếu không cung cấp đầy đủ các chất dinh dưỡng sẽ ảnh hưởng đến các quá trình phân giải các chất

trong nước thải. Chẳng hạn, nếu không đủ nitor sẽ ảnh hưởng đến sự hình thành các enzym thực hiện quá trình phân giải. Nhưng nếu cung cấp quá nhiều nitor sẽ làm hạn chế sự phát triển của vi sinh vật có trong nước thải. Việc cung cấp đầy đủ các chất dinh dưỡng cần thiết sẽ tạo cho bùn có tính lắng tốt và hoạt tính cao, hoạt động tốt trong quá trình xử lý.

6.1.2.3. Nhiệt độ

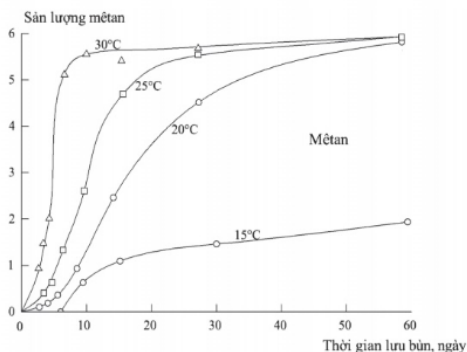
Nhiệt độ và sự biến đổi của nhiệt độ trong ngày và các mùa trong năm ảnh hưởng nhiều đến tốc độ phân hủy chất hữu cơ của quá trình phân hủy kỵ khí.

Nhóm các vi sinh vật kỵ khí có 3 vùng nhiệt độ thích hợp cho sự phân hủy các hợp chất hữu cơ, và ở mỗi vùng nhiệt độ sẽ thích hợp với mỗi nhóm vi sinh vật kỵ khí khác nhau.

- Vùng nhiệt độ cao: 45°C - 65°C (Thermophilic).
- Vùng nhiệt độ trung bình: 20°C - 45°C (Mesophilic)
- Vùng nhiệt độ thấp: dưới 20°C (Psychrophilic).

Hai vùng nhiệt độ đầu thích hợp cho hoạt động của nhóm các vi sinh vật lên men mêtan, ở vùng nhiệt độ này lượng khí mêtan tạo thành nhiều. Đối với vùng nhiệt độ cao (45°C - 65°C), để duy trì nhiệt độ này cần thiết phải cung cấp thêm lượng nhiệt, điều này sẽ gây tốn kém cho công trình, tính kinh tế của công trình xử lý sẽ bị hạn chế.

Tại Việt Nam, nhiệt độ trung bình từ 20°C - 32°C , sẽ thích hợp cho nhóm vi sinh vật ở vùng nhiệt độ trung bình phát triển.



Hình 6.3. Biểu đồ sản lượng mêtan phụ thuộc vào nhiệt độ và thời gian lưu bùn.

6.1.2.4. pH

Trị số pH cao (môi trường mang tính kiềm) hay thấp (môi trường mang tính axit) sẽ gây ức chế quá trình trao đổi chất của vi khuẩn, như vậy hiệu quả tiêu thụ chất ô nhiễm bằng vi khuẩn sẽ giảm xuống hoặc gây chết vi khuẩn sẽ ngưng quá trình xử lý chất ô nhiễm.

Trong quy trình xử lý kỵ khí, pH của môi trường có ảnh hưởng lớn đến tốc độ phân hủy các chất hữu cơ, cụ thể là ảnh hưởng đến 4 quá trình chuyển hoá của sự phân hủy kỵ khí. Ở các quá trình xử lý, người ta nhận thấy các quá trình cơ bản chịu ảnh hưởng trực tiếp lẫn nhau, khi một trong các quá trình này bị cản trở hoặc thúc đẩy sẽ ảnh hưởng tới quá trình xảy ra tiếp theo, do đó sẽ làm tốc độ phân hủy các chất chậm lại hoặc nhanh hơn. Ví dụ: Khi nhiệt độ thay đổi hoặc khi thành phần nước thải thay đổi (do nạp nước thải mới vào công trình) thì nhóm vi sinh vật axit hoá thích nghi hơn so với nhóm vi sinh vật sinh mêtan. Khi pH giảm mạnh (ví dụ: $\text{pH} < 6$) sẽ làm giảm quá trình sinh khí CH_4 . Hơn nữa khi pH giảm, các axit trung gian tích lũy nhiều, làm các phản ứng phân hủy khó thực hiện và dẫn đến dừng quá trình acetát hoá...

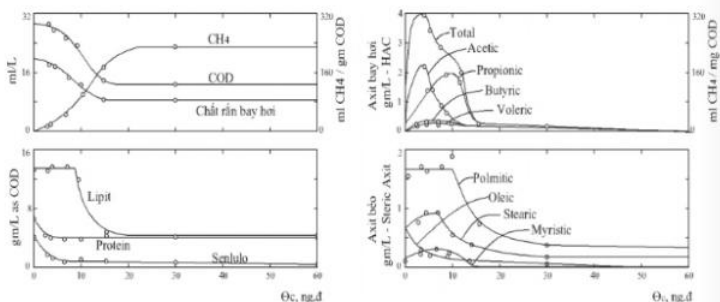
pH hoạt động: 6,7–7,4;

pH tối ưu: 7,0–7,2;

Quá trình phân hủy kỵ khí sẽ không hiệu quả nếu $\text{pH} < 6$, khi đó cần bổ sung CaCO_3 , NaOH , NaHCO_3 .

6.1.2.5. Thời gian lưu nước trong công trình xử lý

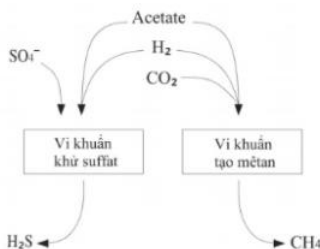
Tùy thuộc vào loại nước thải và điều kiện môi trường và thời gian cần đủ lâu để cho phép các hoạt động trao đổi kỵ khí xảy ra.



Hình 6.4. Biểu đồ mô tả hiệu quả xử lý theo thời gian lưu nước thải

6.1.2.6. Sự cạnh tranh giữa vi khuẩn mêtan và vi khuẩn khử sulfat

Vi khuẩn mêtan và vi khuẩn khử sulfat trong nước thải có tính cạnh tranh nhau rất mạnh, thông thường dựa vào tỷ số COD/SO₄ có trong nước thải để khống chế vi khuẩn khử sulfat, cần duy trì tỷ số COD/SO₄ trong khoảng 1,7 – 2,7. Tỷ số này có lợi cho vi khuẩn mêtan hoạt động mạnh.



Hình 6.5. Sơ đồ mô tả sự cạnh tranh giữa vi khuẩn mêtan và vi khuẩn khử sulfat

6.1.2.7. Các yếu tố gây độc

Các yếu tố gây độc gồm: Amôni, hydrôcacbon có clo, hợp chất có vòng benzen, formandehyd, axit bay hơi, axit béo mạch dài, kim loại nặng, cyanic, sulfuric, tanin, độ mặn, chất sát khuẩn, chất khử trùng,...

Qua tìm hiểu đặc điểm sinh lý các vi sinh vật tham gia xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học kỵ khí, người ta nhận thấy:

- Một số các hợp chất như CCl₄, CHCl₃, CH₂Cl₂,... và các ion tự do của các kim loại nặng có nồng độ 1mg/l sẽ thể hiện tính độc đối với các vi sinh vật kỵ khí.
- Các hợp chất như formandehyd, SO₂, H₂S với nồng độ 50 - 400mg/l sẽ gây độc hại với các vi sinh vật kỵ khí trong công trình xử lý nước thải.
- S²⁻ được coi là tác nhân gây ức chế quá trình tạo mêtan. Sở dĩ có lập luận này là do nhiều nguyên nhân khác nhau: S²⁻ làm kết tủa các nguyên tố vi lượng như Fe, Ni, Co, Mo,... do đó hạn chế sự phát triển của vi sinh vật, đồng thời, các electron giải phóng ra từ quá trình oxy hoá các chất hữu cơ sử dụng cho quá trình sulfat hoá và làm giảm quá trình sinh mêtan.
- Các hợp chất NH₄⁺ ở nồng độ 1,5 - 2mg/l gây ức chế quá trình lên men kỵ khí.
- Duy trì độ kiềm khoảng 1000 - 1500 mg/l để ngăn cản pH xuống dưới 6.2.
- Cần có đủ chất dinh dưỡng theo tỉ lệ COD:N:P = 350:5:1.

6.1.3. Ưu điểm, nhược điểm của quá trình phân hủy kỵ khí

6.1.3.1. Ưu điểm

Ưu điểm chính của quá trình phân hủy kỵ khí là: Chịu được tải trọng ô nhiễm cao; chi phí vận hành thấp hơn một số quá trình khác; Thu hồi được khí sinh học có ích cho đời sống; Ít tạo ra khí gây hiệu ứng nhà kính; Bùn được phân hủy chín và ít tạo ra bùn hơn so với quá trình hiếu khí. Cụ thể các ưu điểm như sau:

- Công trình xử lý kỵ khí tiêu thụ ít năng lượng trong quá trình vận hành. Trong trường hợp nước thải được xử lý ở nhiệt độ từ 25-35°C thì năng lượng yêu cầu trong khoảng từ 0.05-0.1 kWh/m³ nước thải (0,18-0,36 MJ/m³) (Lettinga và ctv., 1998). Đó là năng lượng cung cấp cho máy bơm để bơm nước thải từ công trình đơn vị này đến công trình đơn vị khác hoặc để bơm tuần hoàn nước thải.

- Công trình xử lý kỵ khí là một công trình sản sinh ra năng lượng, vì trong quá trình phân hủy kỵ khí những hợp chất hữu cơ bị phân hủy sẽ chuyển thành khí sinh học (mêtan, CO₂). Mức độ sinh khí sinh học phụ thuộc vào tốc độ phân hủy COD đầu vào.

- Sự hình thành bùn trong quá trình xử lý kỵ khí thì thấp hơn nhiều bùn được tạo ra trong quá trình hiếu khí, dẫn đến việc giảm chi phí xử lý bùn thải. Lượng bùn thải trong quá trình xử lý kỵ khí còn được giảm thấp nếu giảm nồng độ phosphat trong nước thải. Lượng bùn kỵ khí này dễ ổn định hơn và quá trình khử nước thực hiện cũng dễ hơn so với bùn hiếu khí.

- Yêu cầu về dinh dưỡng (N, P) của quá trình xử lý sinh học kỵ khí thấp hơn so với quá trình xử lý hiếu khí do sự tăng trưởng và sinh sản của vi sinh vật kỵ khí thấp hơn vi sinh vật hiếu khí.

- Có khả năng chịu được tải trọng cao: những công trình xử lý kỵ khí hiện nay có thể xử lý với hiệu suất từ 85-90% COD với tải trọng hữu cơ đầu vào khoảng 30g COD//ng.đ ở 30°C và 50g COD//ng.đ ở nhiệt độ 40°C với nước thải với nồng độ chất hữu cơ trung bình. Đối với những nước thải có thành phần phức tạp khác (không tan, khó phân hủy sinh học, có độc tính v.v.), tải trọng hữu cơ có thể giảm hơn nhưng vẫn cao hơn nhiều so với hệ thống bùn hoạt tính hiếu khí.

- Một ưu điểm khác của công trình xử lý kỵ khí là bùn kỵ khí có thể bảo quản trong một thời gian dài (hơn 1 năm) mà không cần nuôi dưỡng bằng dưỡng chất. Hoạt tính của bùn vẫn giữ nguyên khi bùn được giữ ở nhiệt độ nhỏ hơn 15°C. Do đó, có thể sử dụng lượng bùn dư của công trình này làm nhân cho công trình xử lý khác và giảm thời gian vận hành.

- Vốn đầu tư để xây dựng công trình xử lý kỵ khí không nhiều, diện tích sử dụng cho công trình không lớn và thời gian sử dụng dài hơn các công trình hiếu khí là những ưu điểm nổi bật của xử lý kỵ khí.

6.1.3.2. Nhược điểm

Song song đó quá trình phân hủy kỵ khí cũng có một số nhược điểm: Thời gian khởi động và phân hủy lâu nên thể tích công trình lớn; Phát sinh mùi hôi và tạo ra khí có khả năng cháy nổ...cụ thể một số nhược điểm như sau:

- Vi khuẩn tạo metan có độ nhạy cao với một số chất hóa học nhất định, ví dụ những chất hydrocacbon có nguồn gốc halôgen, một số hợp chất hữu cơ có nitơ, CN⁻ và ion tự do của kim loại nặng. Trong một số trường hợp những chất này biểu thị độc tính, hoặc làm cản trở sự sinh trưởng, phát triển của những vi khuẩn tạo khí metan. Tuy nhiên, nhiều nghiên cứu gần đây cho thấy rằng những vi khuẩn kỵ khí có thể thích nghi một số chất hóa học và có thể phân hủy chúng.

- Giai đoạn khởi động của quá trình xử lý kỵ khí thường mất nhiều thời gian (6-12 tuần) bởi vì sự tăng trưởng chậm của vi khuẩn kỵ khí.

- Khi xử lý nước thải có hợp chất chứa sunfua, quá trình xử lý kỵ khí thường tạo thành khí H₂S với mùi hôi khó chịu. Lượng khí này có thể thải ra môi trường cùng dòng thải với những công trình xử lý kỵ khí có thiết kế và vận hành chưa đạt. Đối với những công trình xử lý kỵ khí hoàn chỉnh, luôn kèm theo hệ thống thu hồi khí sinh học, và xử lý khí H₂S trong dòng thải.

- Bản chất hóa học và vi sinh học của quá trình phân hủy kỵ khí rất phức tạp. Do đó, còn thiếu những chuyên gia có khả năng thiết kế và vận hành công trình xử lý kỵ khí một cách hoàn chỉnh có hiệu quả cao nên trong thực tế có nhiều nhà máy xử lý nước thải với công trình xử lý kỵ khí đã xây dựng nhưng hoạt động hiệu quả xử lý chưa thật cao theo mong muốn.

6.2. PHÂN LOẠI CÁC CÔNG TRÌNH XỬ LÝ KỶ KHÍ

Tùy theo trạng thái của bùn, có thể chia quá trình xử lý kỵ khí thành:

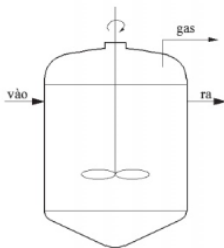
- Quá trình xử lý kỵ khí với vi sinh vật sinh trưởng dạng lơ lửng: như quá trình tiếp xúc kỵ khí (Anaerobic Contact Process), quá trình xử lý bằng lớp bùn kỵ khí với dòng nước thải đi từ dưới lên (Upflow Anaerobic Sludge Blanket - UASB); quá trình sinh học kỵ khí xáo trộn hoàn toàn.

- Quá trình xử lý kỵ khí với vi sinh vật sinh trưởng dạng dính bám: như quá trình lọc kỵ khí (Anaerobic Filter Process), quá trình lọc kỵ khí tầng lơ lửng.

6.2.1. Một số công trình xử lý nước thải bằng lên men kỵ khí

6.2.1.1. Bể sinh học kỵ khí xáo trộn hoàn toàn (*Complete-mix suspended growth anaerobic digester*)

Hình 6.6 giới thiệu sơ đồ cấu tạo bể sinh học kỵ khí xáo trộn hoàn toàn.



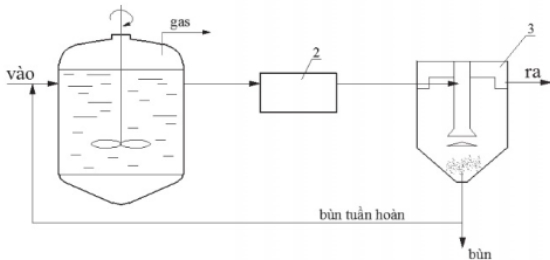
Hình 6.6. Sơ đồ bể sinh học kỵ khí xáo trộn hoàn toàn

Những đặc điểm chính của bể:

- Xáo trộn liên tục;
- Thích hợp đối với nước thải có hàm lượng hữu cơ cao và dễ bị phân hủy sinh học (hoặc bùn hữu cơ);
- Thời gian lưu nước 12 - 30 ngày;
- Thiết bị xáo trộn: Hệ thống cánh khuấy cơ khí hoặc sục khí.

6.2.1.2. Quá trình tiếp xúc kỵ khí (*Anaerobic digester process*)

Các công trình xử lý nước thải bằng quá trình tiếp xúc kỵ khí được thể hiện ở hình 6.7.



Hình 6.7. Các công trình xử lý nước thải bằng quá trình bể tiếp xúc kỵ khí

1. Bể tiếp xúc kỵ khí; 2. Bể tạo bông hay thiết bị khử khí; 3. Bể lắng.

Nguyên lý hoạt động của bể gồm 2 giai đoạn:

- Giai đoạn 1: Phân hủy kỵ khí các chất hữu cơ;
- Giai đoạn 2: Lắng (hoặc tuyển nổi) tách phần bùn sinh học.

Một số thông số đặc trưng:

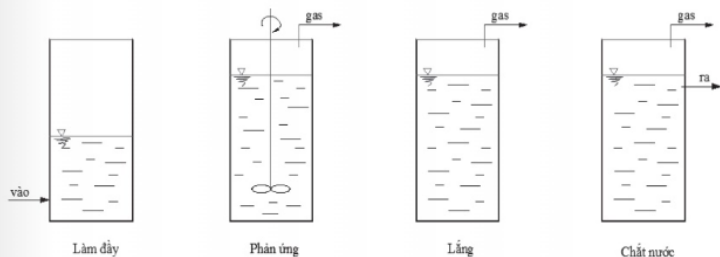
- Hàm lượng VSS trong bể dao động: 4.000 – 6.000 mg/l;
- Tải trọng chất hữu cơ: 0,5 – 10 KgCOD/m³.ng.đ;
- Thời gian lưu nước: 5h – 5 ngày.

6.2.1.3. Bể kỵ khí theo mẻ (Anaerobic Sequencing Batch Reactor-ASBR)

Các quá trình cơ bản của bể kỵ khí theo mẻ được giới thiệu ở hình 6.8.

Các giai đoạn chính của bể kỵ khí theo mẻ gồm 4 pha:

- Pha làm đầy nước thải;
- Pha phản ứng kỵ khí;
- Pha lắng hay tách nổi;
- Pha chất nước.



Hình 6.8. Sơ đồ 4 giai đoạn của bể sinh học kỵ khí theo mẻ

6.2.1.4. Bể bùn hoạt tính kỵ khí lơ lửng dòng chảy từ dưới lên - UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket)

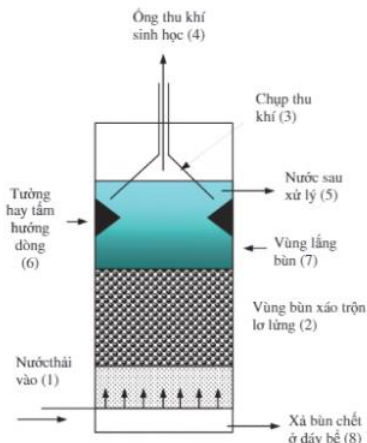
Vào những năm 1970, GS.TS. Gatzert Lettinga (người Hà Lan) cùng các cộng sự của ông thuộc Bộ môn công nghệ môi - Trường trường Đại học Nông nghiệp Wageningen phát minh công nghệ xử lý nước thải có hàm lượng hữu cơ cao bằng quá trình bùn hoạt tính kỵ khí lơ lửng dòng chảy từ dưới lên – Bể UASB.

Một tính chất quan trọng hàng đầu của UASB là khả năng duy trì một lượng sinh khối kỵ khí lớn trong hệ thống, và vì vậy cho phép bể UASB hoạt động với tải trọng cao. Bể UASB cũng được phát triển tiếp với một số biến thể, chẳng hạn EGSB

(Expanded Granular Sludge Bed, Van Lier-1994), hay USBF (Upflow Sludge Bed Filter, Guiot- 1984).

Sinh khối trong bể UASB và các biến thể của nó thường được phát triển thành các hạt hình cầu có đường kính từ 1–3 mm, vì thế có tên là bùn hạt (granular sludge). Mặc dù việc hình thành bùn hạt không phải là yếu tố sinh tử đối với sự hoạt động của UASB, nhưng nó vẫn là một điều mong muốn để đạt được tải trọng cao.

Hiện nay, bể UASB đang được sử dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới và cả trong nước để xử lý nước thải có hàm lượng chất hữu cơ cao. Sơ đồ nguyên lý hoạt động của bể UASB và tác giả của nó được giới thiệu ở hình 6.9.



Hình 6.9. Giáo sư G. Lettinga và sơ đồ nguyên lý hoạt động của bể USBF
(Nguồn: Vi sinh vật nước và nước thải, L.M.Triết, L.H.Việt, NXB XD, 2009)

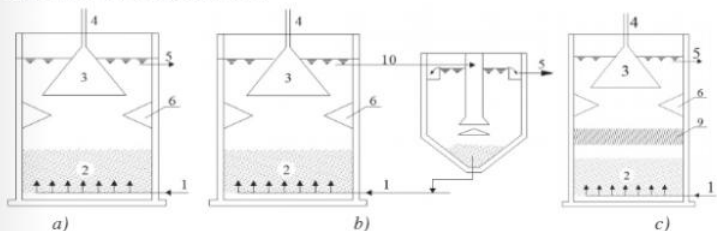
1. Dẫn nước thải vào; 2. Tầng bùn; 3. Chụp thu khí sinh học; 4. Khí sinh học;
5. Nước thải sau xử lý; 6. Tấm chắn hướng dòng.

Nước thải (1) được dẫn từ dưới lên qua lớp bùn kỵ khí lơ lửng (2), các chất hữu cơ bị phân hủy trong điều kiện kỵ khí. Sản phẩm của quá trình là khí sinh học (biogas) được tập trung vào chụp thu khí sinh học (3). Nước thải sau xử lý (5) được dẫn đến các công trình xử lý tiếp theo. Tấm chắn hướng dòng (6) để hướng dòng khí sinh học tập trung về chụp thu khí mà không xâm nhập vào phần nước. Vùng (7) là vùng lắng bùn. Bùn chết vùng đáy bể được xả ra từ ống (8).

Các dạng bể UASB được ứng dụng nhiều trong thực tế:

- UASB nguyên thủy;
- UASB có bể lắng và có bùn tuần hoàn;
- UASB có lớp giá thể.

Rất nhiều công trình xử lý nước thải tập trung ở các khu công nghiệp, các cơ sở sản xuất: chế biến thủy sản, các nhà máy chế biến mủ cao su, ngành chăn nuôi gia súc, chế biến tinh bột sắn có áp dụng công nghệ UASB và đều do các kỹ sư Việt Nam thiết kế và lắp đặt. Hiệu quả làm việc đều rất ổn định, một số dạng bể UASB được trình bày trong hình 6.10.



Hình 6.10. Sơ đồ các dạng bể UASB

- a) UASB nguyên thủy; b) UASB với bể lắng và bùn tuần hoàn;
c) UASB có giá thể để VSV bám dính.

- Dẫn nước thải vào bể;
- Lớp bùn kỵ khí (Sludge blank);
- Chụp thu khí;
- Khí sinh học;
- Dẫn nước thải ra;
- Tấm chắn hướng dòng;
- Bể lắng;
- Bùn tuần hoàn;
- Lớp giá thể.

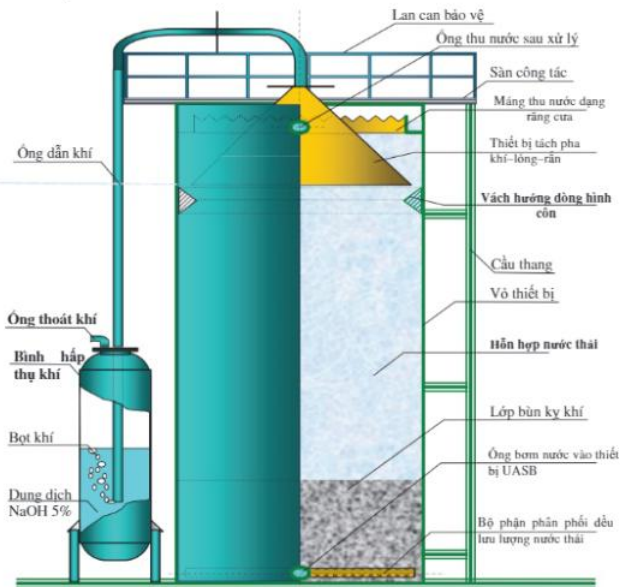
6.2.2. Cấu tạo và tính toán thiết kế bể UASB

6.2.2.1. Cấu tạo và nguyên tắc hoạt động

Hình 6.11 giới thiệu sơ đồ cấu tạo cơ bản của UASB có chụp thu khí bao trùm gần như toàn bộ tiết diện bể với nguyên tắc hoạt động:

Nước thải được nạp liệu từ phía đáy bể, đi qua lớp bùn hạt, quá trình xử lý xảy ra khi các chất hữu cơ trong nước thải tiếp xúc với bùn hạt. Vi sinh vật kỵ khí trong lớp bùn sẽ hấp thụ các chất hữu cơ hòa tan và dạng keo trong nước thải, phân hủy và chuyển hóa chúng thành khí (khoảng 70–80% là CH_4 , 20–30% là CO_2). Bọt khí sinh ra bám vào hạt bùn cặn, nổi lên trên làm xáo trộn và gây ra dòng tuần hoàn cục bộ trong lớp cặn lơ lửng. Khí sinh ra từ lớp bùn sẽ dính bám vào các hạt bùn và cùng với khí tự do nổi lên mặt bể. Tại đây, quá trình tách pha khí-lỏng-rắn xảy ra nhờ bộ phận tách pha. Khí theo ống dẫn qua bồn hấp thu chứa dung dịch NaOH 5–10%. Bùn sau khi tách khỏi bọt khí lại lắng xuống. Nước thải theo màng tràn răng cưa dẫn đến công trình xử lý tiếp theo.

Vận tốc nước thải đưa vào bể UASB được duy trì trong khoảng 0,6-0,9 m/h (nếu bùn ở dạng bùn hạt). pH thích hợp cho quá trình phân hủy kỵ khí dao động trong khoảng 6,6-7,6. Do đó cần cung cấp đủ độ kiềm (1000-5000 mg/l) để bảo đảm pH của nước thải luôn luôn > 6,2 vì ở pH < 6,2, vi sinh vật chuyển hóa mêtan không hoạt động được. Cần lưu ý rằng chu trình sinh trưởng của vi sinh vật axit hóa ngắn hơn rất nhiều so với vi sinh vật acetát hóa (2-3 giờ ở 35°C so với 2-3 ngày, ở điều kiện tối ưu). Do đó, trong quá trình vận hành ban đầu, tải trọng chất hữu cơ không được quá cao vì vi sinh vật axit hóa sẽ tạo ra axit béo dễ bay hơi với tốc độ nhanh hơn rất nhiều lần so với tốc độ chuyển hóa các axit này thành acetát dưới tác động của vi sinh vật acetát hóa.



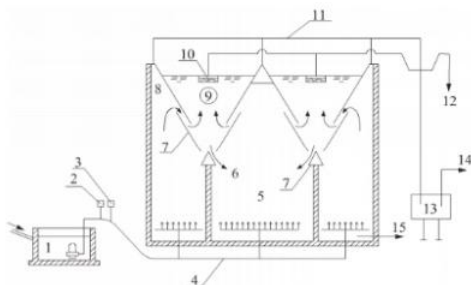
Hình 6.11. Sơ đồ cấu tạo bể UASB

Trong trường hợp chưa có loại bùn hạt ban đầu có thể vận hành với bùn ở bể tự hoại trước. Thời gian đầu, thực hiện với tải trọng ban đầu khoảng 3kg COD/m³.ng.đ. Mỗi khi đạt đến trạng thái ổn định, tải trọng này sẽ được tăng lên gấp đôi cho đến khi đạt tải trọng 15 - 20kg COD/m³.ng.đ. Thời gian này kéo dài khoảng 3 - 4 tháng.

Sau đó, bể sẽ hoạt động ổn định và có khả năng chịu quá tải, cũng như nồng độ chất thải khá cao. Khí mê-tan thu được có thể sử dụng cho việc đun nấu và cung cấp nhiệt. Lượng bùn sinh ra rất nhỏ nên không cần thiết phải đặt vấn đề xử lý bùn. Quá trình xử lý này chỉ tiêu tốn một lượng nhỏ năng lượng dùng để bơm nước.

Hình 6.12 giới thiệu sơ đồ cấu tạo cơ bản của UASB với ngăn lắng thiết kế bên ngoài chụp thu khí với nguyên tắc hoạt động như sau:

Nước thải sau khi điều chỉnh pH theo ống dẫn vào hệ thống phân phối đều trên diện tích đáy bể. Hỗn hợp bùn kỵ khí trong bể hấp thụ chất hữu cơ hoà tan trong nước thải, phân hủy và chuyển hoá chúng thành khí (khoảng 70–80% CH_4 , 20–30% khí CO_2) và nước. Các hạt bùn cặn bám vào các bọt khí được sinh ra nổi lên bề mặt làm xáo trộn và gây ra dòng tuần hoàn cục bộ trong lớp cặn lơ lửng, trộn đều nước thải với sinh khối. Khi hạt cặn nổi lên và phải tẩm chắn bị vỡ ra, khí thoát lên trên, cặn rơi xuống dưới. Hỗn hợp bùn nước đã tách hết khí qua khe cửa (8) vào ngăn lắng với vận tốc 9–10 m/h. Hạt cặn trong ngăn lắng tách bùn xuống đáy qua cửa vào ngăn lắng. Hạt cặn trong ngăn lắng tách bùn lắng xuống đáy qua cửa (6) và tuần hoàn lại vùng phản ứng kỵ khí. Nước trong thu vào máng (10), theo ống (12) dẫn sang bể xử lý hiếu khí (xử lý đợt 2). Khí sinh học được giàn ống (11) thu về bình chứa (13) rồi theo ống dẫn khí đốt (14) ra ngoài.



Hình 6.12. Sơ đồ cấu tạo của bể UASB có ngăn lắng riêng

1. Bể điều hòa lưu lượng và trạm bơm nước thải; 2. Bộ phận đo và điều chỉnh pH; 3. Định lượng chất dinh dưỡng N, P nếu cần; 4. Ống dẫn và dàn ống phân phối đều nước thải trong bể; 5. Thể tích vùng phản ứng kỵ khí; 6. Cửa tuần hoàn cặn lắng; 7. Tấm chắn khí; 8. Cửa dẫn hỗn hợp bùn nước sau khi đã tách khí vào ngăn lắng; 9. Thể tích vùng lắng bùn; 10. Máng thu nước; 11. Ống dẫn hỗn hợp khí sinh học; 12. Ống dẫn nước sang bể xử lý hiếu khí (đợt 2); 13. Thùng chứa khí; 14. Ống dẫn khí đốt; 15. Ống xả bùn dư.

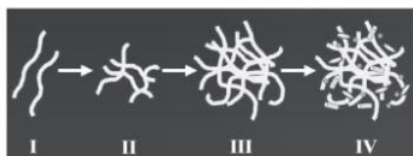
Bên trong bể hình thành hai vùng rõ rệt: ở chiều cao khoảng $\frac{1}{4}$ từ đáy lên, lớp bùn hình thành do các hạt cặn keo tụ có nồng độ từ 5.000–7.000 mg/l; phía trên lớp này

là lớp bùn lơ lửng có nồng độ 1.000-3.000 mg/l gồm các bông cặn chuyển động giữa lớp bùn đáy và bùn tuần hoàn từ ngăn lắng rơi xuống. Bùn trong bể là sinh khối đóng vai trò quyết định trong việc phân hủy và chuyển hoá chất hữu cơ. Nồng độ cao của bùn hoạt tính trong bể cho phép bể làm việc với tải trọng chất hữu cơ cao. Để hình thành khối bùn hoạt tính đủ nồng độ, làm việc có hiệu quả, đòi hỏi thời gian vận hành từ 3-4 tháng. Nếu cấy vi khuẩn tạo axit và vi khuẩn tạo metan trước với nồng độ thích hợp và vận hành chế độ thủy lực $\leq 1/2$ công suất thiết kế, thời gian khởi động có thể rút xuống còn 2-3 tuần. Lượng bùn dư bằng 0,15-0,2% lượng COD, tức bằng một nửa bùn được sinh ra so với khi xử lý hiếu khí.

6.2.2.2. Hoạt động của bùn kỵ khí trong bể UASB

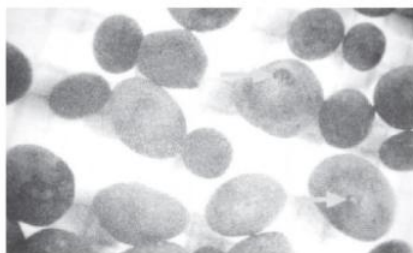
Bùn (vi sinh vật kỵ khí) đóng vai trò quyết định trong việc phân hủy và chuyển hóa các chất hữu cơ. Lớp nước và bùn chia thành 3 vùng rõ rệt và chiều cao 1/4 bể từ đáy tính lên. Lớp bùn hình thành do các hạt cặn keo tụ nồng độ 5-7%. Lớp bùn lơ lửng nồng độ 1.000-3.000 mg/l, phần trên cùng là lớp nước đã lắng bùn. Nồng độ cao của bùn cho phép bể làm việc với tải trọng chất hữu cơ cao (nước ô nhiễm nặng).

Lý thuyết Spaghetti trong việc tạo thành bùn hạt được trình bày trong hình 6.13a,b.



Hình 6.13a. Sơ đồ quá trình hình thành bùn hạt

Các hạt bùn tạo thành có dạng hình cầu, đường kính từ 1-1,5mm.



Hình 6.13b. Hạt bùn hình thành trong xử lý kỵ khí

6.2.2.3. Điều kiện, phạm vi áp dụng

a) Điều kiện áp dụng

- Bùn nuôi cấy ban đầu: nồng độ tối thiểu là 10 kg VSS/m^3 . Lượng bùn cho vào không nên nhiều hơn 60% thể tích bể;

- Nồng độ COD đầu vào được giới hạn ở mức thấp nhất là 100 mg/l . Với hàm lượng chất hữu cơ COD = 50.000 mg/l thì cần pha loãng nước thải hoặc tuần hoàn nước thải đầu ra;

- Khoảng giới hạn của pH từ 6,6–7,6. Tuyệt đối pH không được nhỏ hơn 6,2 vì sẽ gây ức chế hoạt động của vi khuẩn mêtan;

- Chất dinh dưỡng: nồng độ nguyên tố N, P, S tối thiểu có thể tính theo biểu thức sau: $(\text{COD/Y}): \text{N:P:S} = (50/\text{Y}):5:1:1$ với Y là hệ số sản lượng tế bào phụ thuộc vào loại nước thải. Nước thải dễ axit hóa Y = 0,03; khó axit hóa Y = 0,15;

- Hàm lượng cặn lơ lửng: nước thải có hàm lượng SS lớn không thích hợp xử lý bằng UASB. Với SS > 3.000 mg/l sẽ khó phân hủy sinh học, khi lưu lại trong bể sẽ ngăn cản quá trình phân hủy nước thải, khi đó có thể pha loãng nước thải hoặc tuần hoàn nước thải đầu ra;

- Nước thải chứa độc tố: UASB không thích hợp với loại nước thải có hàm lượng amonia > 2.000 mg/l hoặc hàm lượng sulphate > 500 mg/l . Khi nồng độ muối cao cũng gây ảnh hưởng xấu đến vi khuẩn mêtan. Khi nồng độ muối nằm trong khoảng $5.000\text{--}15.000 \text{ mg/l}$ thì có thể xem là độc tố;

- Hiệu suất của bể UASB phụ thuộc vào các yếu tố như: nhiệt độ, pH, các chất độc hại trong nước thải,...

b) Phạm vi áp dụng

Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học kỵ khí với công nghệ UASB ứng dụng cho hầu hết tất cả các loại nước thải có nồng độ COD từ mức trung bình đến cao: chế biến thủy sản, chế biến mù cưa, thực phẩm đóng hộp, dệt nhuộm, sản xuất bánh tráng, sản xuất tinh bột khoai mì (sắn), chăn nuôi gia súc, gia cầm, lò giết mổ gia súc gia cầm,... Bể có thể xây dựng bằng gạch hoặc bằng bê tông cốt thép, bằng nhựa tổng hợp và thường có mặt bằng hình chữ nhật, hình tròn, hình vuông.

6.2.2.4. Tính thể tích và kích thước bể

Để xác định thể tích và kích thước bể UASB cần xem xét:

- Tải trọng hữu cơ;

- Vận tốc dòng chảy;

- Thể tích xử lý hiệu quả là thể tích chiếm chỗ bởi lớp bùn và sinh khối hoạt tính;
- Thể tích vùng lắng.

Thể tích hữu dụng tối thiểu của bể UASB được tính toán dựa trên tải trọng hữu cơ lựa chọn:

$$V_n = \frac{QS_0}{L_{org}} \quad (6-1)$$

Trong đó:

- V_n - Thể tích hữu dụng tối thiểu của bể, m^3 ;
- Q - Lưu lượng nước thải vào bể, m^3/h ;
- S_0 - Nồng độ COD của nước thải trước khi xử lý, mg/l ;
- L_{org} - Tải trọng chất hữu cơ, $kg\ COD/m^3.ng.đ.$

Trong trường hợp nước thải có nồng độ COD < 2.500 mg/l , có thể tính thể tích bể theo thời gian lưu nước:

$$V_n = Q.HRT \quad (6-2)$$

Để tính toán tổng thể tích chứa hỗn hợp nước thải trong bể (phía dưới bể tách ba pha rắn-lông-khí), có thể sử dụng hệ số hữu ích dao động trong khoảng 0,8-0,9. Như vậy, tổng thể tích hữu ích trong bể, chưa kể phần thể tích chiếm chỗ bởi phần tách ba pha rắn-lông-khí sẽ được tính như sau:

$$V_L = \frac{V_n}{E} \quad (6-3)$$

Trong đó:

- V_n - Thể tích hữu dụng tối thiểu của bể, m^3 ;
- V_L - Tổng thể tích phần chứa hỗn hợp nước thải trong bể, m^3 ;
- E - Hệ số hữu ích = 0,8 - 0,9.

Diện tích của bể được tính theo công thức sau:

$$A = \frac{Q}{v} \quad (6-4)$$

Trong đó:

- A - Diện tích, m^2 ;
 - Q - Lưu lượng nước thải vào bể, m^3/h ;
 - v - Vận tốc nước đi từ dưới lên, m/h .
- Đối với bùn hạt $v = 1,25-2\ m/h$ (tối đa 6 m/h).
 Đối với bùn thường $v < 0,5\ m/h$ (tối đa 2 m/h).

Chiều cao của lớp nước trong bể được tính theo công thức sau:

$$H_L = \frac{V_L}{A} \quad (6-5)$$

Trong đó:

H_L - Chiều cao lớp nước trong bể, m;

V_L - Tổng thể tích phân chứa hỗn hợp nước thải trong bể, m^3 ;

A - Diện tích bề mặt của bể, m^2 .

Thiết bị tách pha chiếm thêm một phần thể tích trong bể UASB và làm cho tổng chiều cao của bể tăng thêm từ 2,5 - 3,0m. Như vậy, tổng chiều cao của bể UASB sẽ là:

$$H_T = H_L + H_G \quad (6-6)$$

Trong đó:

H_T - Tổng chiều cao của bể UASB, m;

H_L - Chiều cao lớp nước trong thiết bị, m;

H_G - Chiều cao chiếm chỗ bởi thiết bị tách ba pha rắn-lỏng-khí, m.

Hiệu quả xử lý COD của nước thải trong bể UASB được tính theo công thức sau:

$$E = C_0 - \frac{C_t}{C_0}, \% \quad (6-7)$$

Trong đó:

C_0 - Hàm lượng COD ban đầu, mg/l ;

C_t - Hàm lượng COD sau xử lý, mg/l (nguồn loại A-50 mg/l ; loại B-100 mg/l).

Thể tích công tác của bể UASB bằng:

$$V = \frac{E \times Q \times C_0}{100 \times L}, m^3 \quad (6-8)$$

Trong đó:

E - Hiệu quả xử lý COD, %;

Q - Lưu lượng nước thải, $m^3/ng.đ$;

C_0 - Hàm lượng COD đầu vào, kg/m^3 (mg/l);

L - Tải trọng chất hữu cơ, $kg/m^3/ng.đ$:

$L = 4-8$ kg COD $m^3/ng.đ$ ứng với nhiệt độ của nước thải $25^\circ C$;

$L = 8-12$ kg COD $m^3/ng.đ$ ứng với nhiệt độ của nước thải $30^\circ C$;

$L = 12-18$ kg COD $m^3/ng.đ$ ứng với nhiệt độ của nước thải $35^\circ C$.

Khi nước thải có hàm lượng COD < 3.000 mg/l, thể tích của bể UASB có thể tính theo công thức:

$$V = \frac{t \times Q}{24}, m^3 \quad (6-9)$$

Trong đó:

t- Thời gian lưu nước: t = 6–9 h khi nhiệt độ của nước thải 20 - 25°C;

t ≥ 4 h khi nhiệt độ của nước thải = 25°C.

Vận tốc của nước thải trong bể UASB:

$$v = \frac{H_1}{t}, m/h \quad (6-10)$$

Trong đó:

H₁- Chiều cao công tác của bể UASB, thường chọn H₁ = 4–4,5 m.

Chiều cao tổng cộng của bể UASB được tính theo công thức:

$$H_{tc} = H_1 + h_2 + h_3, m \quad (6-11)$$

Trong đó:

h₂- Chiều cao vùng lắng, h₂ = 1,2 m;

h₃- Chiều cao tính từ mặt nước đến thành bể, h₃ = 0,3–0,5 m.

Diện tích của bể UASB:

$$F = \frac{Q}{24} \times v, m^2 \quad (6-12)$$

Đường kính của bể UASB được tính theo công thức:

$$D = \frac{\sqrt{4F}}{\pi}, m \quad (6-13)$$

Các thông số để xác định diện tích cần thiết để lắp đường ống phân phối nước thải vào bể UASB được trình bày tóm tắt trong bảng 6.1.

Khi thiết kế thiết bị tách ba pha rắn-lỏng-khí cần xem xét các điều kiện sau:

- Lựa chọn được thiết bị hay giải pháp tách pha khí và pha lỏng tại khu vực lắng bùn trong bể USAB;

- Góc nghiêng của tấm hướng dòng hay thành thiết bị tách pha ~ 45-60°;

- Diện tích bề mặt của phần khe hở phải < 15-20% tổng diện tích bề mặt của bể;

- Chiều cao của thiết bị tách pha dao động trong khoảng 1,5-2,0 m đối với bể UASB có chiều cao 5-7 m;

- Mặt phân cách lỏng-khí phải được duy trì trong thiết bị tách pha để bảo đảm hiệu quả tách bọt khí và khống chế sự hình thành váng;

- Đường kích ống thoát khí phải đủ lớn để bảo đảm thoát khí dễ dàng, nhất là trong trường hợp có hình thành váng nổi;
- Có thể thiết kế hệ thống phá bọt bên trên nếu cần.

Bảng 6.1. Diện tích cần thiết để lắp đường ống phân phối nước thải vào bể UASB

<i>Loại bùn</i>	<i>Tải trọng COD (kg/m³.ng.đ)</i>	<i>Diện tích/đường ống vào (m²)</i>
Bùn dạng bông bùn có TSS > 40 kg/m ³	< 1,0	0,5-1,0
	1-2	1,0-2,0
	> 2	2,0-3,0
Bùn dạng bông bùn có TSS ~ 20-40 kg/m ³	< 1-2	1,0-2,0
	> 3	2,0-5,0
Bùn hạt	1-2	0,5-1,0
	2-4	0,5-2,0
	> 4	> 2,0

Nguồn: Metcalf & Eddy, 2003.

6.2.3. Bể lọc kỵ khí

Bể lọc kỵ khí là một cột chứa vật liệu tiếp xúc để xử lý chất hữu cơ chứa cacbon trong nước thải. Nước thải được đưa vào bể lọc kỵ khí sẽ được phân phối đều theo diện tích đáy bể, nước đi từ dưới lên chảy qua lớp vật liệu lọc trên đó có vi sinh vật kỵ khí sinh trưởng và phát triển, các chất hữu cơ sẽ bám lại tại vật liệu lọc có chứa vi khuẩn kỵ khí và tạo thành lớp màng vi sinh vật. Tại đây, các chất hữu cơ sẽ được hấp thụ và phân hủy, bùn cặn sẽ được giữ lại trong khe rỗng của lớp vật liệu lọc. Vì vi sinh vật được giữ trên bề mặt vật liệu tiếp xúc và không bị rửa trôi theo nước sau xử lý nên thời gian lưu của tế bào vi sinh vật (thời gian lưu bùn) rất cao (khoảng 100 ngày). Sau 2-3 tháng sẽ xả bùn dư một lần. Phần nước sau khi qua lớp vật liệu lọc sẽ được chảy vào máng thu và tiếp tục đi sang công trình xử lý hiếu khí.

Vật liệu lọc có thể là:

- Dạng tấm (chất dẻo);
- Vật liệu rời hạt, như hạt polystyren có đường kính 3-5 mm.

6.2.3.1. Bể lọc kỵ khí (giá thể cố định, dòng chảy ngược dòng UAF)

Bể lọc kỵ khí là cột chứa đầy vật liệu rắn trơ, là giá thể cố định cho vi sinh vật kỵ khí bám trên bề mặt, giá thể đó có thể là đá, sỏi, than, vòng nhựa tổng hợp, tấm

nhựa, vòng sứ,... dòng nước thải phân bố đều đi từ dưới lên tiếp xúc với màng vi sinh bám dính trên bề mặt giá thể để hình thành “màng sinh học”. Giá thể là vật liệu nhựa tổng hợp có cấu trúc thoáng, độ rỗng cao (95%) nên vi sinh dễ bám dính và chúng thường được thay thế dần cho đá sỏi sử dụng trước đây. Độ rỗng của vật liệu lọc dao động từ 90 đến 250 m³/m² bề mặt bể.

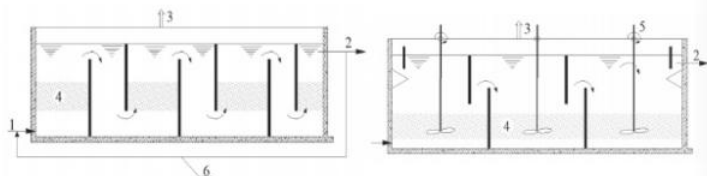
Do khả năng bám dính tốt của màng sinh học dẫn đến lượng sinh khối trong bể tăng lên và thời gian lưu bùn kéo dài. Vì vậy thời gian lưu nước nhỏ có thể vận hành ở tải trọng rất cao. Lọc kỵ khí sử dụng giá thể là đá hoặc sỏi thường bị bất tắc do các chất lơ lửng hoặc màng sinh học không bám dính giữ lại ở khe rỗng của các viên đá hoặc sỏi.

Trong bể lọc kỵ khí do dòng chảy quanh co đồng thời do tích lũy sinh khối, rất dễ gây ra các vùng chết và dòng chảy ngán. Để khắc phục nhược điểm này, có thể bố trí thêm hệ thống xáo trộn bằng khí sinh học (biogas) sinh ra thông qua hệ thống phân phối khí đặt ở dưới lớp vật liệu và máy nén khí sinh học.

Sau thời gian dài vận hành, các chất rắn không bám dính gia tăng trong bể. Điều này có thể nhận thấy được khi hàm lượng SS đầu ra tăng, hiệu quả xử lý giảm do thời gian lưu nước thực tế trong bể bị rút ngắn. Chất rắn không bám dính có thể lấy ra khỏi bể bằng cách xả đáy và rửa ngược.

Bể lọc kỵ khí thường là bể kín, khí sinh học được thu hồi ở phía trên của bể. Bể lọc kỵ khí có nhiều ưu điểm, đáng lưu ý là: khả năng tách các chất hữu cơ cao, thời gian lưu nước ngắn, quản lý vận hành đơn giản, ít tốn năng lượng. Nhược điểm của bể lọc kỵ khí là thường hay bị tắc nghẽn, thời gian khởi động lâu.

Ở hình 6.14, giới thiệu sơ đồ bể lọc kỵ khí vách ngăn giá thể cố định (a) (Anaerobic Baffled Reactor-ABR) và bể lọc kỵ khí di chuyển (b) (Anaerobic Migrating Blanket Reactor-AMBR).



Hình 6.14. Các dạng bể bùn hoạt tính kỵ khí lơ lửng dòng chảy từ dưới lên:

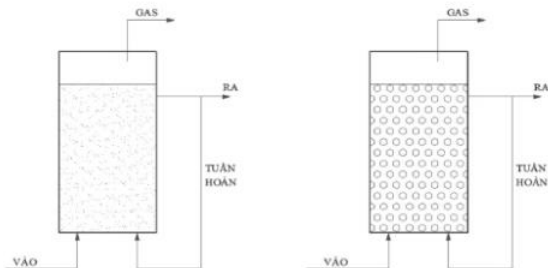
- a) Bể lọc kỵ khí có vách ngăn (ABR- Anaerobic Baffled Reactor); b) Bể lọc kỵ khí có khuấy trộn lớp bùn lơ lửng (AMBR- Anaerobic Migrating Blanket Reactor).

Nước thải được phân bố đều dẫn từ dưới lên tiếp xúc với các màng sinh học bám trên giá thể và thực hiện quá trình ôxy hoá sinh hoá các chất hữu cơ trong nước thải.

Các VSV già cỗi không còn khả năng dính bám vào giá thể sẽ trôi theo dòng nước đến công trình xử lý tiếp theo.

6.2.3.3. Bể lọc kỵ khí đơn giản và bể lọc kỵ khí tăng lơ lửng

Bể lọc kỵ khí đơn giản và lọc kỵ khí tăng lơ lửng được giới thiệu ở hình 6.15.



Hình 6.15. Bể lọc kỵ khí đơn giản (hình bên trái) và bể lọc kỵ khí tăng lơ lửng

6.2.3.3. Tính toán bể lọc kỵ khí với giá thể cố định dòng chảy từ dưới lên (UAF)

Hiệu quả xử lý COD của bể UAF được tính theo công thức:

$$E = C_0 - \frac{C_t}{C_0}, \% \quad (6-14)$$

Trong đó:

C_0 - Hàm lượng COD đầu vào, mg/l;

C_t - Hàm lượng COD đầu ra sau xử lý, mg/l.

Thời gian lưu nước trong bể UAF có thể tính theo công thức:

$$T = \left(\frac{s}{1-E} \right)^{\frac{1}{m}}, h \quad (6-15)$$

Trong đó:

s và m - Các hệ số tính toán phụ thuộc vào các loại giá thể bố trí trong bể. Với chiều cao bố trí giá thể ≥ 2 m, hệ số s có thể chọn: $s = 1$ và $m = 0,4-0,6$;

E - Hiệu quả xử lý COD, %.

Thể tích công tác của bể được tính theo công thức:

$$V = \frac{Q \times t}{24}, m^3 \quad (6-16)$$

Tải trọng chất hữu cơ được xác định theo biểu thức:

$$L = \frac{Q \times C_0}{1000 \times V}, Kg \text{ COD}/m^3/ng.\dot{d} \quad (6-17)$$

(Trong bể lọc kỵ khí UAF tải trọng hữu cơ cho phép dao động trong khoảng từ 1 đến 7 kgCOD/m³/ng.đ).

Bể lọc kỵ khí UAF thường có dạng hình trụ có đường kính D = 14–20m.

Chiều cao công tác của bể:

$$H = \frac{4 \times V}{\pi \times D^2}, m \quad (6-18)$$

Trong đó:

V- Thể tích công tác của bể, m³;

D- Đường kính của bể, m;

$\pi = 3,14$.

Chương 7

XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC TRONG ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN

Th.S. Nguyễn Ngọc Thiệp

Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học trong điều kiện tự nhiên dựa vào khả năng tự xử lý (tự làm sạch) của công trình xử lý như: các loại hồ sinh học nhân tạo do con người đào đắp xây dựng, các hồ đầm có sẵn trong tự nhiên; xử lý nước thải qua đất: cánh đồng tưới, cánh đồng lọc, cánh đồng tưới nông nghiệp trong điều kiện tự nhiên. Ngày nay người ta còn phát triển ý tưởng về công trình xử lý nước thải thân thiện với môi trường như thác nước nhân tạo, đài nước làm giàu oxy cho nước, hồ cảnh quan tại các khu vực công cộng hay ứng dụng các công trình sinh thái để xử lý nước thải với các điều kiện tự nhiên sẵn có.

Bản chất của quá trình xử lý nước thải trong điều kiện tự nhiên là các vi sinh vật thực, hệ động thực vật có trong môi trường tiến hành thực hiện quá trình oxy hoá và quá trình hấp thụ, quá trình chuyển hóa các chất hữu cơ có trong nước thải:

- Các chất ô nhiễm ở dạng hòa tan sẽ chuyển hóa sang dạng khí, các khí này thoát khỏi môi trường nước, nguồn nước giảm ô nhiễm so với ban đầu;

- Các chất ô nhiễm được chuyển hóa và tham gia vào việc xây dựng tế bào cho hệ động thực vật hình thành các dạng sinh khối động thực vật được con người thu gom tái chế thành nguồn năng lượng, nguồn nguyên liệu có ích trong sản xuất và đời sống.

- Một số thành phần ô nhiễm tham gia vào quá trình sinh sản, sinh trưởng và phát triển của vi sinh vật có trong môi trường sẽ góp phần làm giảm mức độ ô nhiễm của nước thải, các vi sinh vật này phát triển đến giai đoạn chết sẽ lắng xuống phần đáy của ao hồ thành bùn và sẽ được hệ động thực vật đáy tiếp tục tham gia phân hủy, bùn sau phân hủy được thu gom xử lý làm phân bón hữu cơ hay chất độn để cải tạo đất.

Đối với quá trình xử lý sinh học hiếu khí trong tự nhiên, oxy sẽ được cung cấp vào nhờ quá trình làm thoáng tự nhiên do gió, không khí xâm nhập vào lớp nước

bề mặt của ao hồ sinh học và do quá trình quang hợp của rong tảo vào ban ngày tạo ra lượng oxy cần thiết cho vi sinh vật hiếu khí, các loại thực vật nước tạo ra chế độ oxy cần thiết để sinh trưởng và phát triển thông qua lá và rễ để chuyển hóa các chất ô nhiễm có trong nước thải. Đôi khi oxy được cung cấp vào hồ nhờ các thiết bị khuếch tán bằng cơ khí tại bề mặt (làm thoáng bề mặt) hay sục khí với các độ sâu khác nhau.

Quá trình xử lý nước thải qua đất bằng cách lọc cơ học nước thải qua đất (cánh đồng tưới, cánh đồng lọc) và trên lớp đất bề mặt - nơi có sự xâm nhập oxy từ không khí bên ngoài, tại đây các vi sinh vật có trong đất và chính hệ thực vật trên mặt đất tham gia vào quá trình oxy hoá sinh hoá các chất hữu cơ hay hấp thu các chất hữu cơ trong nước thải (chất ô nhiễm dạng hòa tan) vào trong cơ thể thực vật thông qua bộ rễ.

Các công trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học trong điều kiện tự nhiên gồm:

- Hồ sinh học;
- Cánh đồng tưới, cánh đồng lọc;
- Cánh đồng tưới nông nghiệp;
- Đất ngập nước (Wetlands).

7.1. HỒ SINH HỌC

7.1.1. Tổng quan về hồ sinh học ứng dụng trong xử lý nước thải

Hồ sinh học được ứng dụng rộng rãi để xử lý nước thải. Hiện có khoảng gần 5.000 hồ xử lý nước thải sinh hoạt ở Mỹ, trong tổng số 12.500 hồ xử lý trên thế giới. Ngoài ra, chúng cũng được sử dụng để xử lý một số loại nước thải công nghiệp. Các loại hồ sinh học ứng dụng trong xử lý nước thải phổ biến gồm: hồ sinh học kỵ khí (hồ kỵ khí), hồ sinh học tùy nghi (hồ tùy nghi), hồ sinh học hiếu khí (hồ hiếu khí), hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước (hồ thực vật nước).

Hồ kỵ khí thường được ứng dụng trong giai đoạn tiền xử lý nước thải công nghiệp và sinh hoạt nhưng chủ yếu là xử lý nước thải công nghiệp, nước thải chăn nuôi gia súc có nồng độ chất hữu cơ cao và dễ phân hủy sinh học.

Hồ tùy nghi trước đây thường được ứng dụng để xử lý nước thải sinh hoạt và công nghiệp. Hiện nay, hồ tùy nghi thường được dùng nhiều trong xử lý nước thải sinh hoạt ở mức sơ cấp hoặc xử lý thứ cấp sau các công trình tiền xử lý (các công trình xử lý cơ học: song chắn rác, bể lắng cát, bể lắng đợt,...).

Nhiều hồ xử lý tùy nghi thường có kích thước xây dựng nhỏ. Trên thực tế người ta thường sử dụng kết hợp hệ thống hồ tùy nghi và hiếu khí, đôi khi kết hợp với hồ kỵ khí để xử lý nước thải sinh hoạt và công nghiệp do giá thành xây dựng thấp và khả năng kiểm soát các vi sinh vật gây hại có hiệu quả.

Hồ hiếu khí lúc đầu được dùng để xử lý nước thải bột giấy và ngành công nghiệp sản xuất giấy, sau đó nó được sử dụng rộng rãi trong xử lý các loại nước thải công nghiệp khác nhau. Kể từ 1960, hồ hiếu khí lại được ứng dụng trong xử lý nước thải sinh hoạt. Hiện nay, hồ hiếu khí ngày càng đạt hiệu quả cao trong xử lý nước thải sinh hoạt trước khi xả thải vào nguồn tiếp nhận.

Hồ thực vật nước được sử dụng với mục đích xử lý nước thải sinh hoạt, khu du lịch, các cụm dân cư nhỏ, nước thải công nghiệp và xử lý bậc 3 đối với nước thải công nghiệp, ngoài ra mang tính chất tạo cảnh quan. Với chi phí đầu tư, vận hành, bảo trì thấp và có khả năng khử pathogen (các vi sinh vật gây hại) cao. Nước sau xử lý thích hợp cho tưới tiêu phục vụ nông nghiệp.

Các loại hồ nêu trên được hình thành một cách tự nhiên từ những ao, hồ sẵn có trong thiên nhiên hoặc được hình thành do con người tạo nên bằng cách đào đắp, xây dựng.

Hồ sinh học là một trong những hình thức lâu đời nhất để xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học. Hồ sinh học dùng để xử lý những nguồn thải thứ cấp với cơ chế phân hủy tự nhiên các chất hữu cơ. Ban đầu, cấu trúc các hồ khá đơn giản nên không thể hiện rõ các đặc điểm vật lý, hóa học và các quá trình sinh học phức tạp trong hồ. Do sự hiểu biết về các yếu tố có tác động đến hiệu suất của quá trình sinh hóa trong hồ còn hạn chế nên hồ được vận hành kém hiệu quả. Chính vì vậy, chất lượng nước đầu ra từ các hồ thường không đáp ứng yêu cầu về chất lượng nước của nguồn nước cho mục đích cấp nước. Ở hình 7.1, giới thiệu hồ sinh học 3 bậc của nhà máy xử lý nước thải.

Các hồ sinh học có thể là các hồ độc lập hoặc kết hợp với các phương pháp xử lý khác (thông thường phương pháp cơ học hay phương pháp hóa lý). Các hoạt động diễn ra trong hồ sinh học là kết quả của sự cộng sinh phức tạp của một hệ sinh thái bao gồm các động thực vật như nấm, tảo, thực vật nổi, động vật đáy... giúp ổn định dòng nước và làm giảm các vi sinh vật gây bệnh. Tuy nhiên, sự tăng trưởng quá mạnh của tảo trong hồ cũng là một vấn đề đáng quan tâm.

Nhìn chung, do sự lắng đọng tảo diễn ra khá chậm nên nó làm tăng nồng độ các chất rắn lơ lửng và các vật liệu hữu cơ dễ phân hủy có thể gây tái nhiễm bẩn cho hồ trong quá trình vận hành xử lý nước thải.



Hình 7.1. Xử lý nước thải bằng hồ sinh học 3 bậc

7.1.2. Hoạt động của vi sinh vật trong hồ sinh học

Vi sinh vật hiện diện trong hồ sinh học là đa dạng nhất trong số các công trình xử lý bằng phương pháp sinh học, bao gồm các loài vi khuẩn hiếu khí, vi khuẩn kỵ khí, các sinh vật có khả năng quang hợp, động vật nguyên sinh và không xương sống.

7.1.2.1. Vi khuẩn hiếu khí

Các loài vi khuẩn hiện diện trong hồ xử lý sinh học cũng giống như trong các hệ thống xử lý khác, như trong bùn hoạt tính, gồm các nhóm: nhóm tự dưỡng, nhóm dị dưỡng, nhóm vi khuẩn đơn bào tự do, nhóm vi khuẩn dạng khối cầu, nhóm vi khuẩn dạng sợi. Các nhóm này đều có chức năng phân hủy các chất hữu cơ, giải phóng CO_2 và tạo sinh khối mới.

Các vi khuẩn đơn bào tự do mặc dù phân hủy các hợp chất hữu cơ nhưng chúng lại không thể lắng xuống đáy và vì vậy, chúng thường bị cuốn ra ngoài theo dòng thải dưới dạng các chất rắn lơ lửng. Các vi khuẩn này thường tồn tại trong các môi trường có nồng độ hữu cơ dòng vào cao và nồng độ ôxy trong nước thấp.

Nhóm vi khuẩn dạng khối cầu tăng trưởng gắn kết thành một khối lớn do tạo ra các polime ngoại bào. Kiểu tăng trưởng này rất quan trọng giúp đẩy nhanh tốc độ phân hủy BOD và lắng đọng ở cuối quá trình và vì vậy giúp hạn chế lượng chất rắn lơ lửng thải ra ngoài.

Số lượng vi khuẩn dạng sợi xuất hiện trong điều kiện môi trường tăng trưởng đặc biệt. Các vi khuẩn này thường không có ảnh hưởng tiêu cực như trường hợp trong bùn hoạt tính.

Hầu hết các vi khuẩn dị dưỡng có khả năng thích ứng với khoảng pH môi trường rộng, hiệu suất loại bỏ BOD trong môi trường hiếu khí tốt nhất là ở pH = 6,5-9, nhiệt độ thích hợp là từ 3-4°C đến 60-70°C. Có một nhóm vi khuẩn đặc biệt xuất hiện trong

hồ xử lý sinh học, có khả năng oxy hóa amôni thông qua con đường nitrít đến nitrát, gọi là vi khuẩn nitrát hóa. Có 2 loại vi khuẩn tham gia vào quá trình nitrát hóa: *Nitrosomonas europaea*, oxy hóa amôni thành nitrít, và *Nitrobacter winogradskyi*, oxy hóa nitrít thành nitrát.

7.1.2.2. Vi khuẩn kỵ khí

Các vi khuẩn kỵ khí xuất hiện trong hồ sinh học thường là các loại có khả năng tạo mêtan (vi khuẩn tạo axit và vi khuẩn mêtan) và khử sunfát. Nhiều loại vi khuẩn kỵ khí thường thủy phân các prôtein, chất béo, polysacarít có trong nước thải sang dạng amin axit, các chuỗi péptit ngắn hơn, axit béo, glycerol, mono và disaccarít.

Nhóm vi khuẩn tạo axit sẽ chuyển hóa các sản phẩm ở trên trong điều kiện kỵ khí thành các dạng rượu đơn và các axit hữu cơ như axêtic, prôpioníc, và butyríc. Loại vi khuẩn này thích nghi tốt với các điều kiện môi trường pH và nhiệt độ khác nhau.

Nhóm vi khuẩn tạo mêtan có chức năng chuyển các sản phẩm như formíc axit, mêtanol, mêtylamin và axit axêtic trong điều kiện kỵ khí thành mêtan. Vi khuẩn mêtan thường dễ bị ảnh hưởng bởi điều kiện môi trường, và thích nghi với khoảng pH hẹp: 6,5 - 7,5; yêu cầu nhiệt độ > 14°C.

Nhóm vi khuẩn khử sunfát (gồm có 14 loài, Bolt et al., 1994) có thể sử dụng sunfát như là tác nhân cung cấp năng lượng, giúp chuyển hóa sunfát thành H₂S. Nhóm vi khuẩn này chỉ xuất hiện khi nước thải chứa BOD và sunfát nhưng không có oxy. Quá trình chuyển hóa này là nguyên nhân chính gây ra mùi khó chịu ở các hồ xử lý.

7.1.2.3. Các vi sinh vật quang hợp

Loài vi sinh vật này xuất hiện ở tất cả các loại hồ nhưng chiếm ưu thế nhất là hồ kỵ khí. Các vi khuẩn lưu huỳnh kỵ khí thường được phân loại thành 2 nhóm: vi khuẩn lưu huỳnh màu đỏ và màu xanh, với tổng số 28 loài (Ehrlich, 1990), có nhiệm vụ oxy hóa làm giảm hợp chất H₂S thông qua sử dụng năng lượng ánh sáng mặt trời, tạo sản phẩm là lưu huỳnh và sunfát.

Tảo là loài hiếu khí, có khả năng quang hợp và tăng trưởng nhờ vào các hợp chất hữu cơ đơn giản như CO₂, NH₃, NO₃⁻ và PO₄²⁻, sử dụng ánh sáng mặt trời như nguồn năng lượng. Có 2 nhóm chính (dựa vào chất diệp lục): tảo nâu (tảo cát), tảo xanh (*Chlorella*, *Chlamydomonas*, và *Euglena*) và tảo đỏ. Các loại tảo này tăng trưởng phụ thuộc vào điều kiện môi trường, nhất là nhiệt độ, tải lượng chất hữu cơ, tình trạng oxy trong hồ, hiện trạng chất dinh dưỡng....

Một loại tảo nữa có thể xuất hiện trong hồ là tảo xanh lục, thường thích nghi với điều kiện môi trường khá khắc nghiệt: nhiệt độ cao, ít ánh sáng, chất dinh dưỡng

trong hồ kém. Có thể kể đến là các loại: *Aphanothece*, *Microcystis*, *Oscillatoria* và *Anabaena*.

7.1.2.4. Động vật nguyên sinh và động vật không xương sống

Có nhiều loài sinh vật bậc cao hơn có thể xuất hiện trong các hồ sinh học (động vật) như động vật nguyên sinh và động vật không xương sống, như: *rotifers*, *daphnia*, giun đốt, *chironomids* (ấu trùng muỗi vằn) và ấu trùng muỗi (thường gọi là zooplankton- động vật nổi).

7.1.2.5. Các thực vật lơ lửng và thực vật nổi

Nhiều loại thực vật nổi có trong các ao hồ ở vùng ven và các khu vực bán ngập ở thành hồ điển hình: các loại rong, loại cỏ, rau nước, lục bình, rau ngổ, rau muống, các loại bèo... được giới thiệu ở hình 7.2.



a) Rau muống



b) Cây lục bình



c) Cây lác



c) Rau dĩa nước



d) Rau ngổ



e) Cây sậy

Hình 7.2. Một số loại thực vật trong tự nhiên

7.1.3. Các loại hồ sinh học

Có nhiều cách thức để phân loại hồ, chúng ta có thể sử dụng phương pháp đơn giản để phân loại dựa trên quá trình cung cấp oxy (quá trình làm thoáng nước hồ) cũng như trong điều kiện không có oxy (kỵ khí) hoặc ở trạng thái có lúc có lúc thiếu oxy (tùy nghi) cho quá trình khoáng hoá các chất hữu cơ trong nước thải ở hồ

sinh học. Thông thường các hồ có đặc điểm riêng là độ sâu của lớp nước trong hồ sẽ khác nhau, mỗi mức độ sâu của lớp nước sẽ tương ứng với một loại hồ nào đó. Trong thực tế tồn tại các loại hồ sinh học như sau:

- Hồ sinh học hiếu khí với làm thoáng tự nhiên;
- Hồ sinh học hiếu khí với làm thoáng nhân tạo;
- Hồ sinh học kỵ khí;
- Hồ sinh học tùy nghi;
- Hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước.

Ngoài ra trong một hồ có thể có từ 1 đến 3 quá trình sinh học nêu trên, tùy thuộc vào độ sâu lớp nước và quá trình cung cấp oxy, ví dụ như: kết hợp hiếu khí với tùy nghi; kết hợp hiếu khí với kỵ khí; kết hợp hiếu khí với tùy nghi và kỵ khí.

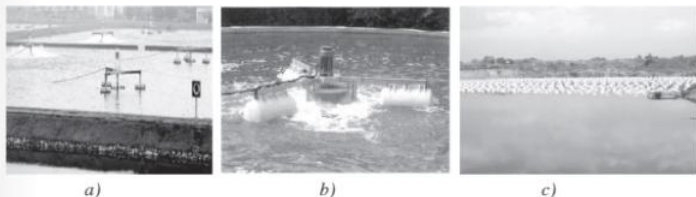
7.1.3.1. Hồ sinh học hiếu khí với làm thoáng tự nhiên

a) Quá trình làm thoáng tự nhiên

Ôxy được cung cấp cho hồ sinh học bằng con đường làm thoáng trên mặt hồ do gió gây xáo trộn trên bề mặt hồ làm khuếch tán không khí vào nước, ôxy hình thành do quá trình quang hợp của rong tảo và thực vật nước sẽ tạo ra ôxy cần thiết cho vi sinh vật thực hiện quá trình ôxy hoá các chất hữu cơ có trong nước thải. Sản phẩm của quá trình này có tạo ra CO_2 một phần bay ra khỏi nước và một lượng CO_2 sẽ cung cấp lại cho tảo hấp thụ phát triển tảo mới.

Mối quan hệ giữa tảo và vi sinh vật là mối quan hệ cộng sinh ổn định trong hồ. Các sinh vật nước khác như: nguyên sinh động vật (*Protozoa*), giun tước (*Rotifer*), thực vật nước: lục bình, lau sậy, cỏ nến và các thủy sinh vật khác cũng tham gia tích cực vào quá trình xử lý nước thải ở hồ sinh học.

Hình 7.3 giới thiệu một số loại hồ sinh học với làm kiểu thoáng nhân tạo và hồ sinh học với kiểu làm thoáng tự nhiên.



Hình 7.3. Hồ sinh học với làm thoáng:

a), b) Hồ sinh học với làm thoáng nhân tạo; c) Với làm thoáng tự nhiên.

b) Tính toán hồ sinh học hiếu khí làm thoáng tự nhiên

Đối với hồ hiếu khí làm thoáng tự nhiên, chiều sâu của hồ trong điều kiện Việt Nam có thể chọn 50 - 70cm, tải trọng BOD vào khoảng 250 - 300kg/ha.ngày; thời gian lưu nước trong hồ khoảng 3 - 12 ngày.

Tính toán hồ sinh học hai bậc với làm thoáng tự nhiên gồm các nội dung sau:

1. Tính toán hồ sinh học bậc I:

Thời gian lưu nước ở hồ bậc I được tính theo công thức:

$$t_1 = \frac{1}{\alpha_1 \times k_1} \lg \frac{L_a}{L_1}, \text{ ng.đ} \quad (7-1)$$

Trong đó:

α_1 - Hệ số sử dụng thể tích hồ có thể chọn như sau: Khi tỷ lệ giữa chiều rộng B và chiều dài L của hồ: B: L từ 1: 1 đến 1: 3 thì $\alpha_1 = 0,35$; trường hợp B: L giảm đến 1: 30 thì $\alpha_1 = 0,8$;

k_1 - Hằng số phụ thuộc vào nhiệt độ: $k_1 = 0,1.1,047^{(T-20)}$;

L_a - Hàm lượng BOD của nước thải dẫn vào hồ, mg/l;

L_1 - Hàm lượng BOD sau hồ bậc I, mg/l.

Thể tích hồ bậc I được tính theo công thức:

$$W_1 = Q_{tb} \times t_1, \text{ m}^3 \quad (7-2)$$

Trong đó:

Q_{tb} - Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải dẫn vào hồ, m³/ng.đ.

Diện tích mặt thoáng của hồ bậc I:

$$F_1 = \frac{Q_{tb} \times O_p \times (L_a - L_1)}{\alpha(O_p - O_0) \times \Psi_{kk}}, \text{ m}^2 \quad (7-3)$$

Trong đó:

O_p - Lượng oxy hoà tan tương ứng với nhiệt độ nước hồ, mg/l;

Với nhiệt độ: 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30... thì tương ứng $O_p = 8,42, 8,28, 8,11, 7,95, 7,81, 7,67, 7,52...$;

O_0 - Hàm lượng oxy hoà tan ra khỏi hồ bậc I, có thể lấy 4-6 mg/l;

Ψ_{kk} - Độ hòa tan tự nhiên của không khí vào nước hồ với độ thiếu hụt oxy bằng 1 g/m³.ng.đ; $\Psi_{kk} = 4-6 \text{ g/m}^3.\text{ng.đ}$;

L_a - Hàm lượng BOD của nước thải dẫn vào hồ bậc I, mg/l;

L_1 - Hàm lượng BOD của nước thải sau hồ bậc I, mg/l;

α - Hệ số đặc trưng hình dáng của bờ hồ: Với bờ hồ bình thường: $\alpha = 0,7-0,8$; khi bờ hồ khúc khuỷu: $\alpha = 0,5-0,6$.

Kích thước của hồ sinh học bậc I sẽ là: $B_1 \times L_1 = F_1$

Chiều sâu lớp nước của hồ sinh học bậc I được xác định theo công thức:

$$H_1 = \frac{W_1}{F_1}, \text{ m} \quad (7-4)$$

2. Tính toán hồ sinh học bậc II:

Thời gian lưu nước ở hồ sinh học bậc II được tính theo công thức:

$$t_2 = \frac{1}{\alpha_2 \times k_2} \lg \frac{L_1}{L_1}, \text{ ng.đ} \quad (7-5)$$

Trong đó:

α_2 - Hệ số sử dụng thể tích hồ bậc II, với tỷ lệ B: L đến 1: 30 thì $\alpha_2 = 0,8$;

k_2 - Hằng số nhiệt độ ứng với nhiệt độ của nước ở hồ bậc II: $k_2 = 0,1 \cdot 1,047^{(T_2 - 20)}$;

T_2 - Nhiệt độ nước của hồ bậc II, °C;

L_1 - Hàm lượng BOD của nước thải sau hồ bậc I dẫn qua hồ bậc II, mg/l;

L_2 - Hàm lượng BOD đầu ra khỏi hồ bậc II, mg/l.

Thể tích hồ bậc II được tính theo công thức:

$$W_2 = Q_{tb} \times t_2, \text{ m}^3 \quad (7-6)$$

Diện tích mặt thoáng của hồ sinh học bậc II:

$$F_2 = \frac{Q_{tb} \times O_p \times (L_1 - L_2)}{\alpha(O_p - O_0) \times \psi_{kk}}, \text{ m}^2 \quad (7-7)$$

Chiều sâu lớp nước của hồ sinh học bậc II được xác định theo công thức:

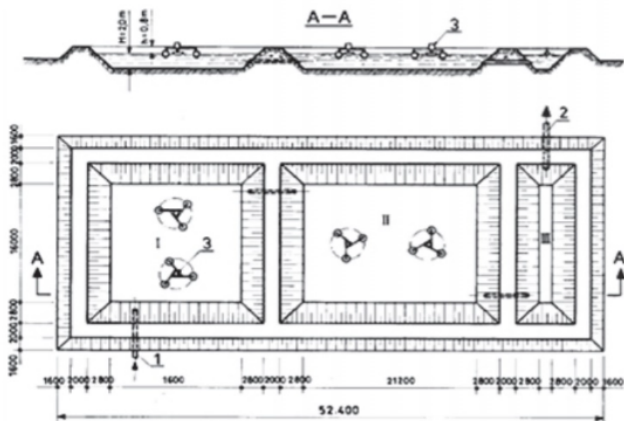
$$H_2 = \frac{W_2}{F_2}, \text{ m} \quad (7-8)$$

7.1.3.2. Hồ sinh học hiếu khí trong điều kiện nhân tạo

a) Quá trình làm thoáng trong hồ nhân tạo

Hồ sinh học với làm thoáng nhân tạo với cánh khuấy cơ giới hay sục khí thường được ứng dụng để xử lý sinh học bậc II sau xử lý cơ học hoặc xử lý sinh học bậc cao. Để cung cấp oxy cần thiết cho hồ sinh học và xáo trộn đều oxy với nước thải thường sử dụng các thiết bị khuấy trộn bề mặt với trục quay đứng và với dòng điện ổn định (hình 7.3a, b).

Do được cung cấp oxy đầy đủ nên hồ sinh học hiếu khí với làm thoáng nhân tạo có độ sâu đến 3 - 5m. Ở hình 7.4 giới thiệu mặt bằng và mặt cắt của hồ sinh học ba bậc với làm thoáng nhân tạo ở bậc I và bậc II.



Hình 7.4. Mặt bằng và mặt cắt hồ sinh học 3 bậc với hệ thoáng nhân tạo:

I. Hồ bậc I; II. Hồ bậc II; III. Hồ bậc III (không sục khí)

1. Dẫn nước thải vào hồ bậc I; 2. Dẫn nước thải ra; 3. Thiết bị khuấy cung cấp oxy.

b) Tính toán hồ sinh học với làm thoáng nhân tạo

Hiệu quả xử lý BOD của hồ sinh học với làm thoáng nhân tạo được xác định theo công thức:

$$E = \frac{L_a - L_t}{L_t}, \% \quad (7-9)$$

Trong đó:

L_a - Hàm lượng của nước thải đầu vào, mg/l;

L_t - Hàm lượng của nước thải sau xử lý, mg/l.

c) Tính toán hồ sinh học 3 bậc với làm thoáng nhân tạo (sục khí ở 2 bậc đầu):

Hàm lượng BOD của nước thải ra khỏi hồ sinh học bậc I, L_{a1} được xác định theo công thức:

$$L_{a1} + L_a \times (1 - E_1), \text{ mg/l} \quad (7-10)$$

Trong đó:

L_a - Hàm lượng BOD của nước thải đầu vào, mg/l;

E_1 - Hiệu quả xử lý BOD ở hồ bậc I, %: $E_1 = 50 - 60\%$.

Hiệu quả xử lý BOD của nước thải ở hồ sinh học bậc II:

$$E_2 = \frac{L_{a1} - L_{a2}}{L_{a1}}, \% \quad (7-11)$$

Trong đó:

L_{a1} - Hàm lượng BOD của nước thải ra khỏi hồ sinh học bậc I, mg/l;

L_{a2} - Hàm lượng BOD của nước thải ra khỏi hồ sinh học bậc II, mg/l.

Tải trọng BOD của hồ sinh học bậc I, q_1 được tính theo công thức:

$$q_1 = \frac{1}{E_1 \times 8e^{0,02 \times L_{a1}}} - 8e^{-0,02 \times L_{a1}}, \text{ mg/g.h} \quad (7-12)$$

Trong đó:

e - Số logarit tự nhiên.

Thời gian lưu nước ở hồ bậc I:

$$t_1 = \frac{L_a}{a \times q_1}, \text{ ng.đ} \quad (7-13)$$

Trong đó:

L_a - Hàm lượng BOD của nước thải ban đầu, mg/l;

a - Hàm lượng chất lơ lửng đầu vào, mg/l;

q_1 - Tải trọng BOD của hồ sinh học bậc I, mg/g.h.

Thể tích hồ sinh học bậc I được xác định theo công thức:

$$W_1 = \frac{Q_{tb}}{24} t_1, \text{ m}^3 \quad (7-14)$$

Trong đó:

Q_{tb} - Lưu lượng trung bình của nước thải trong ngày đêm, $\text{m}^3/\text{ng.đ}$;

t_1 - Thời gian lưu nước ở hồ bậc I, ng.đ.

Tải trọng BOD ở hồ sinh học bậc II, q_2 :

$$q_2 = \frac{1}{E_2} 8e^{0,02 \times L_{a2}} - 8e^{-0,02 \times L_{a2}}, \text{ mg/g.h} \quad (7-15)$$

Trong đó:

E_2 - Hiệu quả xử lý BOD ở hồ sinh học bậc II, mg/l, $E_2 = 75-85 \%$;

L_{a2} - Hàm lượng BOD ra khỏi hồ sinh học bậc II, mg/l.

Thời gian lưu nước ở hồ bậc II:

$$t_2 = \frac{L_{a1}}{a \times q_2}, \text{ ng.đ} \quad (7-16)$$

Trong đó:

L_{a1} - Hàm lượng BOD ra khỏi hồ sinh học bậc I, mg/l;

a- Hàm lượng chất lơ lửng đầu vào, mg/l;

q_2 - Tải trọng BOD ở hồ sinh học bậc II, mg/g.h.

Thể tích hồ sinh học bậc II:

$$W_{II} = \frac{Q_{tb}}{24} \times t_2, m^3 \quad (7-17)$$

Trong đó:

Q_{tb} - Lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, m³/ng.đ;

t_2 - Thời gian lưu nước ở hồ bậc II, ng.đ.

Thể tích của hồ bậc III được xác định theo công thức:

$$W_{III} = \frac{Q_{tb}}{24} \times t_3, m^3 \quad (7-18)$$

Trong đó:

t_3 - Thời gian lưu nước ở hồ bậc III, $t_3 = 10-12$ h.

Lượng oxy cung cấp cho hồ sinh học bậc I được tính theo công thức:

$$G_1 = g_1 \times Q_{tb} \frac{L_a - L_t}{\psi_1 \times d_1 \times 1000}, kg \quad (7-19)$$

Trong đó:

G_1 - Lượng oxy cung cấp cho hồ sinh học bậc I, kg;

Q_{tb} - Lưu lượng trung bình của nước thải trong ngày đêm, m³/ng.đ;

g_1 - Lượng oxy để khử 1kg BOD ở hồ bậc I, $g_1 = 2,0-2,3$ kg;

L_a - Hàm lượng BOD của nước thải đầu vào, mg/l;

L_t - Hàm lượng BOD của nước thải sau khi ra khỏi hồ sinh học bậc I, mg/l;

ψ_1 - Mức độ sử dụng không khí, $\psi_1 = 0,9$;

d_1 - Độ thiếu hụt oxy, đối với hồ bậc I, $d_1 = 0,7-0,8$.

Lượng oxy cung cấp cho hồ sinh học bậc II:

$$G_2 = g_2 \times Q_{tb} \frac{L_{a1} - L_{t2}}{\psi_2 \times d_2 \times 1000}, kg \quad (7-20)$$

Trong đó:

G_2 - Lượng oxy cung cấp cho hồ sinh học bậc II, kg;

g_2 - Lượng oxy để khử 1kg BOD ở hồ bậc II: $g_2 = 2,5 - 3,0$ kg;

- L_{a1} - Hàm lượng BOD của nước thải ra khỏi hồ sinh học bậc I, mg/l;
 L_{a2} - Hàm lượng BOD của nước thải ra khỏi hồ sinh học bậc II, mg/l;
 ψ_2 - Mức độ sử dụng không khí;
 d - Độ thiếu hụt ôxy: $d = 0,5$.

Diện tích hồ sinh học bậc I:

$$F_1 = \frac{W_1}{H_1}, m^2 \quad (7-21)$$

Trong đó:

- W_1 - Thể tích hồ sinh học bậc I, m^3 ;
 H_1 - Độ sâu của hồ, m: $H = 2-4$ m.

Diện tích của hồ sinh học bậc II:

$$F_2 = \frac{W_2}{H_2}, m^2 \quad (7-22)$$

Trong đó:

- W_2 - Thể tích của hồ sinh học bậc II, m^3 ;
 H_2 - Độ sâu của hồ bậc II, lấy bằng H_1 , m.

Diện tích của hồ bậc III (thực tế là hồ lắng, không sục khí):

$$F_3 = \frac{W_3}{H_3}, m^2 \quad (7-23)$$

Trong đó:

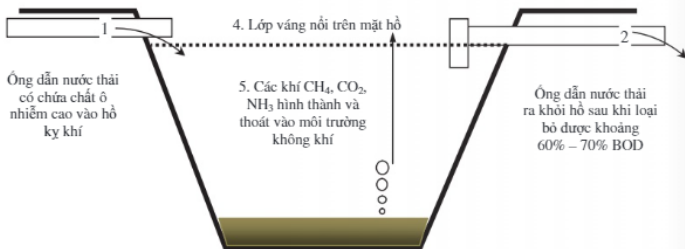
- W_3 - Thể tích của hồ bậc III, m^3 ;
 H_3 - Độ sâu của hồ bậc III, lấy bằng H_1 , m.

7.1.3.3. Hồ sinh học kỵ khí

a) Hoạt động của hồ kỵ khí

Hồ kỵ khí dùng để lắng cặn và phân hủy phần cặn lắng bằng quá trình sinh hóa tự nhiên, dựa trên cơ sở sống và hoạt động của các vi sinh vật kỵ khí. Các vi khuẩn kỵ khí phá vỡ các hợp chất hữu cơ trong nước thải, hình thành các khí CH_4 và CO_2 và giải phóng khí này vào môi trường không khí tự nhiên.

Nước thải giàu chất hữu cơ được dẫn vào hồ sinh học kỵ khí theo ống (1). Tại hồ các chất hữu cơ lắng xuống đáy hồ tạo thành lớp bùn (3) bị phân hủy kỵ khí và tạo thành các chất khí CH_4 , CO_2 , NH_3 , H_2S thoát vào không khí (5). Nước thải sau xử lý được dẫn đến công trình xử lý tiếp theo (2). Trong quá trình hoạt động của hồ sinh học kỵ khí có tạo lớp màng nổi (4).



3. Cặn lắng hình thành bùn đáy có chứa nhiều N, P hữu cơ

Hình 7.5. Mô tả hoạt động của hồ kỵ khí

Hồ kỵ khí thường sâu từ 2-5m và có khả năng xử lý nước thải chứa chất hữu cơ cao (thường $> 100\text{g BOD/m}^3$ với độ sâu $> 3\text{m}$ hồ). Lượng chất hữu cơ trong hồ có liên quan mật thiết đến lượng oxy hòa tan vào hồ, nhằm duy trì điều kiện kỵ khí trên bề mặt hồ. Hồ kỵ khí không có mặt của tảo, mặc dù đôi khi chúng có thể hiện diện, chủ yếu của loài *Chlamydomonas* trên bề mặt. Hồ kỵ khí hoạt động rất hiệu quả trong điều kiện khí hậu ấm (có thể loại bỏ đến 60-85% BOD). Hồ kỵ khí làm giảm N, P, K và các sinh vật gây bệnh bằng cách tạo ra bùn và giải phóng NH_3 vào không khí. Hồ kỵ khí có khả năng:

- Chuyển đổi vật chất từ dạng vật liệu hòa tan thành dạng vật chất lắng đọng như bùn đáy;
- Hòa tan một số dạng chất hữu cơ khác;
- Thúc đẩy quá trình phân hủy sinh học của các vật chất hữu cơ;
- Chứa vật chất không hòa tan và không phân hủy như bùn đáy;
- Chứa vật chất không hấp thụ và ở dạng định hình như bùn đáy;
- Cho phép xử lý một phần dòng chảy qua.

Quá trình lên men và hoạt động của các vi sinh vật kỵ khí trong hồ làm giảm khoảng 70% lượng BOD_5 trong dòng chảy. Đây là phương pháp rất hiệu quả để làm giảm BOD. Thông thường, một hồ kỵ khí độc lập hoạt động liên tục sẽ đạt hiệu quả cao nếu nồng độ dòng thải vào nhỏ hơn 1.000mg/l BOD_5 . Đối với nước thải công nghiệp có nồng độ cao hơn, phải cần đến chuỗi 3 hồ kỵ khí mới có thể xử lý tốt, nhưng thời gian lưu ở mỗi hồ không nên ít hơn 1 ngày (McGarry and Pescod, 1970).

a) *Tính toán hồ sinh học kỵ khí*

Hồ kỵ khí thường được thiết kế (theo kinh nghiệm) có diện tích bằng 10-20% diện tích hồ tùy nghi. Thời gian lưu nước trong mùa hè là 1,5 ngày, trong mùa đông không quá 5 ngày. Đặc điểm cấu tạo của hồ:

- Hồ nên có cấu tạo 2 ngăn làm việc để dự phòng khi xả bùn trong hồ.
- Cửa xả nước vào hồ phải đặt chìm, phải đảm bảo việc phân bố cận lắng đồng đều trong hồ, nếu diện tích hồ nhỏ hơn 0,5ha chỉ cần 1 miệng xả; nếu lớn hơn thì bố trí thêm miệng xả.
- Cửa tháo nước ra khỏi hồ thiết kế theo kiểu thu nước bề mặt và có tấm ngăn để bùn hay chất nổi không thoát ra ngoài cùng với nước.

Hồ kỵ khí có thể thiết kế một cách hoàn chỉnh, không phát sinh mùi có hại và khó chịu dựa trên thông số thể tích dòng vào BOD (L_v , g/m³ng.đ), được cho bởi:

$$L_v = L_i \cdot Q/V_a \quad (7-24)$$

Trong đó:

L_i - Dòng vào có BOD, mg/l (g/m³);

Q - Lưu lượng dòng chảy, m³/ng.đ;

V_a - Thể tích hồ kỵ khí, m³.

Bảng 7.1. Các thông số thiết kế cho hồ kỵ khí (Mara and Pearson 1996)

Nhiệt độ T (°C)	Thể tích dòng vào (g/m ³ ng.đ)	Loại bỏ BOD (%)
<10	100	40
10-20	10T - 100	2T + 20
20-25	10T + 100	2T + 20
>25	350	70

Nguồn: Hamzeh Ramadan, Victor M. Ponce, 10/2006.

L_v có thể đạt đến 400 g/m³ng.đ, nhưng trong bảng trên lại quy định ở mức 350 nhằm đảm bảo mức độ an toàn đối với việc giảm phát thải mùi. Lưu ý rằng thể tích dòng vào BOD có thể chấp nhận được không nhỏ hơn 100 g/m³ để duy trì điều kiện kỵ khí. Điều này thường thích hợp khi xử lý nước thải sinh hoạt với nồng độ SO_4^{2-} nhỏ hơn 300 mg/l.

Thời gian lưu nước được xác định từ công thức:

$$q_a = V_a/Q \quad (7-25)$$

(Tối thiểu trong 1 ngày; nếu tính toán ít hơn 1 ngày, giá trị 1 ngày có thể dùng và giá trị V_a nên tính toán lại).

Diện tích xây dựng hồ:

$$A_a = L_{q1} \cdot Q / D \cdot L_v \quad (7-26)$$

Trong đó:

A_a - Diện tích hồ kỵ khí, m^2 ;

L_{q1} , Q - Lượng BOD, $g/ng.đ$;

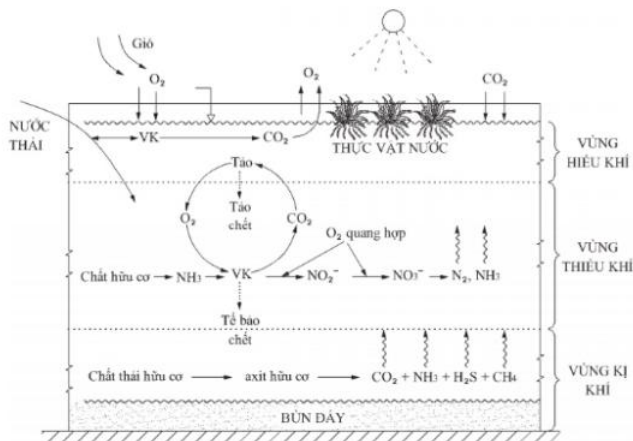
D - Độ sâu hồ, m ;

L_v - Thể tích dòng vào có BOD, $g/m^3 ng.đ$.

7.1.3.4. Hồ sinh học tùy nghi

a) Đặc điểm hồ sinh học tùy nghi

Hồ sinh học tùy nghi có 2 loại: hồ tùy nghi sơ cấp, tiếp nhận nguồn thải nguyên thủy chưa qua xử lý; và hồ tùy nghi thứ cấp, tiếp nhận nguồn thải đã qua xử lý (thường là dòng thải từ hồ kỵ khí). Hồ được thiết kế nhằm loại bỏ BOD trên cơ sở tải lượng của dòng vào 100-400 kg BOD/ha, ở nhiệt độ từ 20-25°C. Tảo thường chiếm ưu thế trong nước đục, có bùn của hồ tùy nghi là các loại sinh vật phù du (như *Chlamydomonas*, *Pyrobotrys* và *Euglena*).



Hình 7.6. Sơ đồ hoạt động của hồ tùy nghi

Chất hữu cơ trong dòng chảy vào hồ tùy nghi từ hồ kỵ khí (hồ tùy nghi thứ cấp) thường được chuyển hóa thành CO_2 , nước, các tế bào vi khuẩn và tảo mới trong điều kiện có oxy. Tảo trong hồ hiếu khí đòi hỏi phải có ánh sáng mặt trời để thực hiện

quá trình quang hợp. Chúng phát triển và sản sinh ra ôxy nhiều hơn cả nhu cầu sử dụng của chúng. Lượng ôxy dư này được các vi khuẩn sử dụng để phá vỡ các hợp chất hữu cơ trong nước thải. Việc tạo ôxy từ tảo xảy ra ở gần bề mặt của hồ hiếu khí, ở độ sâu mà ánh sáng có thể xuyên tới được (thông thường chỉ sâu đến 500mm). Ôxy cũng có thể cung cấp vào hồ nhờ gió xáo trộn trên bề mặt nước của hồ. Hồ này thường được gọi chính xác bởi thuật ngữ “tùy nghi”, bởi vì trên thực tế hồ thường có tầng hiếu khí ở trên và tầng kỵ khí ở dưới. Sở dĩ có điều này là vì lượng ôxy cao không thể được duy trì trong toàn bộ độ sâu của hồ. Vì vậy, toàn bộ bề mặt hồ sẽ phát triển lớp hiếu khí, tiếp theo là tầng hiếu/kỵ khí ở lớp trung gian và toàn bộ tầng kỵ khí nằm ở đáy hồ (xem trên hình 7.6).

b) Tính toán hồ sinh học tùy nghi

Hồ sinh học tùy nghi thường sâu từ 1,5-2,5m, trong đó mực nước duy trì trong hồ thường là từ 1-2m, với lớp hiếu khí nằm trên lớp kỵ khí (lớp kỵ khí thường chứa trầm tích lắng đọng), thời gian lưu thường là 5-30 ngày. Sự lên men kỵ khí xảy ra ở tầng bên dưới, sự ổn định hiếu khí xảy ra ở tầng trên. Thiết kế hồ tùy nghi thường dựa vào mức độ loại bỏ BOD. Khi nhiệt độ trung bình trong mùa đông ở các tỉnh phía Bắc trên 15°C, tải lượng các chất hữu cơ khoảng 22 - 45 kg/ha.ngày.

Tải lượng BOD dòng vào ở gần đầu tiên chỉ nên giới hạn tới 40 kg/ha.ng.đ hoặc có thể nhỏ hơn và tổng thời gian lưu nước trong hệ thống là 60 - 90 ngày, trong điều kiện thời tiết ấm và nhiệt độ không khí 25°C. Trong điều kiện này thì tải lượng BOD dòng vào ở gần đầu tiên có thể đạt đến 150 - 250 kg/ha.ng.đ.

Hiệu quả loại bỏ BOD₅ có thể đạt đến 80-90%. Chiều sâu thiết kế hồ tùy nghi thường là 1m, dùng để kiểm soát tốc độ tăng trưởng của thực vật. Hồ cũng có thể được thiết kế sâu hơn nếu dùng để chứa bùn. Bảng 7.2 dưới đây hướng dẫn thiết kế độ sâu cho hồ tùy nghi.

Bảng 7.2. Các độ sâu thường chọn khi thiết kế hồ sinh học tùy nghi

STT	Độ sâu (m)	Ghi chú
1	1	Mô hình thiết kế phổ biến, nhiệt độ rất đồng đều, bùn lắng tối thiểu.
2	1,25	Điều kiện như trên nhưng lượng bùn lắng nhiều hơn.
3	1,5	Giống điều kiện 2 nhưng có thể dùng ở những vùng có điều kiện nhiệt độ thay đổi theo mùa, dòng chảy trong ngày có thể thay đổi bất thường.
4	≥ 2	Dùng để hoà tan các chất thải có khả năng phân huỷ sinh học kém và thời gian lưu được kiểm soát.

Nguồn: Sherwood C. Reed, E. Joe Middle Brooks, Ronald W. Crites.

Đặc điểm về cấu tạo hồ:

- Tỷ lệ chiều dài, chiều rộng hồ thường lấy bằng 1:1 hay 2:1. Ở những vùng có nhiều gió nên làm hồ có diện tích rộng, còn vùng ít gió nên làm hồ có nhiều ngăn;
- Nếu đất đáy hồ dễ thấm nước thì phải phủ lớp đất sét dày 15cm. Bờ hồ có mái dốc 1:1-1,5:1 ở phía trong và 2:1-2,5:1 ở phía ngoài.

Thường hệ thống gồm 2 hay nhiều hồ (nối tiếp hoặc song song) được đề nghị sử dụng trong xử lý, tải lượng chất hữu cơ đầu vào có thể lên đến 6,69 - 7,14kg BOD₅/ha.ng.đ. Đối với hệ thống hồ đơn khi sử dụng để xử lý nước thải sinh hoạt, tải lượng chất hữu cơ đầu vào thường là 2,23 - 3,12 kg BOD₅/ha.ng.đ.

Thể tích xây dựng hồ tùy nghi trong xử lý nước thải sinh hoạt (theo Gloyna, 1976) như sau:

$$V = (3,5 \times 10^{-5}) Q L_a \theta^{35-T} f \cdot f^* \quad (7-27)$$

Trong đó:

V- Thể tích hồ, m³;

Q- Lưu lượng dòng chảy vào, l/ng.đ;

L_a- Các thông số cơ bản COD hay BOD ở dòng vào, mg/l;

θ- Hệ số thay đổi nhiệt độ (= 1,085);

T- Nhiệt độ hồ, °C;

f- Tảo độc;

f*- Nhu cầu ôxy sulfic.

Đối với những vùng có nhiệt độ thay đổi theo mùa và dòng chảy dao động trong ngày thì nên thiết kế hồ có độ sâu 1,5m. Yếu tố f được thống nhất là 1,0 (đối với nước thải sinh hoạt và một số nước thải công nghiệp) và f* cũng được coi là bằng 1,0 khi nồng độ sunfat tương đương nhỏ hơn 500 mg/l. Nhiệt độ được lựa chọn trong thiết kế thường dựa vào nhiệt độ trung bình của hồ trong tháng lạnh nhất. Ánh sáng không phải là tiêu chuẩn trong thiết kế hồ nhưng có thể kết hợp trong công thức trên, như vậy, có thể viết lại công thức trên như sau:

$$V = 0,035 Q (BOD) (1,099)^{Light(35-T)/250} \quad (7-28)$$

Trong đó:

BOD - BOD₅ trong hệ thống dòng vào, mg/l;

Light - bức xạ mặt trời, langleys;

V- Thể tích hồ, m³;

Q- Lưu lượng dòng vào, l/ng.đ;

T- Nhiệt độ trong hồ, °C.

Khi thiết kế hồ tùy nghi, cần chú ý đến diện tích mặt nước sử dụng. Tăng diện tích mặt nước của hồ tùy nghi sẽ làm tăng hiệu suất xử lý chất bẩn của hồ. Cần chú ý rằng hồ tùy nghi phải được thiết kế dựa trên thông số BOD vào trên bề mặt (L_a , kg/ha.ng.đ), được cho bởi:

$$L_g = 10 \cdot L_i \cdot Q / A_f \quad (7-29)$$

Trong đó: A_f - diện tích hồ tùy nghi, m^2 .

Các thông số thiết kế cụ thể như sau (Mara, 1987):

$$L_g = 350 \cdot (1,107 - 0,002T)^{T-25} \quad (7-30)$$

Sau khi lựa chọn giá trị L_g và tính toán diện tích hồ, bước tiếp theo là tính thời gian lưu nước trong ngày của hồ tùy nghi:

$$q_f = A_f \cdot D / Q_m \quad (7-31)$$

Trong đó:

D - Độ sâu của hồ, m;

Q_m - Lưu lượng trung bình, $m^3/ngày$ (Dòng vào Q_i và dòng ra Q_e).

Do đó, ta cũng có thể tính:

$$q_f = \frac{A_f D}{\frac{1}{2}(Q_i + Q_e)} \quad (7-32)$$

Nếu sự rò rỉ nước là không đáng kể, Q_e được tính như sau:

$$Q_e = Q_i - 0,001 \cdot e \cdot A_f$$

Với e là tốc độ thoát hơi nước ($mm/ngày$). Do đó:

$$q_f = \frac{2A_f D}{(2Q_i - 0,001e \cdot A_f)} \quad (7-33)$$

Diện tích xây dựng hồ:

$$A_f = 10 \cdot L_i \cdot Q / l_s \quad (7-34)$$

Trong đó:

A_f - Diện tích hồ kỵ khí, m^2 ;

$L_i \cdot Q$ - Lượng BOD, g/ng.đ;

l_s - Thông số BOD vào trên bề mặt, kg/ha.ng.đ.

7.1.3.5. Hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước

a) Đặc điểm hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước

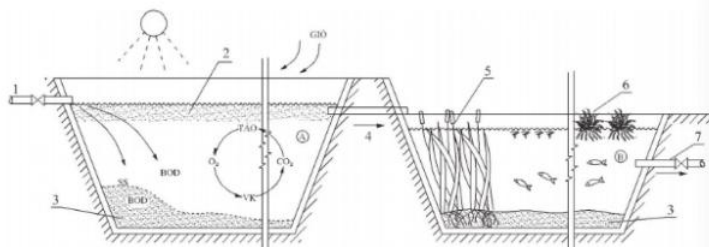
Hồ sinh học với sự tham gia của thực vật nước (hồ thực vật nước) là phương pháp xử lý được xem là lâu đời nhất (trên 3.000 năm) có khả năng xử lý các chất hữu cơ,

nitơ, photpho. Việc áp dụng hồ thực vật nước phụ thuộc vào nhiều yếu tố: tính chất nước thải: BOD, các chất dinh dưỡng, các chất độc hại, nhiệt độ nước thải; điều kiện khí hậu thời tiết: nhiệt độ, bức xạ...; tính chất nguồn tiếp nhận (hàm lượng muối, độ kiềm, độ cứng).

Thực vật nước có mặt trong các hồ sinh học chủ yếu là một số loại tảo, phiêu sinh thực vật và các thực vật nổi:

- *Pleustophyte* (tăng trưởng trên mặt nước, lá nổi trên bề mặt): lục bình, cỏ vịt, rau muống, bèo hoa dâu, bèo tây, bèo Nhật Bản;
- *Heltophyte* (rễ nằm ngập trong nước): lau sậy, cỏ chi, Iris, cỏ năng, lác;
- *Hydrophyte* (ngập trong nước): elodea, cỏ thi;
- Phiêu sinh thực vật (*phytoplankton*): tảo *chlorella*, *euglena*, *scenedesmus*.

Vai trò chính của chúng là khử nguồn ô nhiễm dinh dưỡng N, P có trong nước, tích lũy kim loại nặng, vận chuyển oxy và giải phóng oxy tự do, làm giảm tải lượng ô nhiễm, tạo môi trường thuận lợi cho vi sinh vật tăng trưởng và là nguồn dinh dưỡng cho các loài thủy sinh vật.



Hình 7.7. Sơ đồ hệ thống hồ sinh học với thực vật nước

A. Hồ sinh học với tảo *Chlorella.P*; B. Hồ sinh học với thực vật nước.

1. Dẫn nước thải vào hồ (A); 2. Tảo *Chlorella.P*; 3. Bùn lắng; 4. Dẫn nước thải sang hồ sinh học với thực vật nước (B); 5. Thực vật nước bậc cao; 6. Lục bình; 7. Nước thải sau xử lý.

Cơ chế hoạt động của hồ thực vật như sau:

Nước thải (1) có hàm lượng chất lơ lửng SS dao động trong khoảng 80-120 mg/l, BOD₅ vào khoảng 120-160 mg/l được dẫn vào hồ sinh học (A) với tảo *Chlorella.P*. Mối quan hệ cộng sinh giữa tảo (2) và vi khuẩn (VK) diễn ra như sau:

Tảo *Chlorella.P* tham gia quá trình quang hợp dưới ảnh hưởng của năng lượng mặt trời tạo ra lượng oxy cần thiết để vi khuẩn (VK) thực hiện quá trình oxy hoá sinh hoá chất hữu cơ (BOD₅) và sản phẩm của quá trình này là CO₂ và nước. Hàm

lượng CO₂ lại cung cấp cho tảo *Chlorella.P.* Thực tế thì còn có lượng ôxy hoà tan do gió tạo nên trên mặt hồ cung cấp cho vi khuẩn.

Nước thải sau khi qua hồ sinh học (A), hàm lượng SS giảm đến 40 - 60% còn BOD giảm 60 - 80%.

Nước thải từ hồ (A) theo đường ống (4) dẫn sang hồ (B) với thực vật nước khác nhau: thực vật nước bậc cao (5) có loại rễ cắm sâu trong lớp bùn và loại lục bình (6) trôi nổi trên mặt nước. Thân và rễ của chúng có khả năng hấp phụ các chất bẩn còn lại từ hồ (A) và chúng cũng thực hiện quá trình quang hợp tạo lượng ôxy cần thiết cho các vi sinh vật ôxy hoá các chất hữu cơ. Hiệu quả xử lý đầu ra ở hồ (B) đạt yêu cầu theo quy định hiện hành.

Kinh nghiệm thực tế cho thấy, tại hồ (B) có khả năng tảo phát triển quá mức dẫn đến hiện tượng phú dưỡng ở nguồn tiếp nhận. Để loại bỏ tảo, có thể sử dụng vai trò của thực vật nước che phủ ánh sáng không cho tảo thực hiện quá trình quang hợp và chết đi hoặc có thể thả các loại phiêu sinh động vật - loại ăn tảo.

Tại hồ (B) việc thả thực vật nước chiếm độ 2/3 diện tích mặt nước hồ, còn 1/3 để trống tạo điều kiện để ôxy từ không khí xâm nhập vào nước hồ. Có thể thả cá ở hồ với vai trò là sinh vật chỉ thị để đánh giá hiệu quả xử lý của hồ sinh học.

b) Tính toán hồ thực vật nước

Các yếu tố tính toán thiết kế và tiêu chuẩn thiết kế hồ thực vật nước được giới thiệu trong bảng 7.3 và 7.4.

Bảng 7.3. Tiêu chuẩn thiết kế hồ thực vật nước xử lý bậc 2

Các yếu tố	Tiêu chuẩn thiết kế
Yêu cầu dòng ra	BOD < 10mg/l, SS < 10mg/l, có sự chuyển hoá N
Tải lượng chất hữu cơ:	
Trong toàn bộ bề mặt hệ thống	100 kg BOD/ha.ng.đ
Bề mặt ô đầu tiên	300 kg BOD/ha.ng.đ
Thời gian lưu	> 6 ngày
Nhiệt độ nguồn nước	> 20°C
Chiều sâu cột nước	< 0,9 m
Tải lượng nước	< 800 m ³ /ha.ng.đ
Hình dạng bể	Hình chữ nhật, tỷ lệ dài : rộng = 1 : 3
Diện tích bề đơn	< 0,4 ha
Kiểm soát muỗi	Cần thiết
Thống kê kết quả	Hàng tháng

Nguồn: Clifford W. Randall, James L. Barnard, H. David Stensel.

Bảng 7.4. Tiêu chuẩn thiết kế hồ thực vật nước xử lý bậc 2

<i>Các yếu tố</i>	<i>Tiêu chuẩn thiết kế</i>
Yêu cầu dòng ra	BOD < 10mg/l, SS < 10mg/l, Nito tổng và Photpho tổng < 5 mg/l
Tải lượng chất hữu cơ:	
Trong toàn bộ bề mặt hệ thống	< 50 kg BOD/ha.ng.đ
Bề mặt ô đầu tiên	< 150 kg BOD/ha.ng.đ
Thời gian lưu	> 6 ngày hoặc ít hơn (phụ thuộc vào độ sâu hồ)
Nhiệt độ nguồn nước	> 20°C
Chiều sâu cột nước	< 0,9 m
Tải lượng nước	< 800 m ³ /ha.ng.đ
Hình dạng bể	Hình chữ nhật, tỷ lệ dài : rộng > 1 : 3
Diện tích bề đơn	< 0,4 ha
Kiểm soát muối	Cần thiết
Thông kê kết quả	Hàng tuần

7.2. XỬ LÝ NƯỚC THẢI QUA ĐẤT

7.2.1. Phương pháp xử lý nước thải qua đất

Phương pháp xử lý nước thải qua đất đã có từ lâu, từ giữa thế kỷ XIX khi công nghiệp và các đô thị phát triển mạnh và được ứng dụng rộng rãi các công trình được gọi là cánh đồng tưới và cánh đồng lọc. Tuy nhiên do lượng nước thải ngày càng tăng dẫn đến khó khăn về diện tích đất để xây dựng cánh đồng tưới và sau đó đến cuối thế kỷ XIX đầu thế kỷ XX đất đai trở nên đắt đỏ vì thế đã xuất hiện và phát triển các phương pháp nhân tạo để xử lý nước thải.

Phương pháp xử lý nước thải qua đất thực chất là dựa vào khả năng tự làm sạch của đất và được thực hiện ở cánh đồng tưới và cánh đồng lọc.

Bản chất của quá trình xử lý qua đất là khi dẫn nước thải qua đất các chất bẩn của nước thải bị giữ lại ở lớp đất trên cùng theo cơ chế lọc cơ học và ở lớp đất đó theo thời gian hình thành các màng sinh học gồm vô số các vi sinh vật (VSV) dính bám trên bề mặt các hạt đất, chúng sẽ hấp phụ và ôxy hoá sinh hoá hiệu quả các chất bẩn hữu cơ có trong nước thải thành các khoáng chất. Chúng sử dụng ôxy của không khí qua các khe đất ở lớp đất trên cùng (0,2-0,3 m).

Đối với xử lý nước thải qua đất bằng các công trình nhân tạo (xây dựng) có thiết kế hệ thống cấp khí nhân tạo cho lớp đất xử lý, khí cấp liên tục hoặc gián đoạn. Để tránh hiện tượng ngập lớp đất bề mặt có thể bố trí hệ thống thông khí bằng khí nén hoặc thủy lực áp lực cao.

Ở lớp đất trên cùng này diễn ra quá trình nitrát hoá nhưng càng xuống lớp đất sâu hơn lượng oxy giảm và xuất hiện vùng kỵ khí và ở đó diễn ra quá trình khử nitrát với sự tham gia của các VSV kỵ khí, do đó để tăng hiệu quả xử lý người ta có thể tuần hoàn lại một phần nước thải sau khi xử lý qua đất ban đầu.

Việc phân phối nước có thể theo các kiểu sau:

- Chảy tràn trên bề mặt;
- Chảy thẳng đứng từ trên xuống;
- Kết hợp cả 2 loại trên.

Ngoài ra có thể thiết kế chảy ngập hay chảy không ngập, và bằng cách điều khiển ở đầu ra sau bãi xử lý có thể điều chỉnh chiều dày của lớp nước ngập.

Có hai dạng cánh đồng tưới:

- *Cánh đồng tưới công cộng, cánh đồng lọc*: Cánh đồng tưới công cộng có chức năng chính là xử lý nước thải còn tưới nông nghiệp là thứ yếu; Cánh đồng lọc có chức năng chủ yếu là xử lý nước thải;

- *Cánh đồng tưới nông nghiệp* có chức năng vừa xử lý nước thải và vừa phục vụ cho tưới nông nghiệp.

7.2.2. Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc

Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc là những mảnh đất (ruộng) được san bằng hoặc có độ dốc không đáng kể và được ngăn cách bởi các bờ đất. Nước thải được phân phối đều vào các mảnh đất đó nhờ mạng lưới tưới. Sau khi tưới lọc qua đất, nước thải thấm xuống lớp dưới của đất và được thu gom vào mạng lưới thu gom để xả vào nguồn tiếp nhận gần đó.

Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc được xây dựng ở những khu đất thoải thoải có độ dốc không quá 0,02 (2%). Không nên xây dựng cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc ở những vùng thấp, ngập, lũ hay ở những vùng có mạch nước dưới đất thấp. Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc thường được bố trí ở cuối hướng gió chính, cách vùng dân cư ít nhất là 500m và xung quanh thường trồng những cây xanh ưa nước. Đất để xây dựng cánh đồng tưới công cộng- cánh đồng lọc tốt nhất là loại đất cát, á cát.

Oxy tiêu thụ cho quá trình khoáng hoá các chất hữu cơ chủ yếu lấy từ không khí và để trao đổi oxy trong đất tốt phải phân phối nước thải vào cánh đồng theo chu kỳ: Đối với cánh đồng lọc, thời gian giữa 2 lần dẫn nước thải dao động trong khoảng 5-7 ngày; đối với cánh đồng tưới công cộng sẽ phụ thuộc vào chế độ tưới.

Để tránh ứ đọng bùn và tắc nghẽn các khe rãnh của đất cản trở sự xâm nhập của không khí vào đất, thường thì nước thải trước khi dẫn vào cánh đồng cần tiến hành lắng sơ bộ và loại bỏ dầu mỡ trong nước thải.

Thời gian gần đây, ở nhiều nước trên thế giới dùng phổ biến các khu đất thuộc các trang trại ở ngoại ô đô thị làm cánh đồng tưới, cánh đồng lọc để xử lý nước thải. Việc dùng nước thải đã xử lý sơ bộ để tưới cho cây trồng thì năng suất cây trồng tăng lên 2-3 lần so với việc dùng nước ao hồ, có khi tăng tới 4 lần, nhất là những khu trồng có tăng lên tới 5 lần. Chính vì vậy, khi lựa chọn phương pháp xử lý nước thải và vị trí các công trình xử lý trước tiên phải xét tới khả năng sử dụng nước thải đã xử lý phục vụ cho lợi ích nông nghiệp. Chỉ khi không có khả năng thì mới dùng phương pháp xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo. Tuy nhiên việc sử dụng nước thải sau xử lý để tưới cây trồng trong điều kiện Việt Nam cần được phép của Bộ Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, Bộ Y tế, Bộ Tài nguyên và Môi trường.

Như vậy, xây dựng cánh đồng tưới công cộng, cánh đồng lọc nhằm các mục đích sau:

- Với cánh đồng tưới công cộng: Nhiệm vụ chính là tưới còn xử lý nước thải là phụ;
- Với cánh đồng lọc: Nhiệm vụ chính là xử lý nước thải, còn tưới là phụ, phục vụ cho nền kinh tế nông nghiệp, tức là sử dụng nước thải tưới ẩm và sử dụng các chất dinh dưỡng có trong nước thải để bón cho cây trồng.

Hiệu quả xử lý nước thải bằng cánh đồng tưới và cánh đồng lọc như sau:

BOD₂₀ còn 10-15 mg/l; NO₃ là 25 mg/l; vi khuẩn giảm tới 99,99%. Nước thải khi qua cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc không cần qua giai đoạn khử trùng có thể xả vào nguồn tiếp nhận.

Xử lý nước thải bằng cánh đồng tưới và cánh lọc có thể áp dụng cho những vùng dân cư lớn. Kỹ thuật này đã tận dụng được:

- Đặc tính lý hoá của nền đất: lọc, hấp phụ, trao đổi ion, khả năng thấm giữ và giữ nước, giữ cặn bẩn và các thể sinh vật nhỏ;
- Đặc tính sinh học của nền đất: tác động của vi sinh vật và cây cỏ.

Khó khăn lớn nhất trong áp dụng kỹ thuật tưới ở đây là diện tích tưới cố định phải lớn và nhu cầu tưới đều đặn trong năm. Với cây trồng thường chỉ tưới được 3-6 tháng trong một năm. Với đồng cỏ không được tưới trong mùa mưa và trong tháng trước khi chăn thả. Với những cây trồng lớn như rừng thì được phép tưới rộng rãi hơn. Cần có một kế hoạch tổng thể tưới nước cho các loại cây trồng trong các cánh đồng tưới và có một quy hoạch thiết kế các kỹ thuật xử lý nước thải hỗ trợ, như xử lý bằng các hồ sinh học, để đảm bảo nước thải được xử lý trước khi xả vào nguồn tiếp nhận.

Nước thải sinh hoạt chứa nhiều vi khuẩn gây bệnh và trứng giun sán. Cho nên, khi xây dựng và quản lý cả hai loại cánh đồng tưới và cánh đồng lọc phải tuân theo những yêu cầu về vệ sinh nhất định, cụ thể là nghiêm cấm không được dùng nước

thải chưa qua xử lý sơ bộ để tưới cho các loại rau ăn sống. Xử lý sơ bộ bằng lắng nước thải có thể giữ lại được 50-60% tổng số vi khuẩn cùng với các chất lơ lửng ở trong nước thải.

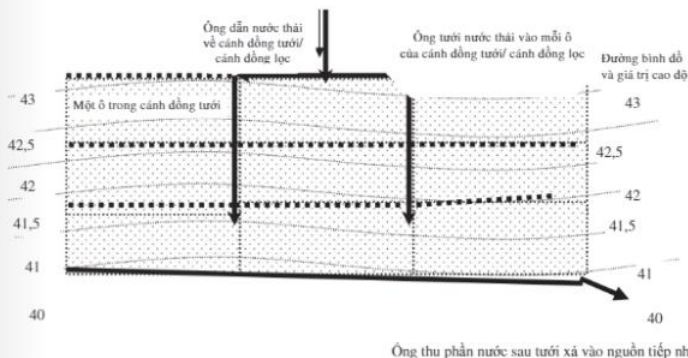
Trong nước thải sinh hoạt có chứa các thành phần dinh dưỡng cho cây trồng như đạm, lân, kali,... Hàm lượng các thành phần này phụ thuộc vào tiêu chuẩn thải nước. Trong đó, nitơ (đạm) chiếm 15-60 mg/l, lân 3-12 mg/l, kali 6-25 mg/l. Những nguyên tố này chủ yếu ở dạng hoà tan, một phần ở dạng lơ lửng. Ví dụ, đối với đạm 95% ở dạng hoà tan, 15% ở dạng lơ lửng; đối với lân tương ứng là 60% và 40%; đối với kali là 95% và 5%. Tỷ lệ giữa các nguyên tố dinh dưỡng cần thiết cho thực vật phát triển N:P:K ở trong nước thải là 5:1:12, trong khi đó ở phân chuồng tỉ lệ đó là 2:1:2. Rõ ràng nước thải là một nguồn phân bón tốt có lượng nitơ cao thích hợp với sự phát triển của thực vật.

Nước thải công nghiệp cũng có thể dùng để tưới (nếu không chứa các chất độc hại) và tổng lượng muối không được quá 4-5 g/l, trong đó muối dinh dưỡng 2g/l.

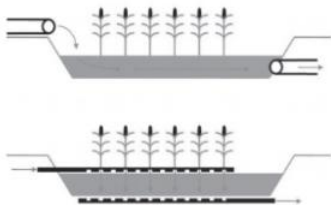
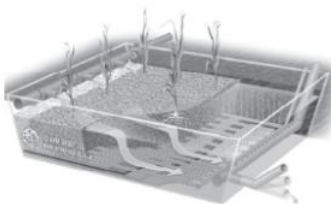
Để tránh cho đất đai không bị dầu mỡ và các chất lơ lửng bịt kín các mao quản thì nước thải trước khi đưa lên cánh đồng tưới và cánh đồng lọc cần phải được xử lý sơ bộ.

Cánh đồng tưới, cánh đồng lọc thường được xây dựng ở những nơi có độ dốc tự nhiên, cách xa khu dân cư về cuối hướng gió. Xây dựng ở những nơi đất cát, á cát, cũng có thể ở nơi đất á sét, nhưng khi đó tiêu chuẩn tưới nước không nên lấy lớn quá, tức là chỉ tưới đủ nước mà cây trồng yêu cầu và đất có thể thấm kịp.

Mạng lưới tưới của cánh đồng tưới nông nghiệp và cánh đồng lọc bao gồm: mương chính, máng phân phối, và hệ thống tưới trong các ô (hình 7.8 a, b, c).



Hình 7.8a. Mô tả cánh đồng tưới



Hình 7.8b. Mô tả cánh đồng tưới nước nhân tạo theo phương đứng, phương ngang - trường hợp không ngập



Hình 7.8c. Mô tả cánh đồng tưới - trường hợp không ngập

Nếu vì điều kiện vệ sinh hoặc điều kiện đất đai, mực nước ngầm không thể cho nước thấm xuống tầng đất phía dưới được thì cần thu lại và dẫn ra sông hồ bằng hệ thống tiêu nước. Hệ thống tiêu nước có thể là mương máng hở xây dựng theo chu vi từng ô và cũng có thể là hệ thống kết hợp: ống ngầm tiêu nước đặt ở dưới các ô với độ sâu 1,2-2m và các mương máng hở bao quanh.

Kích thước các ô lấy phụ thuộc vào địa hình, tính chất của đất đai và phương pháp canh tác, diện tích mỗi ô không nhỏ hơn 3 ha. Đối với cánh đồng tưới công cộng thì diện tích trung bình của ô lấy vào khoảng 5-8 ha và tỉ lệ giữa các cạnh 1:4 ÷ 1:8. Diện tích các ô của cánh đồng lọc, vì tiêu chuẩn tưới nước lớn nên lấy nhỏ hơn. Riêng đối với các cánh đồng tưới và cánh đồng lọc nhỏ, thì kích thước các ô xác định xuất phát từ điều kiện số lượng không nhỏ hơn 3 ô. Để thuận tiện cho công tác cơ giới, theo kinh nghiệm của nước ngoài: chiều dài của ô nên lấy khoảng 300-1.500m; chiều rộng lấy căn cứ vào địa hình, mực nước ngầm và biện pháp tưới nhưng không vượt quá 100-200m.

Khoảng cách vệ sinh phụ thuộc vào công suất nước thải:

- Đối với cánh đồng lợ:

Với công suất $Q = 200-5.000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$, khoảng cách vệ sinh:	300 m;
$Q = 5.000-50.000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$,	500 m;
$Q > 50.000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$	1.000 m.

- Đối với cánh đồng tươi:

$Q = 200-5000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$	200 m;
$Q = 5.000-50.000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$	400 m;
$Q > 50.000 \text{ m}^3/\text{ng.đ}$	1.000 m.

Để xác định diện tích của cánh đồng tưới cần phân biệt các loại tiêu chuẩn sau:

- Tiêu chuẩn tưới trung bình ngày: lượng nước thải trung bình ngày tưới trên 1ha diện tích cánh đồng trong suốt một thời gian nhất định (thường là 1 năm);

- Tiêu chuẩn tưới theo vụ: lượng nước thải tưới cho cây trồng trong suốt thời gian của vụ;

- Tiêu chuẩn tưới một lần: lượng nước tưới một lần;

- Tiêu chuẩn tưới bón: lượng nước cần thiết đối với mỗi loại cây trồng, xuất phát từ khả năng hút nước và nhu cầu về chất dinh dưỡng của mỗi loại cây trồng.

Như vậy, tiêu chuẩn tưới chỉ có thể xác định được khi tính đến tất cả các yếu tố khí hậu, thủy văn và kỹ thuật trồng cây. Trong mọi trường hợp thì điều kiện vệ sinh vẫn được xem là chủ đạo.

Từ yêu cầu về bón và độ ẩm đối với từng loại cây trồng, người ta xác định tiêu chuẩn tưới và bón. Những số liệu xác định tiêu chuẩn tưới và bón là những yêu cầu về chất dinh dưỡng của cây trồng và hàm lượng các chất đó có trong nước thải.

Tiêu chuẩn tưới nước trung bình ngày đêm (với lượng mưa hàng năm từ 300-500mm) đối với cánh đồng tưới công cộng được giới thiệu ở bảng 7.5 và bảng 7.6.

Bảng 7.5. Tiêu chuẩn tưới đối với cánh đồng tưới công cộng

T^0 trung bình năm của không khí ($^{\circ}\text{C}$)	Loại cây trồng	Tiêu chuẩn tưới ($\text{m}^3/\text{ha.ng.đ}$)		
		Á sét	Á cát	Cát
6-9,5	Vườn	45	60	80
	Đồng	25	30	40
9,5 - 11	Vườn	60	70	85
	Đồng	30	35	45
11 - 15	Vườn	70	80	90
	Đồng	25	40	45

Bảng 7.6. Tiêu chuẩn tưới bón cho các loại hoa màu

STT	Loại cây trồng	Tiêu chuẩn tưới (m^3/ha)
1	Bắp cải sớm và xúp lơ	2500-6300
2	Bắp cải muộn	5000-7000
3	Cà chua	4000-4500
4	Củ cải	3000-6500
5	Khoai tây	1800-2500
6	Hành tỏi, rau thơm	5000-10000

Tiêu chuẩn tưới nước đối với cánh đồng lộc lấy căn cứ theo điều kiện khí hậu và đặc tính của đất đai (bảng 7.7).

Bảng 7.7. Tiêu chuẩn tưới lên cánh đồng lộc ở những vùng có lượng mưa hàng năm 300-500mm

Loại đất	Nhiệt độ	1,5 m	2,0 m	3,0 m
Á sét	6-11°C	70	75	85
	11-15°C	80	85	100
Á cát	6-11°C	100	100	130
	11-15°C	120	130	150
Cát	6-11°C	160	130	235
	11-15°C	180	210	350

1. Tính toán cánh đồng tưới và cánh đồng lộc

Diện tích tổng cộng của cánh đồng F_{tc} được xác định theo công thức:

$$F_{tc} = F_{hi} + F_{dtr} + k \times (F_{hi} + F_{dtr}), \text{ ha} \quad (7-35)$$

Trong đó:

F_{hi} - Diện tích hữu ích của cánh đồng, ha;

F_{dtr} - Diện tích dự trữ, ha;

k- Hệ số tính đến diện tích để xây dựng các công trình phụ (kênh, mương phân phối nước thải..., $k = 0,15-0,25$).

Diện tích hữu ích F_{hi} của cánh đồng được xác định theo tải trọng nước thải trên cánh đồng tưới: q_0 , $m^3/ha.ng.đ$, và theo tiêu chuẩn tưới: q_t , $m^3/ha.vụ$.

2. Tính F_{hi} theo q_0

$$F_{hi} = \frac{Q}{q_0}, \text{ ha} \quad (7-36)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước thải, m³/ng.đ;

q₀- Tải trọng nước thải trên cánh đồng tưới, m³/ha.ng.đ.

3. Tính F_{hi} theo tiêu chuẩn tưới q_t :

$$F_{hi} = \frac{Q \times t_v}{q_t}, \text{ ha} \quad (7-37)$$

Trong đó:

Q- Lưu lượng nước thải, m³/ng.đ;

t_v- Số ngày trong một vụ, ngày;

q_t- Tiêu chuẩn tưới phụ thuộc vào loại cây trồng, m³/ha.vụ và có thể tham khảo số liệu của nước ngoài như sau:

- Bắp cải sớm và xúp lơ: 2500 - 6.300 m³/ha.vụ;

- Bắp cải muộn: 5.000 - 7.000 m³/ha.vụ;

- Cà chua: 4.000 - 4.500 m³/ha.vụ;

- Củ cải: 3.000 - 6.500 m³/ha.vụ;

- Khoai tây: 1.800 - 2.500 m³/ha.vụ;

- Hành tỏi, rau thơm: 5.000 - 10.000 m³/ha.vụ.

Cần lưu ý rằng: trong năm có một số khoảng thời gian không dẫn nước vào cánh đồng tưới như lúc thu hoạch mùa màng và khi mưa trong mùa mưa. Khi đó nước thải được dẫn vào cánh đồng lọc thông thường hoặc tại các thửa đất dự trữ của cánh đồng tưới, lượng nước thải này chỉ có một phần nước dẫn vào cánh đồng tưới mà thôi và được biểu thị bằng hệ số α (như vậy α được hiểu là hệ số tính đến phần lượng nước thải không dẫn vào cánh đồng tưới vào lúc thu hoạch mà dẫn vào cánh đồng lọc hay ở các thửa đất dự trữ, hệ số này gọi tắt là hệ số dự trữ).

Diện tích dự trữ của cánh đồng được tính theo công thức:

$$F_{dtr} = \frac{\alpha \times F_{hi}}{q_0 \times q_{th}}, \text{ ha} \quad (7-38)$$

Trong đó:

A- Hệ số dự trữ: α phụ thuộc vào nhiệt độ không khí:

> 25°C: $\alpha = 0,4$; > 30°C: $\alpha = 0,3$ và từ 35-39°C: $\alpha = 0,2$.

F_{hi}- Diện tích hữu ích của cánh đồng tưới, ha;

q₀- Tải trọng nước thải tiêu chuẩn trên cánh đồng tưới, m³/ha.ng.đ;

q_{th}- Tải trọng nước thải tiêu chuẩn trên các thửa đất dự trữ, m³/ha.ng.đ.

7.2.3. Cánh đồng tưới nông nghiệp

Nước thải sinh hoạt của các đô thị, khu dân cư và nước thải của một số ngành công nghiệp không chứa các chất ô nhiễm nguy hại thường có chứa các chất dinh dưỡng có ích cho nông nghiệp: nước thải sử dụng để tưới, rửa của nước thải dùng để bón ruộng.

Cánh đồng tưới nông nghiệp như đã trình bày có chức năng vừa phục vụ cho nông nghiệp vừa để xử lý nước (qua đất) thường được quy hoạch ở những vùng đất của các Hợp tác xã Nông nghiệp hoặc nông trường và được sự cho phép của Bộ Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn, Bộ Tài nguyên và Môi trường.

Theo chế độ tưới nông nghiệp chia làm hai loại: cánh đồng quanh năm tiếp nhận nước thải để tưới và xử lý, và cánh đồng chỉ tiếp nhận theo mùa.

Vào thời kỳ quy hoạch, gieo cấy, hoặc vào mùa mưa, nước thải được dự trữ trong các hồ chứa hay trong các vùng dự trữ của cánh đồng tưới.

Nước thải sinh hoạt trước khi dẫn vào cánh đồng tưới nông nghiệp phải được xử lý sơ bộ bằng các công trình xử lý cơ học: song chắn rác, bể lắng cát và bể lắng đợt I, sau đó được dẫn vào hồ điều hoà để điều hoà lưu lượng với thời gian lưu nước khoảng 6-8 giờ. Từ đây các máy bơm sẽ bơm nước thải vào mạng lưới tưới vào cánh đồng. Mạng lưới tưới thường là các ống bằng thép hoặc bằng chất dẻo có đục lỗ hoặc khe hở.

Trên cánh đồng tưới nông nghiệp có thể trồng lúa, bắp, ngũ cốc, khoai tây...

Một số nước trên thế giới có xây dựng cánh đồng tưới nông nghiệp sử dụng nước thải sinh hoạt của đô thị để tưới, đồng thời xử lý nước thải. Tuy nhiên trong quá trình quản lý điều hành có những nhược điểm cần được cân nhắc:

- Quản lý vận hành nhiều khó khăn nhất là khi lượng nước thải lớn, quy mô của cánh đồng tưới nông nghiệp quá rộng chiếm nhiều diện tích đất, việc phân phối nước thải vào các ô của cánh đồng tưới không đơn giản;
- Vốn đầu tư xây dựng và mạng lưới tưới của cánh đồng tưới nông nghiệp khá lớn;
- Vấn đề vệ sinh môi trường tại cánh đồng tưới nông nghiệp không bảo đảm an toàn cho sức khỏe của cộng đồng.

Kinh nghiệm của nước ngoài cho thấy, cánh đồng tưới nông nghiệp chỉ nên xây dựng tại các thị trấn, khu dân cư có lượng nước thải dưới 5.000 m³/ng.đ.

Một số hình ảnh về cánh đồng tưới trong nông nghiệp được giới thiệu ở hình 7.9a, b.



Hình 7.9a. Nhà máy xử lý nước thải sinh hoạt và hồ chứa nước tưới tại Israel



Hình 7.9b. Xử lý nước thải bằng cánh đồng tưới nông nghiệp

7.3. XỬ LÝ NƯỚC THẢI QUA ĐẤT NGẬP NƯỚC

7.3.1. Khái niệm và phân loại đất ngập nước

Theo Công ước Ramsar, đất ngập nước được xác định là: “Những vùng đầm lầy, miền đầm lầy, vùng đất than bùn, vùng đất tự nhiên hoặc nhân tạo, có thể tồn tại lâu dài hay tạm thời, có nước tĩnh hoặc nước chảy, là nước ngọt, nước lợ hay nước mặn, bao gồm cả những vùng nước biển có độ sâu không quá 6 mét khi triều kiệt”. Đất ngập nước có thể gồm những vùng đất ven sông hoặc ven biển liền kề với vùng đất ngập nước, các hòn đảo hoặc vùng nước biển.

Nhìn chung, có năm loại đất ngập nước chính:

- *Vùng biển* (vùng đất ngập nước ven biển gồm phá ven biển, bờ đá và dải san hô);
- *Vùng cửa sông* (gồm các vùng châu thổ, vùng đầm lầy có thủy triều và vùng đầm lầy được);
- *Vùng hồ* (vùng đất ngập nước quanh hồ);
- *Vùng sông* (vùng đất ngập nước dọc theo sông suối) và
- *Vùng đầm lầy* (gồm đầm lầy, bãi lầy, đất lầy).

Bên cạnh đó, có những vùng đất ngập nước do con người tạo nên như ao nuôi cá và tôm, ao chăn nuôi, đất nông nghiệp được tưới tiêu, hồ muối, hồ chứa nước,

hồ đào cát sỏi, nơi xử lý nước thải và kênh mương. Công ước Ramsar đã thông qua cách phân loại đất ngập nước bao gồm 42 loại được chia thành 3 nhóm: đất ngập nước ở biển và vùng ven biển, đất ngập nước nội địa, và đất ngập nước nhân tạo.

7.3.2. Yêu cầu đối với các phương pháp xử lý nước thải trong đất ngập nước

Một số yêu cầu khi lựa chọn phương pháp xử lý nước thải qua đất ngập nước cần được quan tâm với các nội dung sau:

- Đất dễ bị ngập nước bởi chế độ thủy triều tự nhiên hoặc luôn ngập nước do cao độ nền tự nhiên thấp hoặc con người can thiệp bằng cách đào hạ cốt nền hoặc đắp bờ bao trữ nước;

- Vùng đa dạng các thực vật và các loài thủy sinh, có thể trồng bổ sung một số thực vật có khả năng hấp thụ các chất hữu cơ cũng như các muối có chứa N, P, K trong nước thải;

- Nước thải khi đưa vào khu đất ngập nước thường phải đáp ứng: pH 6,5- 8,5; cặn lơ lửng < 150 mg/l; BOD₅ < 150 mg/l, tổng muối không hòa tan < 5g/l; không chứa các chất độc hại, nhiều kim loại nặng và dầu mỡ;

- Nếu nước thải chứa nhiều trứng giun, sán, vi khuẩn gây bệnh thì cần được khử trùng trước khi đưa đi xử lý trong đất ngập nước;

- Bãi đất ngập nước phải bố trí cuối hướng gió thổi vào khu dân cư, đô thị, cách xa công trình thu nước,... theo đúng quy định vệ sinh;

- Áp dụng cho những vùng ít mưa;

- Do nước thải ngập trên bề mặt dễ gây mùi hôi và làm ô nhiễm môi trường không khí nên các loại công trình này thường dùng để xử lý sinh học bậc hai hoặc xử lý nước thải bậc cao.

7.3.3. Các loại công trình xử lý nước thải qua đất ngập nước

Đây là phương pháp xử lý thứ cấp, sử dụng nước thải có chứa các chất dinh dưỡng như một nguồn tài nguyên hơn là một đối tượng cần xử lý. Quá trình xử lý xảy ra một cách tự nhiên khi cho dòng thải thấm lọc qua lớp đất, cát. Một phần nước thải sẽ bị mất đi do sự thoát hơi nước, phần còn lại sẽ trở lại chu trình tuần hoàn tự nhiên của nước thông qua các dòng chảy mặt hay dòng nước ngầm.

Dựa vào mức độ cần xử lý của nước thải và tải trọng tưới nước thải trên bề mặt vùng đất ngập nước nên được chia thành ba loại sau: quá trình lọc tưới chậm, quá trình lọc tưới nhanh và quá trình lọc ngập nước trên mặt.

Dựa vào đặc điểm xây dựng và khả năng khảo sát quá trình xử lý người ta chia ra 2 loại công trình là: cánh đồng ngập nước tự nhiên, cánh đồng ngập nước nhân tạo (gồm cánh đồng ngập nước bề mặt và cánh đồng ngập nước phía dưới).

Lưu ý:

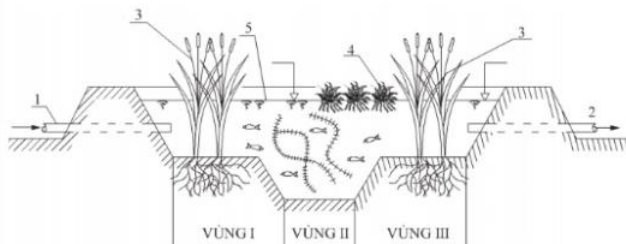
- Khi đưa các công trình xử lý nước thải trong đất vào hoạt động cần phải kiểm tra các thông số về mực nước ngầm, độ thấm nước của đất, tải trọng chất bản, cần chọn các loại cây phù hợp, kiểm tra hệ thống tưới, hệ thống thu gom nước thải và có biện pháp tiêu thoát nước trong trường hợp ngập cục bộ trên hệ thống cánh đồng ngập nước phía dưới;

- Các thông số cần quan trắc trong quá trình vận hành là: BOD, tổng N, tổng P, E.coli, số lượng nước xử lý, các loại thực vật bậc cao, hệ động vật đất, năng suất cây trồng,... có thể phát quang dọn dẹp các hệ thực vật phát triển già cỗi bị chết có khả năng cản trở thực vật khác phát triển hoặc có thể dễ gây cháy vào mùa khô;

- Các loại ruồi muỗi, côn trùng gây bệnh phát triển nhiều nên có biện pháp tiêu diệt hoặc hạn chế sự phát triển của nó để phòng ảnh hưởng xấu đến sức khỏe con người.

Ở hình 7.10 giới thiệu sơ đồ đất ngập nước gồm ba vùng: vùng I và vùng III với thực vật nước bậc cao (vươn khỏi mặt nước), vùng II với thực vật nước chìm. Ngoài ra còn có các thực vật nổi trên mặt nước.

Theo sơ đồ này, nước thải được dẫn vào đất ngập nước theo ống (1), quá trình oxy hoá sinh hoá hiếu khí tự nhiên xảy ra với sự tham gia của các hệ thực vật nước khác nhau (3), (4); (5) trong đất ngập nước. Trong vùng đất ngập nước có thể thả cá với mục đích kiểm soát quá trình xử lý là chủ yếu. Nước thải sau xử lý được dẫn ra ngoài theo đường ống (2).



Hình 7.10. Sơ đồ mặt cắt của đất ngập nước gồm 3 vùng thực vật nước.

Ở hình 7.11 giới thiệu cảnh quan đất ngập nước và hồ sinh học.



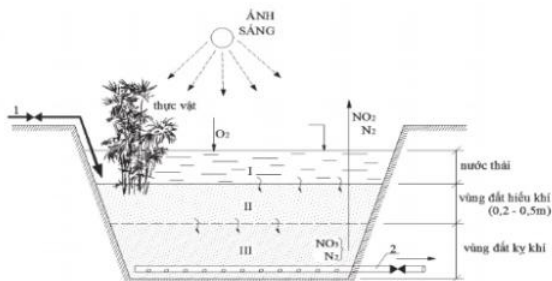
Hình 7.11. Cảnh quan của đất ngập nước và hồ sinh học

Ở cụm hình 7.12 giới thiệu hình ảnh của một số vùng đất ngập nước ở một số nước.



Hình 7.12. Quang cảnh các vùng đất ngập nước

Hình 7.13 giới thiệu sơ đồ công trình xử lý nước thải qua đất ngập nước.



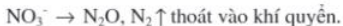
Hình 7.13. Sơ đồ xử lý nước thải qua đất ngập nước

1. Dẫn nước thải vào; 2. Nước thải sau xử lý.

Theo sơ đồ tại hình 7.13: vùng I là vùng nước thải cần xử lý vừa tưới vào; Tại vùng II là vùng đất hiếu khí, tại đây xảy ra quá trình nitrát hoá:



Tại vùng III là vùng đất kỵ khí, tại đây xảy ra quá trình khử nitrát:



Hiệu quả xử lý phụ thuộc vào:

- Loại đất;
- Độ ẩm;
- Mức nước dưới đất;
- Thành phần của nước thải;
- Nhiệt độ.

Yêu cầu nước thải đầu vào: $\text{SS} \leq 150\text{mg/l}$; $\text{BOD}_5 < 200\text{mg/l}$; độ mặn $< 5\text{g/l}$.

7.3.3.1. Tiêu nước chậm (tưới nước)

Tưới là phương pháp chiếm ưu thế nhất được sử dụng hiện nay, vừa để xử lý dòng nước thải sau các công trình xử lý, vừa cung cấp nước cho sự tăng trưởng của thực vật. Chất lượng dòng nước sau xử lý: $\text{BOD} < 2\text{mg/l}$, $\text{SS} < 1\text{mg/l}$, tổng N $< 10\text{mg/l}$ và tổng P $< 1\text{mg/l}$.

7.3.3.2. Dòng nước tràn (tưới tràn)

Tưới tràn là quá trình xử lý sinh học bằng cách cho dòng thải chảy dọc theo các sườn dốc, dòng nước sẽ lần lượt thấm ướt các đối tượng mà nó chảy qua, ở chân dốc

sẽ có một rãnh thu nước. Dòng nước thu được có thể tái sử dụng theo chu trình như ban đầu.

Đây có thể coi là phương pháp xử lý nước thải thứ cấp, với dòng thải có lượng BOD thấp có thể chấp nhận được. Chất lượng dòng nước thải sau xử lý như sau: BOD = 10mg/l, SS= 10mg/l, tổng N < 10mg/l và tổng P < 6mg/l.

7.3.3.3. Thẩm nhanh

Ở hệ thống này, dòng nước được cung cấp vào đất với tốc độ cao, bằng cách tạo thành các rãnh nước trên cánh đồng hoặc tưới rải đều trên bề mặt. Chất lượng dòng nước thải sau xử lý như sau: BOD < 5mg/l, SS < 2mg/l, tổng N > 10mg/l và tổng P < 1mg/l.

7.3.4. Thiết kế các công trình xử lý nhờ đất

7.3.4.1. Tiêu nước chậm (SR)

Đặc trưng của hệ thống này là không có dòng ra. Tải trọng thủy lực thường là 5cm/tuần. Thiết kế dòng chảy cho hệ thống như sau:

$$A_{SR} = (6,0 \times 10^{-4})(Q_m + 0,03q_c t_s) \quad (7-39)$$

Trong đó:

A_{SR} - Tổng diện tích của hệ thống SR, ha;

Q_m - Thiết kế dòng chảy trung bình hàng tháng trên vùng đất xử lý, m³/tháng;

q_c - Lưu lượng dòng chảy trung bình hàng tháng ở khu vực, m³/tháng;

t_s - Thời gian chứa nước cần thiết, tháng.

7.3.4.2. Dòng nước tràn (OF)

Thiết kế dòng chảy cho hệ thống OF được tính như sau:

$$Q_m = q_c + (t_s \cdot q_c) / t_a \quad (7-40)$$

Trong đó:

Q_m - Thiết kế dòng chảy trung bình hàng tháng trên vùng đất xử lý, m³/tháng;

q_c - Lưu lượng dòng chảy trung bình hàng tháng ở khu vực, m³/tháng;

t_s - Thời gian chứa nước cần thiết, tháng;

t_a - Thời gian có thể hoạt động theo mùa, tháng.

Thời gian lưu nước ở sườn dốc trong hệ thống này khoảng 1-2 giờ, độ sâu mà nước thải có thể thấm vào đất là khoảng vài cm hoặc có thể thấp hơn. Quá trình thiết kế không phụ thuộc vào tải lượng hữu cơ. Tải trọng thủy lực của hệ thống thường là 15cm/tuần.

Thiết kế dòng chảy cho hệ thống như sau:

$$A_{OF} = (3,9 \times 10^{-4})(Q_m + 0,05q_c t_s) \quad (7-41)$$

Trong đó:

A_{OF} - Tổng diện tích của hệ thống SR, ha;

Q_m - Thiết kế dòng chảy trung bình hàng tháng trên vùng đất xử lý, m³/tháng;

q_c - Lưu lượng dòng chảy trung bình hàng tháng ở khu vực, m³/tháng;

t_s - Thời gian chứa nước cần thiết, tháng.

7.3.4.3. Thẩm nhanh (RI)

Thiết kế dòng chảy cho hệ thống như sau:

$$A_{RI} = kQ_m \quad (7-42)$$

Trong đó:

$k = 5,0 \times 10^{-5}$;

A_{RI} - Tổng diện tích của hệ thống SR, ha;

Q_m - Thiết kế dòng chảy trung bình hàng tháng trên vùng đất xử lý, m³/tháng.

XỬ LÝ NITƠ VÀ PHÓTPHO

PGS.TS. Bùi Xuân Thành,

Th.S. Nguyễn Thành Tín,

Th.S. Nguyễn Đan Tâm

8.1. VAI TRÒ VÀ NGUỒN GỐC CỦA NITƠ VÀ PHÓTPHO

Nguyên tố nitơ và photpho là những nguyên tố cần thiết cho sự phát triển của sinh vật. Chúng được biết như là thành phần dưỡng chất không thể thiếu. Các nguyên tố vi lượng khác như sắt cũng cần thiết cho sự sinh trưởng nhưng nitơ và photpho là hai nguyên tố quan trọng nhất.

8.1.1. Nitơ và các dạng Nitơ

Nitơ là thành phần căn bản để tổng hợp prôtein, do đó cần nắm bắt chính xác các thông tin về thành phần nitơ trong nước thải để đưa ra phương pháp xử lý thích hợp. Trong một vài trường hợp, cần phải bổ sung thêm nguồn nitơ để tăng hiệu quả xử lý sinh học.

Các dạng nitơ bao gồm nitơ hữu cơ, nitơ amôni, nitrit và nitrat. Nitơ hữu cơ được xác định bằng phương pháp Kjeldahl. Dung dịch mẫu đầu tiên được gia nhiệt để đuổi amôni, sau đó sẽ được nung phá mẫu. Trong quá trình phá mẫu, nitơ hữu cơ sẽ chuyển hóa thành nitơ amôni. Tất cả nitơ Kjeldahl xác định được chính là nitơ hữu cơ. Đối với trường hợp mẫu không được gia nhiệt để đuổi amôni, trước khi xác định thì nitơ Kjeldahl sẽ được xem như là tổng của nitơ hữu cơ và nitơ amôni.

Nitơ amôni tồn tại trong dung dịch lỏng dưới dạng ion amôni (NH_4^+) hoặc amôni (NH_3) tùy theo pH của dung dịch, theo như phương trình cân bằng bên dưới:



Với trường hợp pH trên 7, cân bằng của phương trình sẽ chuyển dịch sang trái. Ngược lại, phương trình sẽ chuyển dịch theo hướng tạo thành ion amôni nếu pH dưới 7. Việc tạo thành amôni được quyết định bởi sự gia tăng của pH. Bên cạnh đó, khi gia nhiệt dung dịch chứa amôni thì amôni sẽ bay hơi; dung dịch bay hơi sẽ được ngưng tụ lại và xác định lượng amôni bằng phương pháp so màu, chuẩn độ hoặc với ion đặc trưng.

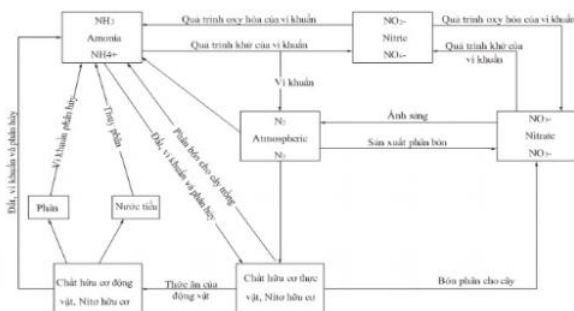
Nitơ nitrit có đặc tính không ổn định và dễ bị oxy hóa thành nitơ nitrat, được xác định bằng phương pháp so màu. Nitơ nitrit là một chất chỉ thị quan trọng để đánh giá quá trình ổn định của chất thải với nồng độ thường lớn hơn 1 mg/l đối với nước thải và 0,1 mg/l đối với nước mặt hoặc nước ngầm. Mặc dù chỉ hiện diện với nồng độ nhỏ nhưng việc kiểm soát, đánh giá nitrit trong nước thải, ô nhiễm nước rất quan trọng do nitrit có độc tính cao đối với cá và các loài thủy sinh khác. Nitrit thường bị oxy hóa bởi clo trong dòng ra và do đó sẽ tăng lượng clo cần sử dụng trong giai đoạn khử trùng.

Nitơ nitrat là dạng nitơ có bậc oxy hóa cao nhất trong nước thải. Do độc tính của nitrat đối với trẻ sơ sinh nên Cục bảo vệ môi trường Hoa Kỳ (US EPA) đã quy định nồng độ tiêu chuẩn của nitrat trong nước uống là dưới 45 mg/l. Đối với nước thải, nitrat thường có nồng độ dao động từ 0 đến 20 mg/l trong dòng ra, tiêu biểu là 15 – 20 mg/l. Phương pháp so màu cũng được dùng để xác định nồng độ nitrat, tương tự như nitrit.

8.1.2. Chu trình nitơ trong tự nhiên

Nitơ thường tồn tại ở nhiều trạng thái và chu trình khác nhau trong tự nhiên theo hình 8.1. Nitơ trong nước thải chưa xử lý thường tồn tại chủ yếu dưới dạng hợp chất trong protein và urê. Do đó cần sử dụng vi khuẩn để phân hủy các hợp chất đó và chuyển nitơ hữu cơ thành nitơ amôni. Trong môi trường hiếu khí, vi khuẩn có thể oxy hóa nitơ amôni thành nitơ nitrit và nitrat. Từ đó, nếu dạng nitơ chủ yếu trong nước thải là nitơ nitrat thì nước thải được xem là đã ổn định.

Nitrat cũng được sinh vật sử dụng để tổng hợp protein. Sinh vật sau khi chết sẽ bị vi khuẩn phân hủy và tạo thành amôni. Do đó, nếu có thể dùng tảo và thực vật thủy sinh để xử lý nitơ nitrat trong nước thải.



Hình 8.1. Chu trình nitơ tổng quát trong tự nhiên

8.1.3. Phốtpho

Phốtpho cũng là một nguyên tố dinh dưỡng cần thiết cho sự sinh trưởng của tảo và các sinh vật khác. Hiện tại vấn đề kiểm soát lượng phốtpho thải vào nước mặt từ các nguồn thải công nghiệp, sinh hoạt và dòng chảy tràn cũng đang được dành nhiều sự quan tâm do nó là nguyên nhân chủ yếu gây nên hiện tượng bùng nổ tảo (phú dưỡng hóa). Điển hình như nước thải đô thị thường chứa hàm lượng phốtpho khoảng 4-15 mg/l.

Trạng thái tồn tại của phốtpho trong dung dịch lỏng thường là muối orthophốtphat, polyphốtphat và phốtphat hữu cơ. Các muối orthophốtphat như PO_4^{3-} , HPO_4^{2-} , H_2PO_4^- và H_3PO_4 thường có sẵn cho quá trình trao đổi chất của sinh vật. Các muối polyphốtphat thường bao gồm nhiều hơn một nguyên tử phốtpho và một phân tử oxy, trong một số trường hợp có sự kết hợp thêm của nguyên tử hydro để tạo thành một phức chất. Các muối polyphốtphat này thường bị thủy phân trong dung dịch lỏng và tạo thành muối orthophốtphat. Tuy nhiên, quá trình thủy phân thường khá chậm.

Orthophốtphat có thể định lượng bằng việc cho trực tiếp các cơ chất như amoni molybdat vào dung dịch cần xác định, từ đó hình thành các phức chất có màu đặc trưng. Tuy nhiên, polyphốtphat và phốtphat hữu cơ cần được chuyển sang orthophốtphat thông qua một bước trung gian và định tính tương tự như trên.

Bảng 8.1. Hàm lượng nitơ và phốtpho trong nước thải sinh hoạt

Thông số	Đơn vị	Nồng độ		
		Nhỏ	Trung bình	Cao
Nitơ tổng	mg/l	20	40	85
Nitơ hữu cơ	mg/l	8	15	35
Amôni tự do	mg/l	12	25	50
Nitơ nitrit	mg/l	0	0	0
Nitơ nitrat	mg/l	0	0	0
Phốtpho tổng	mg/l	4	8	15
Phốtpho hữu cơ	mg/l	1	3	5
Phốtpho vô cơ	mg/l	3	5	10

8.2. SỰ CẦN THIẾT XỬ LÝ VÀ KIỂM SOÁT NITƠ VÀ PHỐT PHO

Nitơ và phốtpho là hai thành phần dinh dưỡng đáng lo ngại nhất trong nước thải. Dòng thải có chứa nitơ và phốtpho có thể làm gia tăng đáng kể quá trình phú dưỡng

hóa ở hồ, nguồn nước cũng như thúc đẩy quá trình sinh trưởng của tảo và các thực vật thủy sinh khác trong các nguồn nước cạn.

Bên cạnh đó, sự phát triển của tảo và các thực vật thủy sinh cũng gây ảnh hưởng về phương diện thẩm mỹ, từ đó tác động đến tâm lý sử dụng nguồn nước phục vụ cho cấp nước và nuôi trồng thủy sinh.

Nồng độ nitơ quá cao trong dòng thải sẽ làm giảm hàm lượng oxy hòa tan của nguồn tiếp nhận, gây độc đối với thủy sinh, ảnh hưởng hiệu quả khử trùng và đe dọa sức khỏe cộng đồng. Do đó, việc kiểm soát nitơ và photpho ngày càng trở nên quan trọng trong quản lý chất lượng nước và thiết kế các công trình xử lý nước thải.

8.2.1. Chiến lược kiểm soát

Khi lựa chọn chiến lược kiểm soát nitơ và photpho, việc nắm bắt được tính chất nước thải trước khi xử lý, công nghệ xử lý hiện hữu và mức độ cần kiểm soát là những tiêu chí rất quan trọng. Bên cạnh đó, yếu tố thời tiết tại địa phương cũng cần phải được cân nhắc kỹ lưỡng. Các bước kiểm soát nitơ và photpho có thể từ đơn giản như bổ sung các quá trình đơn bậc (thêm phèn nhôm để tăng hiệu quả keo tụ photpho) cho đến các quá trình kết hợp phức tạp hơn với trọng tâm là phương pháp xử lý sinh học.

Rất nhiều phương pháp như vật lý, hóa học và sinh học đã và đang được áp dụng để kiểm soát lượng nitơ và photpho thải ra môi trường. Các phương pháp phổ biến nhất vẫn là dùng phương pháp sinh học để oxy hóa amôni, khử nitrát bằng methanol hay xử lý photpho bằng phương pháp keo tụ hóa học. Trong những năm gần đây, việc xử lý photpho riêng lẻ hoặc kết hợp chung với xử lý nitơ bằng phương pháp sinh học khá phổ biến và hiệu quả cao, đem lại lợi ích kinh tế do hạn chế sử dụng hóa chất nhiều trong quá trình xử lý.

8.2.2. Kiểm soát và xử lý nitơ

Nitơ trước khi xử lý thường tồn tại ở dạng nitơ amôni hoặc nitơ hữu cơ trong nước thải cả ở dạng hòa tan và cặn. Nitơ hữu cơ hòa tan thường là ure hoặc các amin axit. Nước thải thô chưa xử lý thường chứa rất ít hoặc gần như không có nitơ nitrít và nitrát. Một phần của cặn hữu cơ không hòa tan sẽ được loại bỏ trong quá trình lắng. Trong suốt quá trình xử lý sinh học, thành phần nitơ hữu cơ không hòa tan sẽ chuyển hóa thành amôni (NH_4^+) và các dạng nitơ vô cơ khác. Do đó, thành phần nitơ ở dòng ra sau khi xử lý bậc hai chủ yếu là nitơ amôni. Một phần amôni đó sẽ được sử dụng để tạo thành sinh khối. Các quá trình và công nghệ xử lý nitơ được thể hiện trong bảng 8.2.

Bảng 8.1. Hiệu suất xử lý nitơ của các phương pháp khác nhau

Phương pháp xử lý	Dạng tồn tại			Hiệu suất xử lý nitơ, %
	Nitơ hữu cơ	NH ₃ (NH ₄ ⁺ -N)	NO ₃ ⁻ -N	
Xử lý truyền thống:				
Sơ cấp	10 - 20 %	Không hiệu quả	Không hiệu quả	5 - 10
Thứ cấp	15 - 50 % ^(a) Urê → NH ₃ , NH ₄ ⁺ ^(b)	< 10%	Hiệu quả thấp	
Quá trình sinh học:				
Đồng hóa bởi vi khuẩn	Không hiệu quả	40 - 70 %	Hiệu quả thấp	30 - 70
Khử nitrát	Không hiệu quả	Không hiệu quả	80 - 90%	70 - 95
Sử dụng tảo	Chuyển hóa bán phần thành NH ₃ , NH ₄ ⁺	→ tế bào	→ tế bào	50 - 80
Nitrát hóa	Hiệu suất thấp	→ NO ₃ ⁻	Không hiệu quả	5 - 20
Hồ làm thoáng	Chuyển hóa bán phần thành NH ₃ , NH ₄ ⁺	Xử lý một phần bằng tách khí	Xử lý một phần bằng nitrát hóa/khử nitrát	20 - 90
Quá trình hóa học:				
Clo hóa	Khó xác định	90-100 %	Không hiệu quả	80 - 95
Keo tụ	50 - 70 %	Hiệu quả thấp	Hiệu quả ít	20 - 30
Hấp phụ cacbon	30 - 50 %	Hiệu quả thấp	Hiệu quả ít	10 - 20
Trao đổi ion amôni	Hiệu quả thấp	80 - 97 %	Không hiệu quả	70 - 95
Trao đổi ion nitrát	Hiệu quả thấp	Hiệu quả thấp	75 - 90 %	70 - 90
Tác động vật lý:				
Lọc	30 - 95 % N hữu cơ lơ lửng	Hiệu quả ít	Hiệu quả thấp	20 - 40
Tách khí	Không hiệu quả	60 - 95 %	Không hiệu quả	50 - 90
Điện thẩm	100 % N hữu cơ lơ lửng	30 - 50 %	30 - 50 %	40 - 50
Thẩm thấu ngược (RO)	60 - 90 %	60 - 90 %	60 - 90 %	80 - 90

(a) Nitơ hữu cơ hòa tan, thường ở dạng urê và amin axit, thường được loại bỏ sau xử lý bậc 2.

(b) Mũi tên mang ý “chuyển hóa”.

Các quá trình xử lý truyền thống bằng phương pháp sinh học được sử dụng rất phổ biến trong thực tế. Các quá trình chuyển hóa và xử lý chủ yếu bao gồm:

- Chuyển hóa từ nitơ amôni sang nitrát bằng quá trình nitrát hóa;
- Xử lý nitơ bằng quá trình nitrát hóa/khử nitrát (mục 8.3.5);
- Xử lý kết hợp nitơ và photpho bằng phương pháp sinh học (mục 8.3.2);
- Xử lý nitơ bằng phương pháp hóa lý (mục 8.3.3);
- Bên cạnh đó, phương pháp xử lý nitơ bằng các hệ thống xử lý tự nhiên cũng sẽ được giới thiệu trong mục 8.3.7.

8.2.3. Kiểm soát và xử lý photpho

Trong xử lý nước thải, thông thường 10% lượng photpho ở dạng không hòa tan sẽ được loại bỏ sau quá trình lắng sơ cấp. Tuy nhiên, lượng photpho xử lý bằng phương pháp sinh học ở giai đoạn xử lý bậc 2 thường không cao do đa phần photpho ở giai đoạn này thường ở dạng không hòa tan. Hiệu quả xử lý photpho theo phương pháp truyền thống và các quá trình khác được liệt kê theo bảng bên dưới:

Bảng 8.3. Hiệu suất xử lý photpho của các quá trình phổ biến

<i>Phương pháp, quy trình xử lý</i>	<i>Hiệu suất xử lý (%)</i>
<i>Xử lý truyền thống</i>	
Sơ cấp	10-20
Bùn hoạt tính (activated sludge process)	10-25
Lọc sinh học nhỏ giọt (trickling filter)	8-12
Lọc sinh học tiếp xúc quay (Rotating biological contactor)	8-12
<i>Xử lý riêng lẻ photpho bằng phương pháp sinh học</i>	
Dòng chảy chính (main stream)	70-90
Dòng chảy bên (side stream)	70-90
Kết hợp xử lý nitơ và photpho	70-90
<i>Xử lý bằng phương pháp hóa học</i>	
Kết tủa với muối kim loại	70-90
Kết tủa với vôi	70-90
<i>Xử lý bằng phương pháp vật lý</i>	
Lọc thường	20-50
Lọc RO	90-100
Hấp phụ cacbon	10-30

Việc xử lý photpho có thể được thực hiện bằng các phương pháp sinh học và/hoặc hóa lý khác nhau. Trong đó, phương pháp keo tụ hóa học sử dụng phèn sắt, phèn nhôm, vôi và phương pháp sinh học sử dụng quần thể vi sinh vật để tiêu thụ photpho là phổ biến nhất. Hiện nhiều quá trình sinh học khác nhau đã được cải tiến và nâng cấp trong những năm gần đây để thay thế phương pháp keo tụ hóa học. Ngoài ra, để đáp ứng mức độ đòi hỏi cao ở đầu ra với nồng độ photpho thường nhỏ hơn 1 mg/l, phương pháp lọc thường được kết hợp thêm. Các phương pháp vật lý như lọc màng UF, lọc màng RO thường có hiệu quả xử lý photpho cao nhưng trong thực tế thường được dùng để xử lý chung các chất cặn vô cơ không hòa tan. Xử lý photpho bằng phương pháp sinh học sẽ được đề cập trong mục 8.3.6, xử lý kết hợp nitơ và photpho bằng phương pháp sinh học trong mục 8.3.2, 8.3.7 và xử lý photpho bằng bổ sung hóa chất trong mục 8.3.1, 8.3.4.

Bảng 8.4. Các thông số cơ bản của nước thải đầu vào một số ngành công nghiệp và khu đô thị

Thông số	Đơn vị	Sản xuất giấy	Sản xuất bia	Trường học	Chăn nuôi heo	KCN Vĩnh Lộc	KĐT Đại Phú, Bình Dương (sau bể tự hoại)	KĐT mới Bình Dương
pH	-	6,8- 9	6 -9,5	5-9	7,1	5-9		5-9
COD	mg/l	9.610			1.820	780	350	500
BOD ₅ (20°C)	mg/l	5.800	700-1.800	300	1.253	560	225	280
TSS	mg/l	1.384	70-600	100	640	560	240	300
Tổng nitơ	mg/l	44,7	10-40	6 (amoni)	365	60	80	75
Tổng photpho	mg/l	5,1	15-35	7,2	54	8	8	10
Coliform	(MPN/100ml)		<10.000	9.10 ⁵	10 ⁸	10 ⁴	10 ⁸	7.10 ⁸

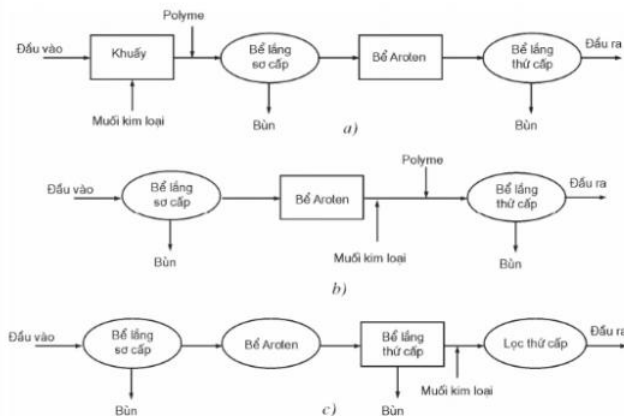
8.3. QUÁ TRÌNH KHỬ NITƠ VÀ PHỐT PHO

8.3.1. Nguyên lý xử lý photpho bằng keo tụ hóa học

Quá trình xử lý photpho thường bao gồm việc kết dính photpho vào các cặn lơ lửng trong nước thải và sau đó sẽ loại bỏ các cặn lơ lửng đó. Photpho có thể được kết dính vào cả cặn sinh học hay cặn hóa lý. Xử lý photpho bằng phương pháp kết tủa hóa học sẽ được trình bày trong mục này gồm (1) nguyên tắc của quá trình xử lý và (2) bản chất hóa học.

8.3.1.1. Nguyên tắc của quá trình xử lý

Các hóa chất sử dụng cho quá trình xử lý bao gồm vôi và muối kim loại. Hai loại muối kim loại sử dụng phổ biến nhất là sắt (III) clorua và nhôm sunfat. Sắt (II) sunfat và sắt (II) clorua cũng thường được sử dụng do chúng là phụ phẩm của quá trình sản xuất thép. Ngoài ra, polyme cũng được sử dụng để tăng kết dính với muối sắt và nhôm. Vôi sống được sử dụng ít phổ biến hơn do thường làm tăng lượng bùn so với muối sắt và các vấn đề về vận hành, bảo quản, duy tu khác. Quá trình kết tủa photpho có thể được thực hiện ở nhiều điểm khác nhau trong hệ công nghệ xử lý nước thải (hình 8.2). Các vị trí kết tủa photpho có thể được phân biệt thành (1) tiền kết tủa, (2) đồng kết tủa và (3) kết tủa sau lắng thứ cấp sau lắng thứ cấp.



Hình 8.2. Sơ đồ mô tả qui trình xử lý photpho: (a) tiền kết tủa (b) đồng kết tủa (c) kết tủa

*** Tiền kết tủa:** Các hóa chất keo tụ sẽ được thêm vào ở giai đoạn nước thải thô chưa được xử lý. Quá trình kết tủa sẽ diễn ra trong giai đoạn xử lý bậc 1 và photpho sẽ được loại bỏ cùng bùn hóa lý.

*** Đồng kết tủa:** Các hóa chất kết tủa sẽ được thêm vào ở (1) đầu ra của xử lý sơ cấp, (2) bể bùn hoạt tính và (3) đầu ra của bể xử lý sinh học trước bể lắng thứ cấp. Các chất kết tủa sẽ được loại bỏ cùng với bùn sinh học.

*** Kết tủa sau:** Các hóa chất kết tủa sẽ được thêm vào ở đầu ra của bể lắng thứ cấp. Trong quá trình này, các chất kết tủa sẽ được loại bỏ trong một bể lắng rồi hoặc bể lọc nối tiếp.

8.3.1.2. Bản chất hóa học của quá trình xử lý

Các hợp chất photpho kết tủa được hình thành từ các gốc photphat hòa tan dưới tác động của các muối kim loại đa hóa trị. Các muối kim loại đa hóa trị thường được sử dụng là canxi (II), nhôm (III) và sắt (III). Phần bên dưới sẽ được chia thành hai cơ chế phản ứng khác nhau do bản chất hóa học trong quá trình kết tủa photpho của muối canxi có nhiều khác biệt so với muối nhôm và sắt.

Muối canxi được sử dụng dưới dạng vôi thành phẩm, Ca(OH)_2 . Khi vôi được cho vào nước sẽ tác dụng với các bicacbonat tự nhiên trong nước và tạo thành CaCO_3 . Khi pH của môi trường tăng lên trên 10, các ion canxi dư sẽ tác dụng với photphat và tạo thành chất rắn kết tủa hydrôxylapatit $\text{Ca}_{10}(\text{PO}_4)_6(\text{OH})_2$ theo phương trình (8-1) bên dưới:

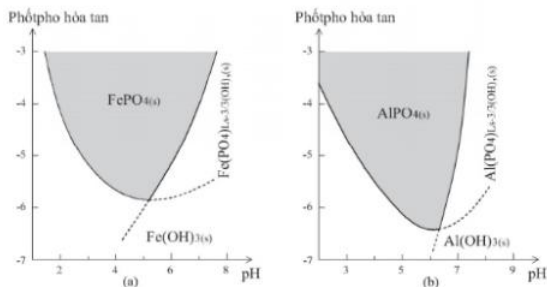


Do bản chất là vôi phản ứng với kiềm trong nước thải nên lượng vôi cần để xử lý sẽ không phụ thuộc vào lượng photphat mà phụ thuộc vào độ kiềm của nước thải. Thông thường, lượng vôi cần sẽ cao hơn 1,4 - 1,5 lần lượng kiềm có trong nước thải tính theo CaCO_3 . Do quá trình kết tủa đòi hỏi pH cao nên kỹ thuật đồng kết tủa thường không khả thi. Sau khi đã thêm vôi vào dòng nước thải thô hoặc sau xử lý bậc 2 thì cần phải điều chỉnh lại pH cho các quá trình xử lý sau đó. Có thể thực hiện hạ thấp pH bằng cách sử dụng CO_2 .

Các phản ứng của quá trình kết tủa photpho bằng muối nhôm và sắt xảy ra theo các phương trình phản ứng sau:



Đối với muối nhôm và sắt thì 1 mol của muối này sẽ phản ứng với 1 mol photphat. Tuy phản ứng đơn giản nhưng lại phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như độ kiềm, pH, các chất dạng vết (trace), phức kim loại và các phản ứng cạnh tranh khác. Do các phản ứng cạnh tranh nên không thể sử dụng phương trình trên để tính toán lượng muối kim loại cần dùng trong quá trình xử lý. Liều lượng muối kim loại cần phải được xác định dựa trên các thí nghiệm thực tế bằng nước thải hoặc trực tiếp trên công trình xử lý nước thải, đặc biệt nếu có sử dụng polyme. Hình 8.3 thể hiện bao quát mối tương quan giữa lượng photpho hòa tan ban đầu, lượng muối kim loại sử dụng và lượng muối photphat không tan hình thành. Đường nét đậm thể hiện lượng photphat hòa tan còn dư sau quá trình kết tủa. Vùng đen bên trong là lượng muối photphat keo tụ hình thành và vùng bên ngoài có pH cao là vùng của các phức chất.



Hình 8.3. Nồng độ sắt và nhôm photphat bão hòa với photpho hòa tan
(a) Sắt (III) photphat và (b) Nhôm (III) photphat

8.3.2. Nguyên lý xử lý nitơ và photpho bằng sinh học

Việc xử lý và kiểm soát các chất dinh dưỡng nitơ và photpho trước khi xả thải là rất quan trọng và cần thiết do nitơ và photpho đều có ảnh hưởng rất lớn đến chất lượng nguồn tiếp nhận. Các quá trình sinh học bên dưới đây thường được áp dụng trong thực tế tùy theo điều kiện cụ thể của nguồn thải:

- Chỉ xử lý nitơ, không xử lý photpho;
- Xử lý cả nitơ và photpho;
- Xử lý photpho có hoặc không có quá trình nitrát hóa;
- Xử lý photpho quanh năm nhưng xử lý nitơ theo định kỳ nhất định.

Nội dung mục này sẽ giới thiệu ngắn gọn về nguyên lý và kiểm soát nitơ và photpho bằng phương pháp sinh học. Nội dung chi tiết sẽ được trình bày trong mục 8.3.7 tiếp theo.

8.3.2.1. Xử lý nitơ

Trong nước thải, nitơ tồn tại ở nhiều dạng khác nhau và có khả năng biến đổi giữa các dạng với nhau theo hình 8.4. Sự biến đổi đó cho phép nitơ amôni chuyển sang dạng sản phẩm có thể xử lý dễ dàng. Hai cơ chế chủ yếu để xử lý nitơ là đồng hóa và quá trình nitrát hóa/khử nitrát.

Nitơ trong nước thải đóng vai trò như một nguồn dinh dưỡng. Do đó, các vi khuẩn sẽ đồng hóa nguồn dinh dưỡng này và gắn kết chúng vào thành tế bào vi khuẩn. Một phần nitơ amôni sẽ được thải hồi trở lại nước thải khi vi khuẩn chết và tế bào bị phân hủy.



Hình 8.4. Quá trình chuyển hóa nitơ trong xử lý sinh học

Trong quá trình nitrát hóa/khử nitrát, việc xử lý nitơ bao gồm hai giai đoạn chuyển hóa chính. Trong giai đoạn đầu, nitơ amôni sẽ được chuyển hóa trong điều kiện hiếu khí thành nitơ nitrát. Tuy vậy, giai đoạn đầu này chỉ mang ý nghĩa đơn thuần là chuyển hóa trạng thái mà không xử lý được nitơ do lượng nitơ được chuyển hóa vẫn tồn tại trong nước thải. Giai đoạn sau, lượng nitơ nitrát sau khi được oxy hóa sẽ được khử tạo thành dạng khí, được tách khỏi nước thải và hoàn thành quá trình xử lý. Quá trình nitrát hóa và khử nitrát sẽ được đề cập cụ thể hơn ở mục 8.3.5.

8.3.2.2. Quá trình nitrát hóa

Quá trình nitrát hóa là giai đoạn đầu tiên của quá trình nitrát hóa/khử nitrát. Bản chất và ứng dụng của quá trình sẽ được mô tả cụ thể như sau:

Hai chủng vi khuẩn phổ biến đặc trưng cho quá trình nitrát hóa là *Nitrosomonas* và *Nitrobacter*. Nhóm *Nitrosomonas* sẽ chuyển hóa nitơ amôni thành sản phẩm trung gian là nitơ nitrit và sau đó nhóm *Nitrobacter* sẽ tiếp tục chuyển hóa nitơ nitrit thành nitơ nitrát. Việc chuyển hóa nitơ amôni thành nitơ nitrit bao gồm chuỗi các phản ứng rất phức tạp được mô tả tương đối như sau:

Đối với chủng vi khuẩn *Nitrosomonas*:



Đối với chủng vi khuẩn *Nitrobacter*:



Dựa vào các phương trình trên ta có thể định lượng được các chất cần cho quá trình để oxy hóa 1 gam nitơ amôni cần 4,3 gO₂. Trong quá trình chuyển hóa sẽ tiêu thụ một lượng lớn kiềm, 8,64 mg HCO₃⁻ để oxy hóa một gam nitơ amôni.

Các vi khuẩn nitrát hóa thường rất nhạy cảm với sự biến đổi của môi trường. Hỗn hợp các chất hữu cơ, vô cơ cũng như pH cũng gây ức chế hoạt động của vi khuẩn này. Khoảng pH tối ưu cho hoạt động của chúng khuẩn nitrát hóa thường dao động khoảng 7,5 đến 8,6 nhưng đôi khi cũng có trường hợp thấp hơn.

Nhiệt độ cũng tác động đến sự sinh trưởng của vi khuẩn nitrát hóa. Tuy nhiên, việc định lượng chính xác thường rất khó. Nồng độ DO lý tưởng cho quá trình nitrát hóa là trên 1 mg/l. Nếu nồng độ DO thấp hơn khoảng trên thì quá trình nitrát hóa sẽ chậm lại hoặc không xảy ra.

Quá trình nitrát hóa có thể được phân loại thành hai quá trình: sinh trưởng lơ lửng và bám dính.

Trong quá trình sinh trưởng lơ lửng, quá trình nitrát hóa có thể xảy ra trong cùng một bể phản ứng đơn bậc xử lý các hợp chất hữu cơ gốc C hoặc xảy ra ở một bể phản ứng riêng biệt trong quá trình xử lý đa bậc. Khi sử dụng quá trình xử lý đa bậc, các công trình xử lý cũng bao gồm bể lắng và bể phản ứng tương tự như quá trình bùn hoạt tính. Việc ôxy hóa amôni thành nitrát có thể được thực hiện bằng không khí hoặc với ôxy tinh khiết.

Trong quá trình sinh trưởng bám dính, quá trình nitrát hóa cũng có thể xảy ra ở cùng bể phản ứng trong xử lý một bậc hoặc bể phản ứng riêng biệt trong xử lý đa bậc, tương tự như quá trình sinh trưởng lơ lửng. Lọc sinh học nhỏ giọt, lọc sinh học tiếp xúc quay hoặc lọc sinh học có giá thể cố định có thể được sử dụng cho quá trình này.

Các hệ thống này thường không chịu được sốc tải và không có khả năng loại bỏ amôni tại lưu lượng cao điểm. Trong hệ thống xử lý một bậc thì lớp màng sinh học thường dày hơn so với bể phản ứng nitrát xử lý đa bậc do trong xử lý một bậc có đầy đủ lượng BOD cần thiết cho quá trình sinh trưởng của vi khuẩn nitrát. Việc tải quá cao có thể dẫn đến dư thừa lớp màng sinh học và gây đóng màng và tắc nghẽn.

8.3.2.3. Quá trình khử nitrát

Khử nitrát là giai đoạn thứ hai trong quá trình xử lý nitơ bằng nitrát hóa/khử nitrát. Bản chất và ứng dụng của quá trình sẽ được mô tả cụ thể sau đây:

Việc xử lý nitơ bằng cách chuyển hóa nitrát thành khí nitơ có thể được thực hiện dưới điều kiện thiếu khí hay còn gọi là quá trình khử nitrát. Trong quá khứ, quá trình chuyển hóa trên được xếp vào loại khử nitrát kỵ khí. Tuy nhiên, các phản ứng sinh hóa trong quá trình lại mang bản chất của hiếu khí nên thuật ngữ “thiếu khí” ra đời để thể hiện đúng bản chất của quá trình.

Quá trình chuyển đổi trên có thể được thực hiện dưới sự hoạt động của nhiều chủng vi khuẩn như *Achromobacter*, *Aerobacter*, *Alcaligenes*, *Bacillus*, *Brevibacterium*, *Flavobacterium*, *Lactobacillus*, *Micrococcus*, *Proteus*, *Pseudomonas* và *Spirillum*. Các vi khuẩn dị dưỡng trên có khả năng dị hóa các gốc nitơ nitrát theo hai giai đoạn. Giai đoạn đầu là khử nitrát thành nitrit, sau đó là tạo thành NO, N₂O và khí N₂.

Các giai đoạn được minh họa như sau: $\text{NO}_3^- \rightarrow \text{NO}_2^- \rightarrow \text{NO} \rightarrow \text{N}_2\text{O} \rightarrow \text{N}_2$

Ba sản phẩm cuối cùng trong chuỗi phản ứng trên là khí sẽ được giải phóng vào không khí. Trong quá trình khử nitrát, nồng độ oxy hòa tan DO là chỉ tiêu rất quan trọng. Ngoài ra, chuỗi phản ứng sẽ tạo ra rất nhiều kiềm thể hiện qua việc tăng pH. Chỉ số pH tối ưu nằm trong khoảng 7 đến 8 tùy theo chủng vi khuẩn. Nhiệt độ cũng ảnh hưởng đến tốc độ xử lý nitrát và tốc độ sinh trưởng của vi sinh vật.

Cũng như quá trình nitrát hóa, quá trình khử nitrát cũng được phân chia thành hai quá trình cơ bản là sinh trưởng lơ lửng và sinh trưởng bám dính. Quá trình khử nitrát sinh trưởng lơ lửng thường được áp dụng trong bể phản ứng bùn hoạt tính dòng chảy nút (plug flow). Các vi khuẩn kỵ khí nhận được năng lượng cho sự sinh trưởng từ quá trình chuyển hóa nitrát thành khí nitơ nhưng cần thêm nguồn cacbon để tổng hợp tế bào. Nguồn cacbon này cần được bổ sung thêm từ bên ngoài do đầu ra của bể xử lý nitrát thường có hàm lượng cacbon rất thấp. Như trong xử lý nước thải nông nghiệp thường sử dụng methanol làm nguồn cacbon bổ sung. Giai đoạn tách khí nitơ cần được thực hiện trước khi dòng nước vào bể lắng để tránh hiện tượng khí nitơ bay hơi ảnh hưởng đến quá trình lắng.

Quá trình sinh trưởng bám dính được thực hiện trong cột phản ứng có chứa đá hoặc giá thể nhân tạo để vi khuẩn sinh trưởng. Tùy theo kích cỡ của vật liệu đệm mà có thể có hoặc không có bể lắng đi kèm theo. Quá trình rửa ngược hoặc sục khí cần được thực hiện thường xuyên để tránh sự lắng đọng của chất rắn trong cột phản ứng gây ra tổn thất áp lực. Cũng như quá trình khử nitrát sinh trưởng lơ lửng, quá trình bám dính cũng cần bổ sung cơ chất từ nguồn bên ngoài. Hầu như tất cả ứng dụng của quá trình này đều xây dựng theo hướng dòng chảy thuận nhưng đôi khi cũng có dòng chảy ngược.

8.3.2.4. Xử lý photpho

Photpho sẽ được tiêu thụ bởi hoạt động của vi khuẩn trong bể phản ứng sinh học. Bằng cách kiểm soát và vận hành phù hợp, vi khuẩn sẽ xử lý hiệu quả lượng photpho trong nước thải thông qua quá trình cố định tế bào.

Phốtpho thường tồn tại trong nước thải ở dạng orthophosphat (PO_4^{3-}), polyphosphat (P_2O_7) và photpho hữu cơ. Hai dạng tồn tại sau cùng chiếm đến 70% lượng photpho tồn tại trong nước thải. Vi sinh vật sẽ sử dụng photpho trong quá trình tổng hợp tế bào và vận chuyển năng lượng. Khoảng từ 10 đến 30% lượng photpho sẽ bị xử lý sau quá trình sinh học bậc 2 của hệ thống. Do đó, cần phải tiêu thụ một lượng photpho nhiều hơn quá trình sinh trưởng thông thường để đạt hiệu quả xử lý đầu ra. Trong điều kiện hiếu khí nhất định, vi sinh vật sẽ tiêu thụ photpho nhiều hơn bình thường. Photpho cũng được giải phóng từ tế bào trong quá trình thiếu khí. Xử lý photpho bằng phương pháp sinh học được hoàn thiện bằng cách duy trì các điều kiện thích hợp trong bể phản ứng.

Acinetobacter là một chủng vi khuẩn phổ biến có chức năng xử lý photpho. Chủng vi khuẩn trên thường sử dụng VFAs (Volatile Fatty Acid) làm nguồn cơ chất để giải phóng photpho tích tụ trong điều kiện kỵ khí cũng như cạnh tranh với các chủng khuẩn dị dưỡng khác. Nếu như sau vùng kỵ khí là một vùng hiếu khí thì vi sinh có khả năng tiêu thụ photpho cao hơn mức độ bình thường. Photpho không những cần thiết cho quá trình tổng hợp, sinh trưởng và vận chuyển năng lượng mà còn được vi sinh vật tích trữ để sử dụng về sau. Bùn thải nếu có chứa lượng photpho dư thì lượng photpho dư sẽ được xử lý và loại bỏ bằng cách xử lý bùn hoặc dòng chảy bên trong điều kiện thiếu khí. Việc xử lý photpho đòi hỏi cả hai giai đoạn hiếu khí và kỵ khí dưới dạng hai bể riêng biệt hoặc hai vùng trong cùng bể.

Như đã nêu trên, hai cơ chế chính để xử lý photpho là xử lý bùn và dòng chảy bên. Hai quá trình xử lý phổ biến thường thấy là Phostrip và Bardenpho. Cả hai dạng trên đều sử dụng nguyên lý tiếp xúc kỵ khí – hiếu khí nối tiếp nhau nhưng có vài điểm khác biệt. Trong quá trình Phostrip, các vi sinh vật sẽ giải phóng photpho trong điều kiện kỵ khí và tập trung lượng photpho ở dòng chảy bên cho quá trình xử lý hóa học. Với sẽ được sử dụng để xử lý photpho bằng phương pháp keo tụ. Ngược lại, quá trình Bardenpho, các giai đoạn hiếu khí, thiếu khí và kỵ khí sẽ hoạt động luân phiên để xử lý cả nitơ và photpho. Photpho sẽ được xử lý bằng cách chuyển hóa vào bùn.

8.3.3. Xử lý nitơ bằng phương pháp hóa học và hóa lý

Các quá trình vật lý chủ yếu để xử lý nitơ bao gồm phương pháp tách khí, điểm gầy clo hóa và trao đổi ion. Một cuộc khảo sát thực tế 1200 nhà máy xử lý nước thải tại Mỹ cho thấy chỉ có 6 nhà máy sử dụng phương pháp tách khí, 8 nhà máy sử dụng phương pháp điểm gầy clo hóa và 1 nhà máy sử dụng phương pháp trao đổi ion. Nhược điểm của các phương pháp hóa lý là chi phí cao, không ổn định và các vấn đề

vận hành, bảo trì khác. Thuận lợi và bất lợi của các phương pháp được tóm tắt tại bảng 8.6.

8.3.3.1. Xử lý nitrơ theo phương pháp tách khí amôni

Amôni trong nước thải có thể được loại bỏ bằng cách làm cho bay hơi khỏi nước thải. Tổng quan quá trình tuy đơn giản nhưng thực tế áp dụng lại gặp rất nhiều khó khăn trong vận hành. Tốc độ chuyển hóa của amôni sang thể khí được tăng cường bằng cách tạo môi trường pH cao từ 10,5-11,5 bằng vôi. Do chi phí vận hành rất cao nên phương pháp này được áp dụng rất hạn chế.

Trong hầu hết tất cả các nhà máy xử lý nước thải áp dụng quá trình tách khí đều gặp phải vấn đề đóng cặn của muối CaCO_3 trong tháp tách khí hay hiệu suất xử lý không đạt trong mùa lạnh. Chỉ số pH cao trong dòng nước sẽ làm hấp thụ CO_2 từ không khí và gây ra hiện tượng đóng cặn CaCO_3 . Tuy nhiên, lượng CaCO_3 đóng cặn cũng phụ thuộc vào bản chất của dòng nước thải và các điều kiện khí hậu địa phương. Khi nhiệt độ giảm thì lượng khí cần thiết sẽ tăng lên để duy trì hiệu suất xử lý.

8.3.3.2. Xử lý nitrơ theo phương pháp clo hóa

Phương pháp điểm gãy clo hóa là phương pháp bổ sung thêm clo vào dòng nước thải để oxy hóa nitrơ amôni thành khí nitrơ và các thành phần khác. Phương pháp này cũng là một giải pháp để kiểm soát các chất dinh dưỡng. Ưu điểm nổi trội của phương pháp này là nếu được vận hành tốt sẽ oxy hóa hầu hết nitrơ amôni trong nước thải. Do đạt được hiệu quả tốt trong quá trình xử lý amôni nên phương pháp này vẫn đang tiếp tục được nghiên cứu sâu hơn để khắc phục các nhược điểm của nó.

Phương pháp điểm gãy clo hóa hoạt động theo phương trình phản ứng sau:



Tỉ lệ cân bằng giữa lượng clo và amôni theo lý thuyết là 7÷6:1. Tuy nhiên, trong thực tế, tỷ lệ này thường dao động trong khoảng 8:1 đến 10:1. Các thí nghiệm ở quy mô phòng thí nghiệm và quy mô thực tế cho thấy pH vận hành tối ưu cho phương pháp này dao động trong khoảng 6 đến 7. Nếu vận hành vượt ra ngoài khoảng pH này thì lượng clo tiêu thụ để đạt đến điểm gãy sẽ tăng lên và vận tốc phản ứng lại giảm xuống. Trong khi đó, nhiệt độ lại không ảnh hưởng lớn đến quá trình nếu được vận hành trong khoảng pH trên.

Phương pháp điểm gãy clo có thể được sử dụng để xử lý amôni trong nước thải cho cả trường hợp xử lý riêng biệt hoặc xử lý kết hợp với cả hệ thống. Tuy nhiên, để tiết kiệm lượng clo sử dụng, phương pháp này có thể kết hợp sau quá trình nitrát hóa sinh học để giảm bớt lượng amôni đầu vào.

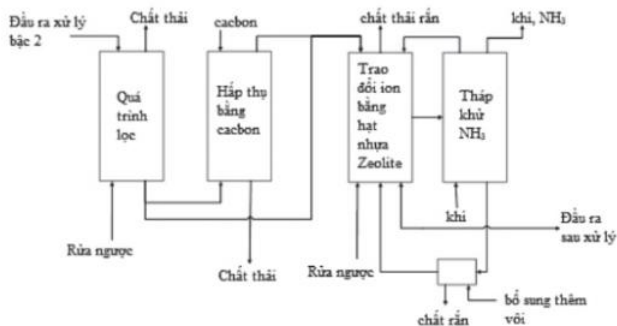
Để tối ưu hiệu suất và tối thiểu các thiết bị và chi phí hóa chất, bể điều hòa cần được sử dụng. Bên cạnh đó, cần khử clo ở đầu ra để loại bỏ nguy cơ gây độc của các hợp chất clo.

8.3.3.3. Xử lý nitơ theo phương pháp trao đổi ion

Trao đổi ion là quá trình mà tại đó ion của phần nhận được thay thế bởi các ion của một dạng vật liệu không hòa tan có chức năng trao đổi ion (*còn gọi là nhựa trao đổi ion*). Quá trình có thể được thực hiện cả ở dạng mẻ hoặc dạng liên tục. Trong phản ứng dạng mẻ, nhựa trao đổi ion được khuấy trộn trong bể cùng với nước thải cho đến khi phản ứng xảy ra hoàn toàn. Nhựa sau khi đã qua trao đổi được thu hồi bằng quá trình lắng, sau đó được hoàn nguyên và tái sử dụng lại. Ngược lại, đối với phản ứng dạng liên tục, nhựa trao đổi được nén lại trong các cột vật liệu và nước thải sẽ đi xuyên qua đó.

Trong kiểm soát nitơ, ion được loại bỏ khỏi dòng nước thải là NH_4^+ và loại ion dùng để trao đổi với NH_4^+ tùy thuộc vào bản chất của loại muối dùng để hoàn nguyên vật liệu. Hoàn nguyên là quá trình tẩy bỏ lớp NH_4^+ tích tụ trên bề mặt lớp vật liệu trao đổi để tái sử dụng.

Mặc dù cả hai loại nhựa trao đổi ion nhân tạo và tự nhiên đều dễ tìm nhưng nhựa nhân tạo thường được ưa chuộng hơn do có tính bền cao hơn. Một vài loại nhựa tự nhiên như zeolít cũng đã được áp dụng trong quá trình xử lý nước thải để xử lý amôni. Một loại nhựa tự nhiên khác cũng được dùng để xử lý amôni là clinoptilolit, một dạng của zeolít. Khi đã sử dụng gần hết tính năng, nhựa zeolít này sẽ được hoàn nguyên bằng vôi $\text{Ca}(\text{OH})_2$ và lượng amôni tích tụ sẽ được chuyển hóa thành amôni theo như hình 8.5.



Hình 8.5. Xử lý amôni bằng trao đổi ion với nhựa zeolít

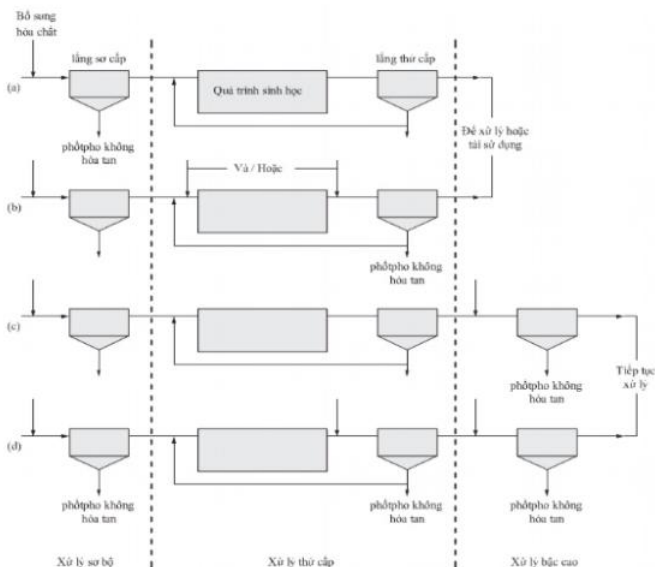
Phương pháp trao đổi ion thường được áp dụng rất hạn chế do đòi hỏi quá trình tiền xử lý cao, các vấn đề liên quan đến tuổi thọ nhựa và hệ thống hoàn nguyên phức tạp.

8.3.4. Xử lý photpho bằng phương pháp hóa học

Quá trình bổ sung hóa chất vào nước thải sẽ tạo các muối ít hoặc không hòa tan khi kết hợp với photphat. Các muối thường sử dụng phổ biến là alum, natri aluminat, sắt clorít và vôi. Các muối sắt sunfat và sắt clorít – một dạng phụ phẩm của quá trình sản xuất thép – cũng được sử dụng. Pôlyme cũng được sử dụng kết hợp với phèn nhôm và vôi để tạo bông. Các yếu tố ảnh hưởng đến việc lựa chọn hóa chất cho việc xử lý photpho được trình bày trong bảng 8.2. Các phản ứng cần thiết để xác định lượng bùn khi sử dụng phèn nhôm, sắt và vôi cho việc keo tụ photpho được liệt kê trong bảng 8.3.

8.3.4.1. Xử lý photpho bằng muối kim loại và pôlyme

Muối nhôm hoặc sắt có thể được bổ sung ở nhiều điểm khác nhau (đa điểm) trong hệ thống để xử lý photpho như hình 8.6.



Hình 8.6. Các điểm bổ sung hóa chất để keo tụ loại bỏ photpho:

(a) Trước lắng sơ cấp; (b) Trước hoặc/ và sau xử lý sinh học; (c) Sau xử lý bậc II.

Tuy nhiên, việc bổ sung này thường được thực hiện sau xử lý bậc 2, khi polyphosphat và photpho hữu cơ đã chuyển hóa thành orthophosphat, do polyphosphat và photpho hữu cơ khó xử lý hơn orthophosphat. Nitơ cũng được xử lý khi bổ sung hóa chất do tạo được quá trình lắng tốt hơn nhưng thường không xử lý được amoni trừ khi hóa chất được bổ sung ở giai đoạn lắng sơ cấp. Quá trình bổ sung các hóa chất trên sẽ làm tăng lượng chất rắn hòa tan. Các phản ứng cơ bản xảy ra khi bổ sung hóa chất sẽ được đề cập cụ thể bên dưới.

8.3.4.2. Bổ sung các muối kim loại ở giai đoạn lắng sơ cấp

Khi các muối nhôm hoặc sắt được bổ sung vào nước thải thô, chúng sẽ phản ứng với các gốc orthophosphat và tạo các chất lắng được. Các gốc polyphosphat và photpho hữu cơ sẽ diễn ra các phản ứng phức tạp hơn và bị hấp phụ bởi các bông cặn. Các gốc này cùng với các chất rắn lơ lửng và một lượng BOD sẽ được loại bỏ dưới dạng bùn sơ cấp. Các quá trình khuấy trộn và tạo bông cần được thiết kế hợp lý để xử lý đạt yêu cầu. Bổ sung polyme cần được thực hiện trong giai đoạn lắng. Với dòng nước có pH thấp, cần bổ sung thêm các chất kiềm để duy trì pH từ 5 đến 7. Muối nhôm và sắt clorít thường được sử dụng theo tỷ lệ 1 đến 3 ion kim loại cho 1 ion photpho (bảng 8.5 và hình 8.7). Việc xác định tốc độ phản ứng xử lý photpho thường được thực hiện tại nhà máy xử lý nước thải. Ngoài ra còn tùy thuộc bản chất nước thải và mức độ xử lý photpho mong muốn.

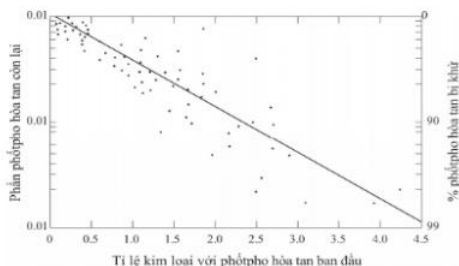
Bảng 8.5. Liều lượng muối nhôm đặc trưng cho các mức độ xử lý photpho khác nhau

Hiệu suất xử lý, %	Tỷ lệ Al:P	
	Khoảng dao động	Tiêu biểu
75	1.25:1 – 1.5:1	1.4 – 1
85	1.6:1 – 1.9:1	1.7 – 1
95	2.1:1 – 2.6:1	2.3 – 1

8.3.4.3. Bổ sung các muối kim loại ở giai đoạn xử lý bậc hai

Các muối kim loại có thể được bổ sung vào bể bùn hoạt tính hoặc ở bể lắng thứ cấp để xử lý photpho. Trong hệ thống lọc nhỏ giọt, hóa chất sẽ được bổ sung trực tiếp vào dòng nước thải hoặc sau khi đã lọc. Cách thức bổ sung đa điểm cũng được sử dụng. Photpho sẽ được tách khỏi pha lỏng thông qua các quá trình hấp phụ, keo tụ, trao đổi trong cả bùn sơ cấp và thứ cấp, hoặc cả hai. Theo lý thuyết, pH hòa tan tối ưu của piren $AlPO_4$ là 6,3 và muối $FePO_4$ là 5,3. Tuy vậy, trong thực tế, khoảng pH từ 5,5 đến 7,0 sẽ cho hiệu quả xử lý tốt nhất và cũng phù hợp với các quá trình

xử lý sinh học. Liều lượng sử dụng thường dao động khoảng 1 đến 3 ion muối kim loại cho 1 ion photpho.



Hình 8.7. Xử lý photpho hòa tan bằng bổ sung sắt clorua

8.3.4.4. Bổ sung muối kim loại và pôlyme ở bể lắng thứ cấp:

Trong một số trường hợp như bể lọc sinh học nhỏ giọt hay quá trình bùn hoạt tính mở rộng, chất rắn thường khó tạo bông và lắng trong bể lắng thứ cấp. Vấn đề này có thể trở nên nghiêm trọng khi hệ thống bị quá tải. Việc bổ sung các muối nhôm và sắt sẽ tạo sự kết tủa với các hydroxit kim loại và photphat, hoặc cả hai.

Muối nhôm và sắt cùng với các pôlyme có thể được dùng để keo tụ các chất keo lơ lửng và cải thiện hiệu suất lọc. Liều lượng muối nhôm và sắt sử dụng thường dao động tỷ lệ từ 1 đến 3 ion muối kim loại cho 1 ion photpho với nồng độ photpho trong bể lắng thứ cấp lớn hơn 0,5 mg/l. Ngược lại nếu nồng độ photpho nhỏ hơn 0,5 mg/l thì cần dùng nhiều muối kim loại hơn.

Pôlyme có thể được bổ sung ở (1) vùng khuấy trộn, vùng tuần hoàn dòng nước bên trong bể lắng hoặc (2) trước máy khuấy trộn hoặc (3) mương thổi khí. Thời gian khuấy trộn cho pôlyme thường dao động trong khoảng 10 đến 30 giây hoặc ngắn hơn. Tuy nhiên, không nên dùng pôlyme trong các hệ thống có vấn đề về khuấy trộn do dễ dẫn đến tình trạng lắng và keo tụ không ổn định.

8.3.4.5. Xử lý photpho bằng vôi

Phương pháp xử lý photpho bằng vôi thường ít được ưa chuộng và hiện đang giảm dần do (1) phát sinh lượng bùn lớn hơn so với việc bổ sung muối kim loại và (2) các vấn đề liên quan đến vận hành/bảo trì trong việc vận chuyển, lưu trữ và bổ sung vôi. Yếu tố chính điều khiển quá trình sử dụng vôi là mức độ cần xử lý và pH của nước thải. Do đó, liều lượng sử dụng cần phải được kiểm tra thường xuyên trực

tiếp trên hệ thống. Vôi sống được sử dụng như chất trợ keo tụ trong bể lắng sơ cấp cũng như thứ cấp.

Vôi thường chỉ sử dụng cho các nhà máy xử lý nước thải quy mô lớn có quá trình hoàn nguyên CaCO_3 trở lại vôi để tiết kiệm chi phí hóa chất. Nhà máy xử lý nước thải này bao gồm các thiết bị hoàn nguyên bằng nhiệt độ lên đến 980°C . Khí CO_2 sinh ra từ quá trình này sẽ được thu hồi và tái sử dụng để điều chỉnh pH cho nước thải.

8.3.4.6. So sánh các quá trình xử lý phospho bằng hóa học

Các thuận lợi cũng như bất lợi của phương pháp xử lý phospho bằng bổ sung hóa chất được nêu trong bảng 8.6. Trong quá trình áp dụng cần có sự cân nhắc và lựa chọn kỹ lưỡng.

Bảng 8.6. Thuận lợi và khó khăn của xử lý phospho bằng bổ sung hóa chất theo các bậc xử lý

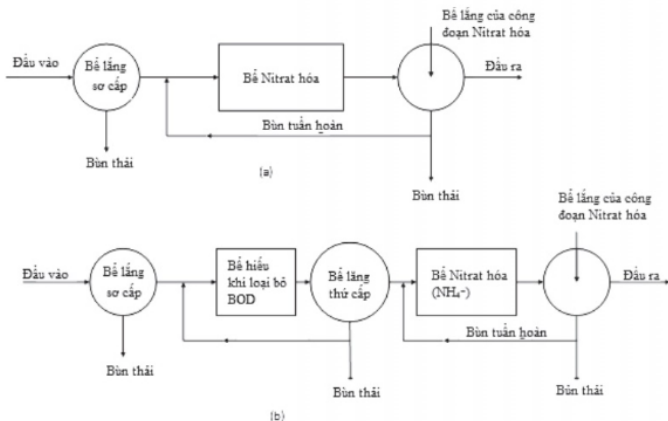
Mức độ xử lý	Thuận lợi	Khó khăn
Sơ cấp	Tăng hiệu quả xử lý BOD và SS	Hiệu quả sử dụng kim loại thấp Cần polyme cho quá trình tạo bông Bùn khó tách nước hơn lắng sơ cấp
Thứ cấp	Chi phí thấp Ít tổn hao hóa chất hơn bậc sơ cấp Tăng độ ổn định của bùn hoạt tính Không cần polyme	Quá lượng kim loại có thể gây hạ thấp pH và gây độc Cần hệ thống kiểm soát pH đối với nước thải có độ kiềm thấp Không thể sử dụng vôi vì pH cao
Bậc cao	Nồng độ phospho đầu ra thấp nhất Sử dụng kim loại hiệu quả nhất	Chi phí đầu tư cao nhất Rò rỉ kim loại nhiều nhất

8.3.5. Xử lý nitơ bằng phương pháp sinh học

8.3.5.1. Chuyển hóa amôni bằng quá trình nitrát hóa

a) Phân loại các quá trình nitrát hóa

Việc phân loại các quá trình nitrát hóa chủ yếu dựa trên mức độ oxy hóa nguyên tử cacbon và chức năng của việc nitrát hóa. Việc oxy hóa nguyên tử cacbon và nitrát hóa có thể xảy ra trong một bể phản ứng dưới dạng phản ứng đơn bậc. Ngược lại, đối với các quá trình đa bậc thì oxy hóa cacbon và nitrát hóa thường xảy ra ở nhiều bể phản ứng. Các bể phản ứng dạng sinh trưởng lơ lửng hay bám dính đều có thể sử dụng cho quá trình nitrát hóa đơn bậc và đa bậc như minh họa dưới đây:



Hình 8.8. Quá trình ôxy hóa cacbon và nitrát hóa trong sinh trường lơ lửng:
(a) đơn bậc; (b) đa bậc.

Các vi khuẩn nitrát hóa thường hiện diện trong tất cả các quy trình xử lý hiếu khí nhưng số lượng thường không nhiều. Khả năng nitrát hóa của quá trình bùn hoạt tính thường gắn liền với tỷ số BOD_5/TKN . Đối với tỉ số BOD_5/TKN dao động trong khoảng 1 đến 3 thì thường tương ứng với quá trình nitrát hóa đa bậc, trong đó lượng vi khuẩn nitrát chiếm khoảng 21% toàn bộ quần thể vi sinh vật với $BOD_5/TKN = 1$ và 8,3% quần thể với $BOD_5/TKN = 3$.

Bảng 8.7. Quan hệ giữa tỷ lệ quần thể vi khuẩn nitrát và tỷ số BOD_5/TKN

BOD_5/TKN	Mật độ quần thể	BOD_5/TKN	Mật độ quần thể
0,5	0,35	5	0,054
1	0,21	6	0,043
2	0,12	7	0,037
3	0,083	8	0,033
4	0,064	9	0,029

Trong đa số quá trình bùn hoạt tính thông thường, tỉ lệ quần thể vi khuẩn nitrát thường nhỏ hơn 0,083. Đối với tỷ số BOD_5/TKN lớn hơn 5, quá trình thường gắn với quá trình ôxy hóa cacbon và nitrát hóa, trong khi đối với tỷ số BOD_5/TKN nhỏ hơn 3 thì quá trình thường là nitrát hóa đa bậc.

b) Quá trình ôxy hóa cacbon và nitrát hóa đơn bậc

Các quá trình đơn bậc thường được sử dụng nhất là dòng chảy nút truyền thống, khuấy trộn hoàn toàn, thổi khí tăng cường và các biến thể của mương ôxy hóa. Tuy nhiên, để đạt được quá trình nitrát hóa cần phải duy trì ổn định các điều kiện cho quá trình sinh trưởng của vi khuẩn như tăng thời gian lưu bùn và cung cấp khí cho tế bào. Điều này thường được thực hiện để điều chỉnh quá trình nitrát hóa dưới tác động của sự thay đổi các yếu tố khí hậu theo mùa.

Hai quá trình sinh trưởng bám dính thường dùng là lọc sinh học nhỏ giọt và lọc sinh học tiếp xúc quay. Cũng tương tự như quá trình sinh trưởng lơ lửng, nitrát hóa trong quá trình sinh trưởng bám dính có thể được thực hiện và thay đổi thông qua việc điều chỉnh các thông số vận hành. Quá trình nitrát hóa có thể được hoàn thiện bằng cách giảm lưu lượng.

** Sinh trưởng lơ lửng*

Động học của quá trình sinh trưởng lơ lửng hiếu khí có thể được áp dụng cho quá trình nitrát hóa dạng lơ lửng này. Các thông số động học của quá trình được mô tả trong bảng 8.8.

Bảng 8.8. Tóm tắt các thông số động học cho quá trình nitrát hóa/khử nitrát sinh trưởng lơ lửng

<i>Phương trình</i>	<i>Ký hiệu</i>	<i>Định nghĩa</i>
$\mu = \mu_m \frac{S}{K_s + S}$	8.8.1	μ : tốc độ sinh trưởng riêng, thời gian ⁻¹
$r_{su} = -\frac{\mu_m XS}{Y(K_s + S)}$	8.8.2	μ_m : tốc độ sinh trưởng riêng tối đa, thời gian ⁻¹ r_{su} : tốc độ sử dụng cơ chất, sinh khối/đơn vị thể tích S : nồng độ của cơ chất trong dung dịch, sinh khối/đơn vị thể tích
$k = \frac{\mu_m}{Y}$	8.8.3	X : nồng độ vi sinh vật, sinh khối/đơn vị thể tích
$r_{su} = -\frac{kSX}{K_s + S}$	8.8.4	Y : hệ số sản lượng tối đa tính theo sinh trưởng lôgarít, sinh khối tế bào hình thành trên từng đơn vị sinh khối cơ chất tiêu thụ
$U = -\frac{r_{su}}{X}$	8.8.5	K_s : hằng số bán tốc độ, sinh khối/đơn vị thể tích K : tốc độ tiêu thụ cơ chất tối đa
$U = \frac{S_0 - S}{\theta X}$	8.8.6	K_d : hệ số phân hủy nội bào, thời gian ⁻¹
$U = \frac{kS}{K_s + S}$	8.8.7	U : tốc độ tiêu thụ cơ chất θ : thời gian lưu nước θ_c : thời gian lưu bùn

Phương trình	Ký hiệu	Định nghĩa
$\frac{1}{\theta_c} = YU - k_d$	8.8.8	θ_c^M : thời gian lưu bùn tối thiểu
$\frac{1}{\theta_c^M} \approx YK - k_d$	8.8.9	SF: hệ số an toàn
$SF = \frac{\theta_c}{\theta_c^M}$	8.8.10	S ₀ : nồng độ đầu vào, sinh khối/đơn vị thể tích

Bảng 8.9. Ảnh hưởng của các yếu tố môi trường và vận hành lên quá trình nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng

Yếu tố ảnh hưởng	Mô tả ảnh hưởng
Nồng độ amôni và nitrít	Nồng độ amôni và nitrít sẽ ảnh hưởng đến tốc độ sinh trưởng tối đa của <i>Nitrosomonas</i> và <i>Nitrobacter</i>. Ảnh hưởng được mô tả qua phương trình động học Monod như sau: $\mu = \mu_m \frac{S}{K_s + S}$ Do tốc độ sinh trưởng của <i>Nitrobacter</i> lớn hơn rất nhiều tốc độ sinh trưởng của <i>Nitrosomonas</i>, do đó tốc độ nitrát hóa thường được mô phỏng bằng việc chuyển hóa của amôni sang nitrít
BOD ₅ /TKN	Thực nghiệm đã chứng minh được tỷ số BOD₅/TKN có liên hệ mật thiết với tỷ lệ quần thể vi khuẩn nitrát hóa trong quá trình xử lý đơn bậc. Nếu tỷ số lớn hơn 5, tỷ lệ quần thể vi khuẩn nitrát hóa sẽ giảm xuống 0,054 (xem bảng 8.7).
Nồng độ DO	Nồng độ DO ảnh hưởng đến tốc độ sinh trưởng riêng tối đa μ_m của quần thể vi khuẩn nitrát hóa. Ảnh hưởng được mô phỏng qua phương trình sau: $\mu_{m_n} = \mu_m \frac{DO}{K_{O_2} + DO}$ với K_{O_2} thực nghiệm = 1,3
Nhiệt độ	Biến thiên nhiệt độ ảnh hưởng tỷ lệ thuận với tốc độ nitrát hóa và được mô tả qua hai phương trình sau: $\mu_{m_n}' = \mu_m e^{0.098(T-15)}$ $K_n = 10^{0.051T-1.158}$ Với T = °C
pH	Tốc độ nitrát hóa tối đa thường xảy ra trong khoảng pH từ 7,2 đến 9,0. Đối với hệ thống xử lý kết hợp gốc hữu cơ cacbon và nitrát hóa, ảnh hưởng có thể mô tả như sau: $\mu_{m_n}' = \mu[1 - 0.833(7.2 - pH)]$

Từ cả kết quả nghiên cứu và thực nghiệm đều cho thấy các yếu tố sau có ảnh hưởng lớn đến hiệu suất của quá trình nitrát hóa: nồng độ amôni và nitrit, tỷ số BOD_5/TKN , nồng độ oxy hòa tan, nhiệt độ và pH. Mô tả chi tiết sự ảnh hưởng của các yếu tố trên được thể hiện trên bảng 8.9. Tương tự, các thông số động học đặc trưng cho quá trình nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng được tóm tắt theo bảng 8.10.

Bảng 8.10. Các thông số động học tiêu biểu của quá trình nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng (môi trường tinh khiết)

Thông số	Đơn vị	Giá trị	
		Dao động	Tiêu biểu
Nitrosomonas			
μ_m	d ⁻¹	0.3 - 2.0	0.7
K _S	NH ₄ ⁺ - N, mg/l	0.2 - 2.0	0.6
Nitrobacter			
μ_m	d ⁻¹	0.4 – 3.0	1.0
K _S	NO ₂ ⁻ - N, mg/l	0.2 – 5.0	1.4
Tổng cộng			
μ_m	d ⁻¹	0.3 – 3.0	1.0
K _S	NH ₄ ⁺ - N, mg/l	0.2 – 5.0	1.4
Y	NH ₄ ⁺ - N, mg VSS/mg	0.1 – 0.3	0.2
k _d	d ⁻¹	0.03 – 0.06	0.05

Việc áp dụng các thông số động học cho việc phân tích, đánh giá quá trình nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng trong bể khuấy trộn hoàn toàn thường bao gồm các bước sau:

1. Lựa chọn một hệ số phù hợp để kiểm soát tải lượng dinh, tải lượng hằng ngày và tải lượng nhất thời (hệ số an toàn thấp nhất thường dùng là 2,0 cho θ_c – thời gian lưu bùn);
2. Lựa chọn nồng độ oxy hòa tan DO thấp nhất. Nồng độ DO thường chọn là 2,0 mg/l để tránh ảnh hưởng tiêu cực của nồng độ DO thấp lên tốc độ nitrát hóa;
3. Xác định pH của quá trình vận hành, thông thường trong khoảng 7,2 đến 9;
4. Tính toán tốc độ sinh trưởng của vi khuẩn nitrát trong các điều kiện bất lợi nhất về nhiệt độ, DO và pH;
5. Xác định thời gian lưu bùn tối thiểu dựa trên tốc độ sinh trưởng ở bước 4;
6. Xác định thời gian lưu bùn sau khi đã qua hệ số an toàn ở bước 1;

7. Xác định nồng độ nitơ ở dòng ra;
8. Xác định thời gian lưu nước cần thiết để đạt được nồng độ nitơ như trên;
9. Xác định tốc độ sử dụng cơ chất hữu cơ U đối với quá trình nitrát hóa đơn bậc.

Quy trình tính toán cụ thể được minh họa theo ví dụ dưới đây. Yếu tố quan trọng nhất là tính toán thời gian lưu bùn và chọn hệ số an toàn. Việc tính toán quá trình nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng này cũng tương tự như tính toán quá trình bùn hoạt tính sinh trưởng lơ lửng trong bể khuấy trộn hoàn toàn.

Ví dụ:

Thiết kế quá trình ôxy hóa gốc cacbon và nitrát hóa sinh trưởng lơ lửng đơn bậc. Xác định các tiêu chí thiết kế cho quá trình bùn hoạt tính để hoàn thiện quá trình nitrát hóa khi xử lý nước thải sinh hoạt với các giá thiết sau:

Lưu lượng dòng vào = 3400 m³/ng.đ;

BOD₅ sau lắng sơ cấp = 200 mg/l;

TKN sau lắng sơ cấp = 40 mg/l;

Nhiệt độ tối thiểu = 15°C;

DO trong bể phản ứng = 2,5 mg/l;

Dòng nước có pH dao động khoảng 7,2;

Sử dụng các thông số động học (trong bảng 8.10) trừ $\mu_m = 0,5 \text{ ngày}^{-1}$;

Hệ số an toàn SF = 2,5.

Giải đáp:

a) *Xác định tốc độ sinh trưởng tối đa của khuẩn nitrát hóa theo các điều kiện khí hậu trên*

$$\mu'_m = \mu_m e^{0.098(T-15)} \times \frac{DO}{K_{O_2} + DO} \times [1 - 0.833(7.2 - pH)] = 0.5 \text{ d}^{-1} \times \frac{2.5}{2.5 + 1.3} = 0.33 \text{ ngày}^{-1}$$

b) *Xác định tốc độ sử dụng cơ chất tối đa k*

$$k' = \frac{\mu'_m}{Y} = \frac{0.33 \text{ ngày}^{-1}}{0.2} = 1.65 \text{ ngày}^{-1}$$

Với Y = 0,2 (bảng 8.10).

c) *Xác định thời gian lưu bùn tối thiểu và thời gian lưu bùn có nghĩa*

- Thời gian lưu bùn tối thiểu:

$$\frac{1}{\theta_C^M} = Yk' - k_d \Rightarrow \theta_C^M = \frac{1}{Yk' - k_d} = \frac{1}{0.2 \times 1.65 \text{ ngày}^{-1} - 0.05 \text{ ngày}^{-1}} = 3.57 \text{ ngày}$$

Với $k_d = 0,05$ (bảng 8.10).

Thời gian lưu bùn có nghĩa:

$$\theta_c = SF \times \theta_c^M = 2.5 \times 3.57 \text{ ngày} = 8.93 \text{ ngày}$$

d) Xác định tốc độ sử dụng cơ chất cho quá trình ôxy hóa amôni

$$\frac{1}{\theta_c} = YU - k_d \Rightarrow U = \left(\frac{1}{8.93 \text{ ngày}} + 0.05 \text{ ngày}^{-1} \right) \times \frac{1}{0.2} = 0.81 \text{ ngày}^{-1}$$

e) Xác định nồng độ amôni trong dòng ra

$$U = \frac{kN}{K_N + N} \Rightarrow N = 0.39 \text{ mg/l}$$

Với $k = 1.65 \text{ d}^{-1}$, $K_N = 10^{0.051T - 1.158} = 0.4 \text{ mg/l}$

f) Xác định tốc độ xử lý BOD trong quá trình bùn hoạt tính

$$\frac{1}{\theta_c} = YU - k_d \Rightarrow U = \left(\frac{1}{8.93} - 0.06 \right) \times \frac{1}{0.5} = 0.34 \text{ gBOD}_5 / \text{gMLVSS}$$

Với $Y = 0.5 \text{ gVSS/gBOD}_5$, $k_d = 0.06 \text{ ngày}^{-1}$

Giả sử rằng hiệu suất quá trình là 90% thì giá trị F/M là $0.38 \text{ gBOD}_5 / \text{gMLVSS}$.

g) Xác định thời gian lưu nước cho quá trình xử lý BOD và nitrát hóa

$$U = \frac{S_o - S}{\theta X}$$

Thời gian lưu nước tính theo BOD:

$$\theta = \frac{S_o - S}{UX} = \frac{(200 - 20) \text{ mg/l}}{0.34 \text{ ngày}^{-1} \times 2000 \text{ mg/l}} = 0.26 \text{ ngày} = 6.4 \text{ h}$$

Với $S_o = 200 \text{ mg/L}$, $S = 20 \text{ mg/L}$ (tính theo hiệu suất 90%), $U = 0.34 \text{ ngày}^{-1}$, giả sử $X = 2000 \text{ mg/l}$.

Thời gian lưu nước tính theo nitrát hóa:

$$\theta = \frac{N_o - N}{UX} = \frac{(40 - 0.39) \text{ mg/l}}{0.81 \text{ ngày}^{-1} (2000 \text{ mg/l} \times 0.08)} = 7.3 \text{ h}$$

Với $N_o = 40 \text{ mg/l}$, $N = 0.39 \text{ mg/l}$, $U = 0.81 \text{ ngày}^{-1}$, $X = 2000 \times 0.08 = 160 \text{ mg/l}$ (tỷ lệ quần thể chủng khuẩn nitrát).

Kết luận: Quá trình nitrát hóa kiểm soát thời gian lưu nước:

a) Xác định thể tích bể

$$V = Q \times \theta = 3400 \text{ m}^3 / \text{ngày} \times 0.31 \text{ ngày} = 1020 \text{ m}^3$$

b) Xác định lượng ôxy cần cung cấp

$$\begin{aligned} O_2 &= Q \times [kS_o + 4.57 \text{TKN}] \times SF = \\ &= [3400 \text{ m}^3 / \text{ngày} \times [1.15 \times 200 \text{ mg/l} + 4.57 \times 40 \text{ mg/l}] \times 2.5 = 3521 \text{ kg/ngày} \end{aligned}$$

** Sinh trưởng bám dính*

Hai quá trình sinh trưởng dính bám phổ biến là lọc sinh học nhỏ giọt và lọc sinh học tiếp xúc quay (RBC). Hiện nay, cách tính toán quá trình nitrát hóa sinh trưởng bám dính phổ biến nhất là sử dụng hệ số tải trọng hữu cơ. Các hệ số tải trọng hữu cơ tiêu biểu thường được sử dụng trong quá trình nitrát hóa sinh trưởng bám dính được thể hiện theo bảng 8.11.

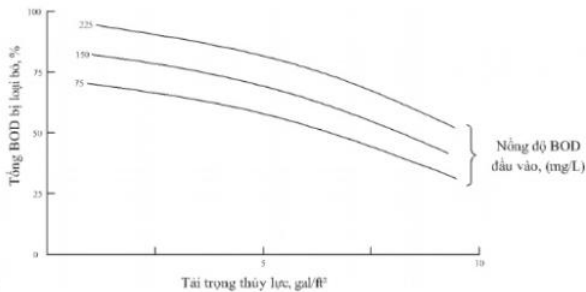
Bảng 8.11. Các tải trọng tiêu biểu của quá trình nitrát hóa sinh trưởng bám dính

<i>Quá trình</i>	<i>Tỷ lệ nitrát hóa</i>	<i>Tải trọng hữu cơ, lb BOD₅/10³ft³.d</i>
Lọc nhỏ giọt, vật liệu đệm đá	75-85	10-6
	85-95	6-3
Lọc nhỏ giọt, vật liệu đệm plastic	75-85	18-12
	85-95	12-6
Lọc sinh học tiếp xúc quay	Xem hình 8.10	Xem hình 8.9

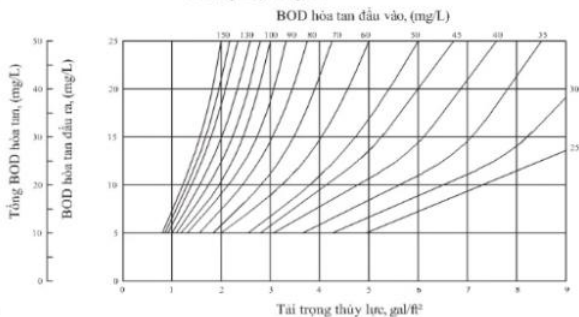
Chú ý: lb/10³ft³.d = 0,0160 kg/m³.ng.d.

Đối với quá trình lọc sinh học nhỏ giọt sử dụng vật liệu đệm là đá thì tải trọng hữu cơ sẽ ảnh hưởng đến hiệu suất của quá trình nitrát hóa do chủng khuẩn dị dưỡng sẽ chiếm đa số trong quần thể ở tải trọng hữu cơ cao. Để duy trì hiệu suất nitrát hóa cao, tải trọng hữu cơ phải được điều chỉnh về khoảng giá trị như bảng 8.11. Trong khi đó, vật liệu đệm là plastic lại cho hiệu suất tốt ở tải trọng hữu cơ cao do có diện tích bề mặt lớn. Một yếu tố ảnh hưởng nữa là vật liệu đệm plastic có khả năng thông thoáng khí tốt hơn nên dòng oxy được luân chuyển tốt hơn các vật liệu đệm khác. Thực nghiệm cho thấy vật liệu đệm plastic thường có diện tích bề mặt lớn hơn 80% và khả năng nitrát hóa cao hơn 60% so với vật liệu đệm là đá.

Trong công nghệ RBC, lượng amôni bị oxy hóa phụ thuộc rất lớn vào diện tích bề mặt của trống quay. Bên cạnh đó, quá trình nitrát hóa sẽ không hiệu quả nếu như BOD₅ hòa tan cao hơn 15 mg/l. Đối với dòng vào nước thải có nồng độ nitơ amôni lớn hơn 15 mg/l, cần điều chỉnh nồng độ BOD₅ về bằng với nồng độ amôni. Bước tiếp theo là sử dụng đường cong nitrát hóa thực nghiệm theo hình 8.9 để xác định số lượng thiết bị RBC cần sử dụng. Tổng của hai diện tích bề mặt sẽ là tổng diện tích bề mặt cần sử dụng cho cả hai quá trình oxy hóa BOD₅ và nitrát hóa. Nếu xử lý trong điều kiện nhiệt độ thấp, diện tích bề mặt cần phải được điều chỉnh bằng hệ số phụ. Hệ số phụ trong điều kiện nhiệt độ dưới 55°F được chọn theo hình 8.10.



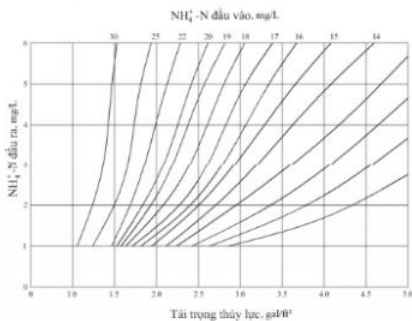
a)



b)

Hình 8.9. Đường cong thiết kế tải trọng hữu cơ của RBC cho:

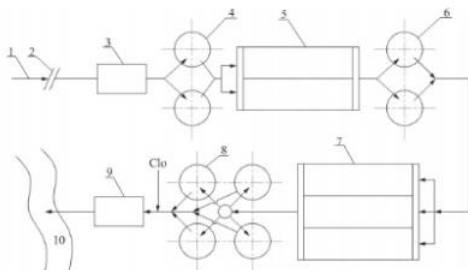
a) Xử lý BOD; b) Nồng độ BOD đầu ra ($T > 55^\circ\text{F}$)



Hình 8.10. Quá trình nitrát hóa nước thải sinh hoạt sử dụng lọc sinh học tiếp xúc quay ($T > 55^\circ\text{F}$)

8.3.5.2. Quá trình nitrát hóa đa bậc

Tương tự như quá trình nitrát hóa đơn bậc, quá trình nitrát hóa đa bậc cũng sử dụng quá trình sinh trưởng lơ lửng và sinh trưởng bám dính. Nitrát hóa đa bậc được thiết kế với nhiều bể phản ứng tạo được sự linh hoạt và đạt hiệu suất xử lý tối ưu do oxy hóa các hợp chất hữu cơ C và N tách biệt nhau. Hơn nữa, các hợp chất hữu cơ dễ phân hủy sinh học có khả năng gây độc cho vi khuẩn nitrát sẽ được phân hủy trong giai đoạn oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C. Quy trình nitrát hóa đa bậc được minh họa cụ thể theo hình 8.11.



Hình 8.11. Sơ đồ thiết kế quá trình oxy hóa gốc C và nitrát hóa đa bậc

1. Dẫn nước thải vào; 2. Song chắn rác; 3. Bể lắng cát; 4. Bể lắng đợt I; 5. Aerôten;
6. Bể lắng đợt 2; 7. Bể nitrát hoá; 8. Bể lắng nitrát hoá; 9. Bể tiếp xúc; 10. Nguồn tiếp nhận.

Mức độ xử lý các gốc C hữu cơ trong giai đoạn oxy hóa gốc C hữu cơ sẽ quyết định việc lựa chọn và vận hành quá trình nitrát hóa. Việc sử dụng quá trình sinh trưởng bám dính thường được áp dụng cho các loại nước thải có hàm lượng nitơ thấp do không cần thiết phải sử dụng bể lắng sau đó. Ngược lại, đối với quá trình sinh trưởng lơ lửng, nước thải có hàm lượng nitơ thấp sẽ gây mất cân bằng giữa lượng chất rắn mất đi trong bể lắng và lượng chất rắn tạo thành trong bể phản ứng. Sự mất cân bằng này sẽ dẫn đến sự gia tăng lượng BOD trong bể phản ứng nitrát để duy trì nguồn dự trữ chất rắn sinh học trong hệ thống.

* Sinh trưởng lơ lửng

Quá trình nitrát hóa đa bậc sinh trưởng lơ lửng gần như giống với thiết kế cho quá trình bùn hoạt tính. Đối với nồng độ amôni thấp thì thiết kế bể phản ứng khuấy trộn hoàn toàn hay dòng chảy nút được ưa chuộng.

Đối với quá trình nitrát hóa đa bậc, việc cần thiết đầu tiên là xác định tốc độ nitrát hóa. Thực tế cho thấy, việc đo đạc tốc độ nitrát hóa bằng thực nghiệm thường chính xác hơn tính toán lý thuyết do khó xác định được mật độ quần thể vi khuẩn nitrát.

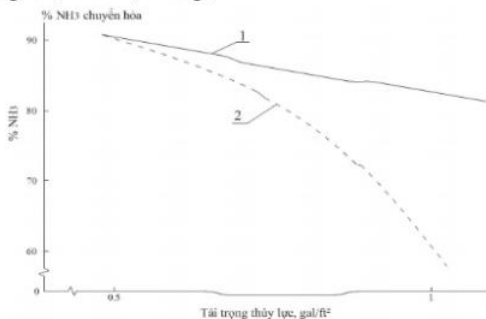
Tốc độ nitrát hóa thường tăng theo nhiệt độ dẫn đến giảm tỷ số BOD_5/TKN . Ngoài ra, tốc độ nitrát hóa cũng phụ thuộc bởi pH và độ lớn hiệu số từ pH thực tế của nước thải đến pH tối ưu của quá trình nitrát hóa. Tốc độ nitrát hóa thường dao động trong khoảng 0,05 đến 0,6g NH_4^+-N/g MLVSS.ng.đ, tùy theo bản chất và nhiệt độ của quá trình nitrát hóa. Do biên độ dao động của tốc độ nitrát hóa quá lớn nên để áp dụng được cụ thể vào thực tế, thường phải vận hành trước với quy mô pilot.

* Sinh trưởng bám dính

Hai quá trình nitrát hóa đa bậc sinh trưởng bám dính thường được sử dụng cũng là lọc sinh học nhỏ giọt và lọc sinh học quay tiếp xúc (RBC). Bể phản ứng có vật liệu đệm cố định cũng được sử dụng trong một vài trường hợp. Bể phản ứng vật liệu đệm cố định cũng tương tự như lọc cát dòng chảy ngược nhưng được cấp khí hay dòng oxy tinh khiết từ đáy bể để duy trì quá trình nitrát hóa.

Lọc sinh học nhỏ giọt để tạo quá trình nitrát hóa có thể được sử dụng theo sau quá trình sinh trưởng lơ lửng oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C. Một kỹ thuật khác cũng khá phổ biến là kết hợp hai quá trình lọc sinh học nhỏ giọt trong đó bậc đầu tiên là oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C và bậc thứ hai dùng cho quá trình nitrát hóa. Vật liệu đệm bằng plastic thường được ưa chuộng trong các tháp lọc do diện tích bề mặt lớn. Ngoài ra, tháp lọc cần được thiết kế có thông khí cưỡng bức cần dùng trong một vài tình huống.

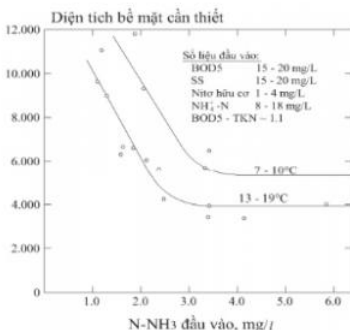
Hiện các nghiên cứu cho quá trình nitrát hóa đa bậc sử dụng lọc sinh học nhỏ giọt còn khiêm tốn so với các phương pháp khác. Hình 8.12 minh họa cho quá trình xử lý nước thải bằng bể lọc sinh học nhỏ giọt.



Hình 8.12. Ảnh hưởng của tải trọng thủy lực lên tốc độ chuyển hóa amôni trong bể lọc sinh học nhỏ giọt

1. Nhiệt độ của nước thải về mùa hè (25-27°C);
2. Nhiệt độ của nước thải về mùa lạnh (18-20°C).

Theo hình trên cho thấy hiệu suất của quá trình nitrát hóa tỷ lệ nghịch với tải trọng bề mặt và tỷ lệ thuận với nhiệt độ của nước thải. Ở tải trọng bề mặt dưới 0,5 gal/ft².min thường quá trình nitrát hóa diễn ra khá tốt trong mọi điều kiện thời tiết. Giảm đồ tham khảo cho thiết kế được minh họa tại hình 8.13 dưới đây:



Hình 8.13. Biểu đồ thiết kế cho quá trình nitrát hóa đa bậc của bể lọc nhỏ giọt

Khi sử dụng trong quá trình nitrát hóa sinh học, lọc sinh học tiếp xúc quay thường dựa trên nồng độ amôni đầu vào hơn là nồng độ TKN.

a) Điều kiện hoạt động

Với giả thiết rằng quá trình hoạt động sẽ được cung cấp đủ khí, quá trình nitrát hóa sẽ hoạt động tốt ở điều kiện nhiệt độ ấm trong quá trình bùn hoạt tính thông thường. Nếu muốn tiến hành quá trình nitrát hóa trong quá trình bùn hoạt tính đơn bậc thì cần phải điều chỉnh các thông số vận hành như sau để ổn định các thành phần hữu cơ:

1. Cần phải bổ sung thêm oxy cho quá trình nitrát hóa.
2. Cần kéo dài thời gian lưu bùn do chủng vi khuẩn nitrát hóa chủ yếu là vi khuẩn tự dưỡng nghiêm ngặt. Chủng vi khuẩn này thường có tốc độ sinh trưởng chậm hơn chủng vi khuẩn dị dưỡng có chức năng phân hủy các hợp chất hữu cơ. Hệ số động học tiêu biểu cho quá trình được mô tả ở bảng 8.10.

3. Do quá trình chuyển hóa của vi khuẩn sẽ làm giảm pH nên cần thường xuyên bổ sung vôi, bột soda hay các hóa chất tính kiềm.

Khi áp dụng lọc sinh học tiếp xúc quay cho quá trình nitrát hóa, cần duy trì pH trong khoảng 7,2 đến 8,6 cũng như nồng độ oxy trên 1,5 mg/l.

b) So sánh các quá trình nitrát hóa

Các thuận lợi và khó khăn giữa các quá trình nitrát hóa được thể hiện trong bảng 8.12. Việc chọn lựa quá trình xử lý cần căn cứ vào các yếu tố sau: (1) quá trình nitrát hóa vận hành ở bể phản ứng tách biệt hay kết hợp chung với quá trình khác, (2) việc đáp ứng các tiêu chuẩn về khí hậu, thời tiết tại địa phương, (3) biên độ dao động nhiệt độ khi vận hành, (4) nồng độ amôni đầu ra mong muốn, (5) tiêu chuẩn đầu ra của các chỉ tiêu khác và (6) chi phí.

Bảng 8.12. So sánh các quá trình nitrát hóa

<i>Hệ thống</i>	<i>Thuận lợi</i>	<i>Khó khăn</i>
<i>Kết hợp oxy hóa hợp chất cacbon và nitrát hóa:</i>		
Sinh trưởng lơ lửng	Nồng độ amôni đầu ra thấp Quá trình ổn định mặc dù tỷ số BOD ₅ /TKN cao	Không chịu được chất gây độc Sự ổn định phụ thuộc vào tuần hoàn sinh khối từ bể lắng thứ cấp Đòi hỏi kích thước bể lớn trong điều kiện khí hậu lạnh
Sinh trưởng bám dính	Độ ổn định không phụ thuộc vào tuần hoàn sinh khối từ bể lắng thứ cấp do vi sinh vật đã bám dính vào giá thể	Không chịu được chất gây độc Nồng độ amôni đầu ra từ 1-3 mg/l (trừ RBC) Không vận hành được trong điều kiện khí hậu lạnh
<i>Nitrát hóa tách biệt</i>		
Sinh trưởng lơ lửng	Chịu được các chất gây độc Vận hành ổn định Nồng độ amôni đầu ra thấp	Bùn cần được kiểm soát cẩn thận do tỷ số BOD ₅ /TKN thấp Sự ổn định phụ thuộc vào tuần hoàn sinh khối từ bể lắng thứ cấp Đòi hỏi nhiều công trình đơn vị hơn hệ thống kết hợp
Sinh trưởng bám dính	Chịu được các chất gây độc Vận hành ổn định Độ ổn định không phụ thuộc vào tuần hoàn sinh khối từ bể lắng thứ cấp do vi sinh vật đã bám dính vào giá thể	Nồng độ amôni đầu ra thường khoảng 1-3 mg/l Đòi hỏi nhiều công trình đơn vị hơn hệ thống kết hợp

8.3.5.3. Xử lý nitơ bằng quá trình nitrát hóa/khử nitrát

Trong quá trình nitrát hóa/khử nitrát, bắt buộc trong nước thải phải cung cấp đủ nguồn C hữu cơ để đủ năng lượng cho vi khuẩn thực hiện các quá trình chuyển hóa.

Nguồn C ở đây có thể là có sẵn trong nước thải hoặc được cung cấp thêm từ nguồn bên ngoài (như metanol).

Tốc độ của quá trình nitrát hóa được cụ thể bằng phương trình sau:

$$U^*_{DN} = U_{DN} \times 1,09^{(T-20)}(1-DO) \quad (8-6)$$

Trong đó:

U^*_{DN} - Vận tốc khử nitrát cuối cùng;

U_{DN} - Vận tốc khử nitrát riêng, g NO_3 -N/g MLVSS.ng.đ;

T- Nhiệt độ nước thải, °C;

DO- Nồng độ oxy hòa tan trong nước thải, mg/l.

Cần lưu ý vận tốc khử nitrát sẽ nghịch biến tuyến tính với nồng độ oxy hòa tan (DO); vận tốc khử nitrát sẽ giảm dần về 0 khi nồng độ oxy hòa tan giảm dần về 1 mg/l. Vận tốc khử nitrát đối với các nguồn cacbon khác nhau được trình bày trong bảng 8.13.

Bảng 8.13. Tốc độ khử nitrát tiêu biểu với các nguồn cơ chất khác nhau

<i>Nguồn cacbon</i>	<i>Tốc độ khử nitrate, U_{DN}, lb NO_3-N/lb VSS.d</i>	<i>Nhiệt độ, °C</i>
Mêtanol	0,21 - 0,32	25
Mêtanol	0,12 - 0,90	20
Nước thải	0,03 - 0,11	15 - 27
Tổng hợp nội bào	0,017 - 0,048	12 - 20

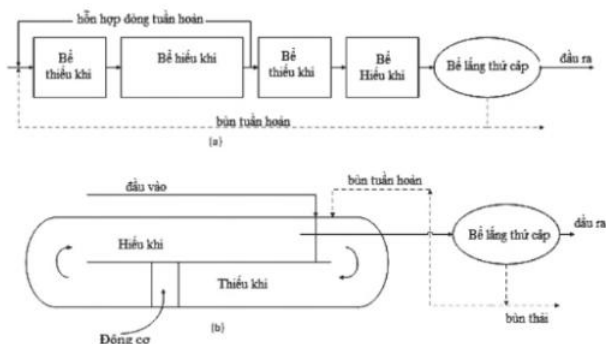
a) Phân loại các quá trình nitrát hóa và khử nitrát

Hai quá trình khử nitrát phổ biến là kỵ khí lơ lửng và kỵ khí bám dính. Tuy nhiên trong mục phân loại này, quá trình nitrát và khử nitrát sẽ được phân tích theo tiêu chí quá trình khử nitrát hoàn thành (1) trong hệ thống xử lý đơn bậc kết hợp giữa oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C và nitrát hóa/khử nitrát sử dụng nguồn cacbon hữu cơ có sẵn trong nước thải và nội bào - hoặc - (2) hệ thống xử lý đa bậc sử dụng nguồn C bổ sung như metanol. Như đã giới thiệu bên trên, quá trình xử lý đơn bậc kết hợp hay còn gọi là “một bậc bùn” và quá trình xử lý đa bậc hay còn gọi là “hai bậc bùn”. Cần lưu ý bùn của hai quá trình này có tính chất hoàn toàn khác nhau.

b) Xử lý đơn bậc kết hợp – “một bậc bùn”

Việc kết hợp quá trình oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C trong quá trình nitrát hóa/ khử nitrát thường được sử dụng dưới dạng xử lý đơn bậc kết hợp hay “một bậc bùn” do việc bổ sung nguồn cacbon từ bên ngoài không mang lại giá trị kinh tế. Quá

trình đơn bậc kết hợp này có những thuận lợi như (1) giảm lượng khí cần sử dụng để xử lý lượng BOD_5 và nitrát hóa, (2) không cần nguồn C bổ sung từ bên ngoài như metanol trong quá trình khử nitrát, (3) loại bỏ các hệ thống lắng và tuần hoàn bùn. Hầu hết các hệ thống xử lý đơn bậc kết hợp trên có hiệu suất xử lý tổng nitơ từ 60 đến 80%, vài trường hợp đặc biệt lên đến 85-95%. Sơ đồ minh họa cho hai công nghệ Bardenpho và mương oxy hóa của quá trình xử lý đơn bậc kết hợp được thể hiện ở hình 8.14.



Hình 8.14. Quá trình nitrát hóa/khử nitrát kết hợp:

(a) Bardenpho 4 bậc; (b) Mương oxy hóa

Trong quá trình xử lý kết hợp này, nguồn cacbon trong nước thải và màng tế bào vi khuẩn sau quá trình phân hủy nội bào sẽ được sử dụng cho quá trình khử nitrát. Trong công nghệ Bardenpho, các hệ thống hiếu khí và kỵ khí được thiết kế nối tiếp nhau mà không qua lắng để tạo quá trình khử nitrát.

Đối với công nghệ mương oxy hóa, phải kiểm soát nồng độ oxy hòa tan để tạo thành các khu hiếu khí và thiếu khí trên mương. Bể phản ứng sinh học dạng mẻ SBR cũng thích hợp cho quá trình này do có khả năng tạo được các vùng hiếu khí, thiếu khí trong quá trình hoạt động. Cách thức hoạt động của bể SBR trong việc xử lý các chất dinh dưỡng sẽ được đề cập chi tiết hơn trong mục 8.3.6.2.

Tốc độ khử nitrát của quá trình đơn bậc kết hợp thường dao động trong khoảng 0,075 đến 0,115 g NO_3 -N/g MLVSS.ng.đ ở nhiệt độ $20^{\circ}C$ trong bể kỵ khí với điều kiện đầy đủ nguồn dưỡng chất C. Vận tốc khử nitrát trong quá trình đơn bậc kết hợp thường bằng phân nửa so với quá trình đa bậc. Đối với quá trình sử dụng nguồn cacbon từ phân hủy nội bào thì vận tốc khử nitrát thường khoảng 0,017 đến 0,048 g

$\text{NO}_3\text{-N/g MLVSS.ng.đ}$ (bảng 8.13). Ngoài ra, tốc độ khử nitrát thường tỷ lệ nghịch với thời gian lưu bùn θ_c .

**** Quá trình Bardenpho***

Bardenpho là quá trình khử nitrát bao gồm bốn giai đoạn sử dụng cả nguồn C trong nước thải và phân hủy nội bào của vi sinh vật. Công nghệ này gồm nhiều bể phản ứng oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C, quá trình nitrát hóa và bể phản ứng thiếu khí cho quá trình khử nitrát hoạt động nối tiếp nhau.

Dòng nước thải đầu tiên sẽ được dẫn vào bể phản ứng thiếu khí khử nitrát với dòng nitrát được tuần hoàn từ bể phản ứng oxy hóa hợp chất hữu cơ gốc C và nitrát hóa. Các hợp chất hữu cơ gốc C có sẵn trong nước thải sẽ được sử dụng để tạo quá trình khử nitrát. Do tải lượng hữu cơ đầu vào cao nên quá trình khử nitrát sẽ diễn ra nhanh chóng. Tuy vậy, lượng amôni trong bể phản ứng thiếu khí đầu tiên sẽ không biến đổi và được dẫn sang bể hiếu khí tiếp sau và xảy ra quá trình nitrát hóa tại đó. Dòng nitrát từ bể phản ứng hiếu khí này sẽ tiếp tục được dẫn sang một bể kỵ khí khử nitrát thứ hai với mục đích tăng cường quá trình khử nitrát bằng cách sử dụng nguồn C của quá trình phân hủy nội bào, khác với bể kỵ khí đầu tiên.

Cuối cùng dòng nước sẽ được dẫn sang bể hiếu khí nitrát hóa thứ hai. Bể hiếu khí này có kích thước tương đối nhỏ hơn các bể trước do mục đích chủ yếu là nitrát hóa lượng amôni còn sót lại sau bể kỵ khí thứ hai và tách khí nitơ ra khỏi dòng nước trước khi vào bể lắng. Quá trình Bardenpho này cũng được cải tiến thêm bể thứ năm nhằm kết hợp cả quá trình xử lý nitơ và photpho.

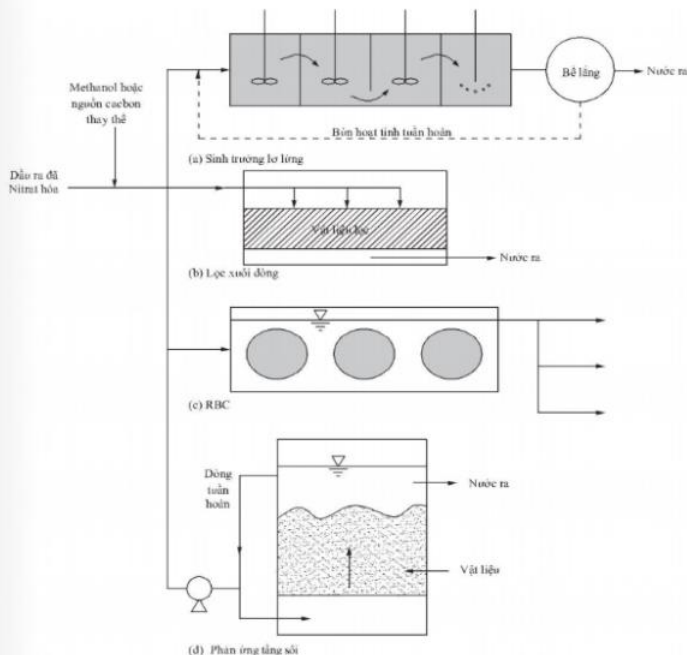
**** Mương oxy hóa***

Trong mương oxy hóa, dòng nước sẽ chảy theo một vòng khép kín và được cấp khí bởi các thiết bị thổi khí cơ khí. Khu vực hiếu khí, nitrát hóa sẽ được tạo thành phía hạ nguồn của máy thổi khí trong khi khu vực thiếu khí khử nitrát được tạo thành phía thượng nguồn. Dòng vào sẽ được dẫn vào khu vực thiếu khí để tận dụng nguồn C cho quá trình khử nitrát. Dòng ra sẽ được đặt phía sau khu vực hiếu khí và dẫn đến bể lắng. Xử lý nitơ bằng mương oxy hóa có hiệu suất thấp hơn quá trình Bardenpho do thiết kế của mương chỉ có một khu vực kỵ khí khử nitrát.

a) Xử lý đa bậc – “hai bậc bùn”

Trong những năm đầu thập niên 1970, việc khử nitrát bằng cách sử dụng một hệ thống sinh học riêng biệt với metanol là nguồn cơ chất C rất phổ biến. Kỹ thuật này được áp dụng dưới nhiều công nghệ khác nhau theo hình 8.15. Với nguyên lý cho quá trình oxy hóa các hợp chất hữu cơ gốc C và quá trình nitrát hóa/khử nitrát xảy ra ở các bể phản ứng độc lập nhau nên bùn sinh ra ở các bể sẽ có tính chất khác nhau,

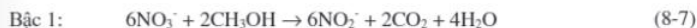
do đó sinh ra thuật ngữ “hai bậc bùn”. Lượng C dư sẽ được kiểm tra dưới dạng BOD của dòng ra, do đó cần cân nhắc và theo dõi kỹ lưỡng trong quá trình thiết kế cũng như vận hành.



Hình 8.15. Sơ đồ quá trình khử nitrát đa bậc sử dụng nguồn cacbon riêng biệt

b) Mô tả quá trình

Quá trình khử nitrát hóa đa bậc sử dụng mêtanol làm nguồn cung cấp C được mô tả theo các phương trình phản ứng bên dưới:



Tổng hợp cả quá trình như sau:



Phương trình tổng hợp tế bào tiêu biểu như sau:



Trong thực tế, thường khoảng 25-30% lượng metanol được sử dụng cho quá trình tổng hợp tế bào. Theo một số nghiên cứu, phương trình kinh nghiệm sau mô tả được bao quát quá trình xử lý nitrat:



Nếu tất cả nitơ đều tồn tại dưới dạng nitơ nitrát thì tổng lượng metanol có thể tính toán theo phương trình (8-11). Tuy vậy, trong nước thải có thể bao gồm nitrit và oxy hòa tan. Khi đó lượng metanol sử dụng có thể căn cứ theo phương trình kinh nghiệm sau:

$$C_m = 2,47\text{N}_0 + 1,53\text{N}_1 + 0,87\text{D}_0 \quad (8-12)$$

Trong đó:

C_m - Lượng metanol cần sử dụng, mg/l;

N_0 - Nồng độ nitơ nitrát ban đầu, mg/l;

N_1 - Nồng độ nitơ nitrit ban đầu, mg/l;

D_0 - Nồng độ DO ban đầu, mg/l.

Các thông số động học của quá trình khử nitrat được tóm tắt trong bảng sau:

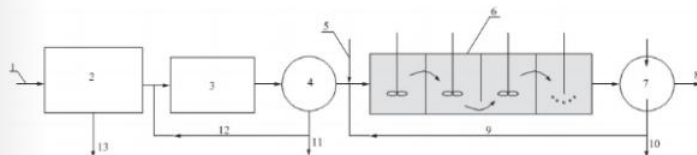
Bảng 8.14. Thông số động học tiêu biểu của quá trình khử nitrat

Thông số	Đơn vị	Giá trị	
		Dao động	Tiêu biểu
μ_m	ngày ⁻¹	0,3 – 0,9	0,3
K_S	$\text{NO}_3^- - \text{N}$, mg/l	0,06 – 0,20	0,1
Y	$\text{NO}_3^- - \text{N}$, mg VSS/mg	0,4 – 0,9	0,8
k_d	ngày ⁻¹	0,04 – 0,08	0,04

* Quá trình sinh trưởng lơ lửng

Quá trình khử nitrat sinh trưởng lơ lửng có nhiều đặc điểm tương đồng với quá trình bùn hoạt tính dùng để xử lý các hợp chất cacbon hữu cơ. Cả hai dạng bể phản ứng khuấy trộn hoàn toàn và dòng chảy nút đều được sử dụng. Do khí nitơ sinh ra trong quá trình khử nitrat thường bám dính vào các bông cặn sinh học nên thường có bước tách khí khỏi các bông cặn sinh học giữa hai quá trình khử nitrat và lắng. Việc tách khí này có thể được thực hiện trong một mương thổi khí để dẫn dòng nước từ bể phản ứng sang bể lắng hoặc cũng có thể sử dụng một bể tách khí trung gian với thời gian sục khí ngắn khoảng 5-10 phút.

Một trong những thiết kế phổ biến của quá trình sinh trưởng lơ lửng thường sử dụng được minh họa ở hình 8.16. Các thông số thiết kế cơ bản của từng đơn vị trong quá trình được cụ thể hóa theo bảng 8.15. Dạng thiết kế này cũng có thể được sử dụng để xử lý photpho bằng cách thêm vào muối nhôm để keo tụ photpho trong bể lắng. Ngoài xử lý photpho, thiết kế này cũng có thể khắc phục được việc vi sinh vật sinh trưởng trong pha rời rạc. Đầu ra của bể phản ứng sẽ được lọc hoặc thêm phen nhôm ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$) để loại bỏ phần còn lại của photpho hay các cặn lơ lửng.



Hình 8.16. Sơ đồ xử lý nitơ bằng phương pháp sinh học 2 bậc.

1. Nước thải vào; 2. Bể lắng đợt I (bể lắng sơ cấp); 3. Bể nitrát hóa;
4. Bể lắng nitrát hóa; 5. Metanol hoặc nguồn cacbon thay thế; 6. Bể khử nitrát;
7. Bể lắng khử nitrát; 8. Nước thải sau xử lý; 9. Bùn tuần hoàn; 10. Bùn thải.

Bảng 8.15. Các thông số thiết kế cho quá trình xử lý sinh học hai bậc để xử lý nitơ trong nước thải sinh hoạt

Quá trình xử lý	Loại bể phản ứng	Thông số thiết kế				
		θ_C , ngày ^a	θ , h	MLVSS, mg/l	pH	Hệ số nhiệt độ
Nitrát hóa đơn bậc	Dòng chảy nút	8 - 20	6 - 15	2000 - 3500	7,0 - 8,0	1,08 - 1,10
Khử nitrát	Dòng chảy nút	1 - 5	0,2 - 2	1000 - 2000	6,5 - 7	1,14 - 1,16

(a) Nhiệt độ ổn định là 20°C

Các chất rắn lơ lửng bay hơi trong bể phản ứng nitrát hóa thường chứa nhiều chủng vi sinh có ích cho quá trình chuyển hóa các gốc cacbon hữu cơ (BOD) và nitrát hóa. Sự phân bố của hai chủng vi khuẩn trên phụ thuộc nhiều vào thiết kế hệ thống. Các chất rắn lơ lửng trong bể nitrát hóa thường nhiều hơn 50 đến 100% các chất rắn lơ lửng hòa tan và có thể bao gồm nhiều cặn hóa học còn tồn đọng nếu phen nhôm được sử dụng để keo tụ photpho. Ngược lại, trong bể phản ứng khử nitrát, lượng chất rắn lơ lửng bay hơi thường chiếm khoảng 40 - 70% so với lượng chất rắn lơ lửng.

Ảnh hưởng của điều kiện vận hành và biến đổi của các yếu tố môi trường lên quá trình khử nitrát đa bậc được liệt kê trong bảng 8.16. Các thông số động học của quá trình khử nitrát trong bể phản ứng khuấy trộn hoàn toàn đã được nêu trong bảng 8.8 trước đó. Việc áp dụng các thông số động học từ bảng 8.8 và bảng 8.16 để phân tích quá trình khử nitrát sinh trưởng lơ lửng sẽ theo trình tự sau:

1. Sử dụng các thông số động học trong bảng 8.14 và phương trình 8.8.9 (trong bảng 8.8) để xác định thời gian lưu bùn tối thiểu θ_c^M cho quá trình khử nitrát. Các hệ số động học phải được điều chỉnh với nhiệt độ môi trường thích hợp theo bảng 8.16;
2. Sử dụng phương trình 8.8.10 (trong bảng 8.8) và hệ số an toàn để xác định thời gian lưu bùn.
3. Sử dụng thời gian lưu bùn tìm được ở bước 2 và phương trình 8.8.8 (bảng 8.8) để tính toán tốc độ sử dụng cơ chất U;
4. Sử dụng tốc độ sử dụng cơ chất U vừa tìm được bên trên để tính tiếp nồng độ cơ chất dòng ra theo phương trình 8.8.7 (bảng 8.8);
5. Xác định thời gian lưu nước theo phương trình 8.8.6 (bảng 8.8).

Bảng 8.16. Ảnh hưởng của các yếu tố môi trường và vận hành lên quá trình khử nitrát

<i>Yếu tố</i>	<i>Mô tả quá trình</i>
Nồng độ nitrát	Nồng độ nitrát sẽ ảnh hưởng tốc độ sinh trưởng tối đa của chủng khuẩn khử nitrát như sau: $\mu_D' = \mu_{mD} \frac{M}{K_{SN} + C_N}$
Nồng độ cacbon	Nồng độ cacbon được mô phỏng theo phương trình Monod với cơ chất là metanol như sau: $\mu_D' = \mu_{mD} \frac{M}{K_M + M}$
Nhiệt độ	Ảnh hưởng của nhiệt độ là đáng kể như sau: $P = 0.25T^2$ Với P: tỷ lệ của tốc độ khử nitrát ở 20°C; T: nhiệt độ, °C.
pH	Khoảng tối ưu từ 6,5 đến 7,5

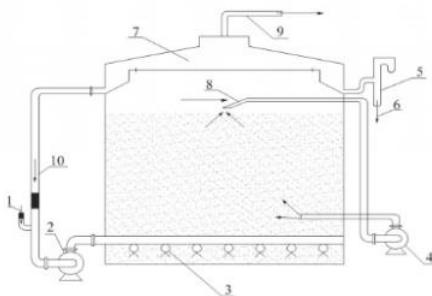
Nhiệt độ có ảnh hưởng rất lớn đến hiệu suất xử lý. Do đó cần bổ sung vào quá trình tính toán thiết kế và vận hành. Việc bỏ qua ảnh hưởng của nhiệt độ trong quá

trình tính toán sẽ dẫn đến xử lý không như mong muốn do hiệu suất quá trình nitrát hóa/ khử nitrát thường giảm trong điều kiện nhiệt độ thấp.

Ví dụ như sau khi sử dụng hệ số nhiệt độ 1,12 thì thể tích bể phản ứng ở nhiệt độ 10°C sẽ lớn gấp 3 lần thể tích bể phản ứng ở nhiệt độ 20°C. Từ góc độ thiết kế, cần tạo sự linh động trong việc thay đổi thể tích các bể phản ứng. Bể phản ứng phụ có thể đi kèm như bể phản ứng dòng chảy nút với chiều dài thay đổi được. Ngoài ra, lượng chất rắn trong bể có thể tăng cường trong điều kiện nhiệt độ thấp hay sử dụng bể phản ứng được bao phủ.

** Quá trình sinh trưởng dính bám*

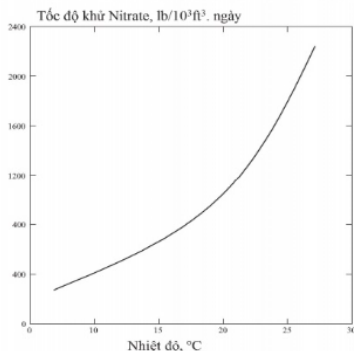
Hiện nay có nhiều phương pháp khử nitrát theo quá trình sinh trưởng dính bám đã và đang được áp dụng. Các phương pháp cơ bản được minh họa trong bảng 8.17. Bể phản ứng tầng sôi (fluidized bed) và lọc sinh học tiếp xúc quay RBC thường được sử dụng nhất. Trong bể phản ứng tầng sôi theo hình 8.17, nước thải sẽ được dẫn ngược dòng từ dưới lên xuyên qua các tầng vật liệu mịn như cát với vận tốc được thiết kế phù hợp để các vật liệu đó luôn ở trạng thái lơ lửng hay tầng sôi.



Hình 8.17. Bể phản ứng tầng sôi sử dụng quá trình khử nitrát

1. Nước thải vào; 2. Bơm tầng sôi; 3. Hệ thống phân phối nước;
4. Bơm tuần hoàn sinh khối; 5. Ống thân tạo áp suất cân bằng; 6. Nước thải sau xử lý;
7. Khoảng trống thu khí; 8. Hút sinh khối; 9. Khí sinh học; 10. Ống tuần hoàn;
11. Sinh khối tuần hoàn; 12. Lớp đệm; 13. Bể phản ứng tầng sôi.

Trạng thái tầng sôi này sẽ giúp tăng diện tích bề mặt riêng và tạo được nồng độ sinh khối cao trong bể phản ứng. Bể phản ứng dạng này có ưu điểm dễ vận hành và chiếm diện tích nhỏ. Đường cong thiết kế thể hiện mối quan hệ giữa nhiệt độ và vận tốc khử nitrát được thể hiện theo như hình 8.18.

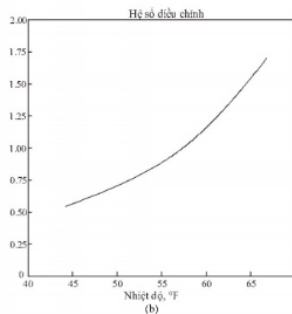
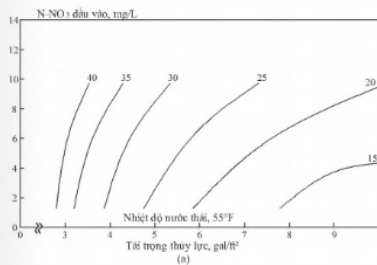


Hình 8.18. Đường cong thiết kế tải lượng cho quá trình khử nitrát hóa của nước thải đô thị trong bể phản ứng tăng sôi

Bảng 8.17. Mô tả hệ thống khử nitrát sinh trưởng bám dính

Phân loại	Mô tả	Tốc độ xử lý đặc trưng ở 20°C, lb/10³ft³.ngày
Bể phản ứng giá thể cố định		
Làm đầy bằng khí	Bể phản ứng được làm đầy bằng khí nitơ nên không cần thiết phải duy trì điều kiện thiếu khí	100 - 112
Làm đầy bằng dịch lỏng	Gồm cả giá thể có độ rỗng thấp và cao. Đòi hỏi quá trình rửa ngược để kiểm soát sinh khối	6 - 8
Bể phản ứng tăng sôi		
Vật liệu đệm có độ rỗng cao, cát mịn	Độ rỗng được điều chỉnh bằng mật độ của vật liệu đệm và lưu lượng	750 - 1000
Vật liệu đệm có độ rỗng cao, than hoạt tính		300 - 375
Lọc sinh học tiếp xúc	Quá trình tiếp xúc giống hiếu khí nhưng vật liệu đệm được đặt ngập	Xem hình 8.19

Việc vận hành hệ thống RBC cũng tương tự như quá trình hiếu khí trừ việc các vật liệu đệm được nhúng chìm để tránh việc tạo thêm oxy trong nước thải. Quá trình lắng được thiết kế thêm phía sau để loại bỏ bớt các sinh khối dư. Đường cong thiết kế tiêu biểu cho quá trình RBC được thể hiện theo hình 8.19.



Hình 8.19. Đường cong thiết kế cho quá trình khử nitrát sử dụng lọc sinh học tiếp xúc quay
(a) tải trọng thủy lực và (b) hệ số điều chỉnh nhiệt độ

Phương pháp chủ yếu dùng để đánh giá hiệu quả xử lý của quá trình sinh trưởng dính bám là sử dụng thông số tốc độ loại bỏ. Mặc dù đã có nhiều dữ liệu thực tế của quá trình trên nhưng vẫn nên thử nghiệm trên quy mô pilot trước khi áp dụng vào thực tế.

d) So sánh các quá trình khử nitrát

Một số so sánh chung giữa các quá trình khử nitrát được thể hiện theo bảng 8.18. Trong đa số trường hợp, thí nghiệm quy mô pilot nên được thực hiện trước khi áp dụng vào thực tế. Trong trường hợp không thể tiến hành thí nghiệm thì nên áp dụng các tiêu chuẩn rất nghiêm ngặt.

Bảng 8.18. So sánh các quá trình khử nitrát

Hệ thống	Thuận lợi	Khó khăn
Kết hợp oxy hóa gốc C và nitrát hóa/ khử nitrát trong bể phản ứng sinh trưởng lơ lửng và sử dụng hô hấp nội bào làm nguồn C	Không cần metanol Ít công trình đơn vị Dễ kiểm soát vi khuẩn <i>filamentous</i> trong bùn hoạt tính Có thể sử dụng bể đơn lẻ Thích ứng với bể SBR Có thể kết hợp thêm quá trình khử photpho bằng phương pháp sinh học	Tốc độ khử nitrát chậm, thời gian lưu nước lâu và kết cấu công trình lớn Tuần hoàn sinh khối ổn định Khó tối ưu hai quá trình nitrát hóa và khử nitrát tách biệt nhau Sinh khối đòi hỏi lượng oxy lớn cho quá trình nitrát hóa xảy ra Xử lý nitơ ít hơn hệ thống sử dụng cơ chất metanol

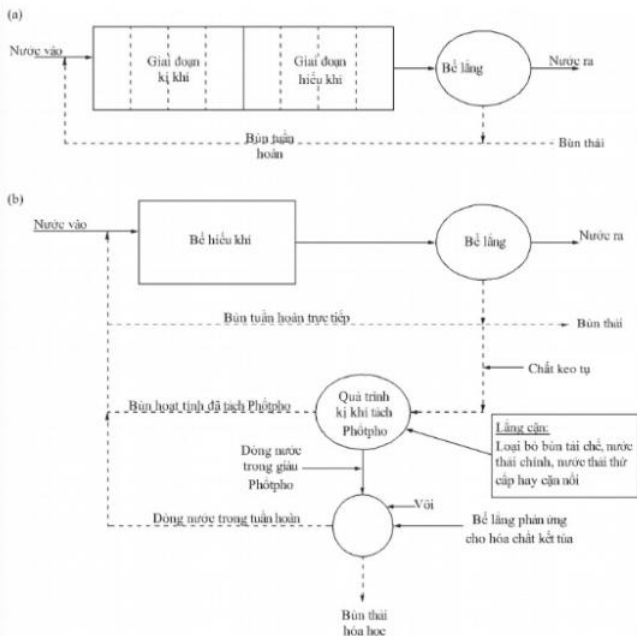
Hệ thống	Thuận lợi	Khó khăn
Kết hợp oxy hóa gốc C và nitrát hóa/ khử nitrát trong bể phản ứng sinh trưởng lơ lửng và sử dụng nước thải làm nguồn C	Không cần metanol Ít công trình đơn vị Dễ kiểm soát vi khuẩn <i>filamentous</i> trong bùn hoạt tính Có thể sử dụng bể đơn lẻ Thích ứng với bể SBR Có thể kết hợp thêm quá trình khử photpho bằng phương pháp sinh học	Tốc độ khử nitrát chậm, thời gian lưu nước lâu và kết cấu công trình lớn Tuần hoàn sinh khối ổn định Khó tối ưu hai quá trình nitrát hóa và khử nitrát tách biệt nhau Sinh khối đòi hỏi lượng oxy lớn cho quá trình nitrát hóa xảy ra Xử lý nitơ ít hơn hệ thống sử dụng cơ chất metanol
Sinh trưởng lơ lửng sử dụng metanol làm nguồn C sau quá trình nitrát hóa	Khử nitrát hóa nhanh Kết cấu công trình nhỏ gọn Vận hành ổn định Oxy hóa metanol dư dễ dàng Có thể tối ưu hóa từng quá trình đơn lẻ Xử lý được nitơ cao	Cần sử dụng hóa chất metanol Tuần hoàn sinh khối ổn định Đòi hỏi nhiều công trình đơn vị
Sinh trưởng bám dính sử dụng metanol làm nguồn C sau quá trình nitrát hóa	Khử nitrát hóa nhanh Kết cấu công trình nhỏ gọn Vận hành ổn định Oxy hóa metanol dư dễ dàng Có thể tối ưu hóa từng quá trình đơn lẻ Xử lý được nitơ	Cần sử dụng hóa chất metanol Tuần hoàn sinh khối ổn định Đòi hỏi nhiều công trình đơn vị

8.3.6. Xử lý photpho bằng phương pháp sinh học

Trong những năm gần đây, nhiều kỹ thuật xử lý photpho bằng phương pháp sinh học đã và đang được áp dụng để thay thế các phương pháp hóa học truyền thống. Như đã nêu ở trên, việc xử lý photpho chủ yếu dựa trên nguyên tắc hấp thụ các orthophosphat, polyphosphat và photpho hữu cơ vào trong màng tế bào. Lượng photpho chứa trong màng tế bào thường bằng 1/5 lượng nitơ. Tuy nhiên, theo thực nghiệm đôi khi dao động từ 1/3 đến 1/7 tùy theo điều kiện môi trường. Theo đó, lượng photpho xử lý được ở bậc II thường khoảng 10 đến 30% tổng lượng photpho đầu vào. Bằng cách sử dụng các quá trình xử lý đặc biệt, hiệu suất xử lý photpho sẽ thay đổi đáng kể.

Điểm quan trọng nhất của việc xử lý photpho bằng phương pháp sinh học là việc tiếp xúc luân phiên của vi sinh vật với các bể phản ứng hiếu khí và kỵ khí. Như đã đề cập thì việc tiếp xúc luân phiên giữa các điều kiện hiếu khí và kỵ khí sẽ đẩy mạnh

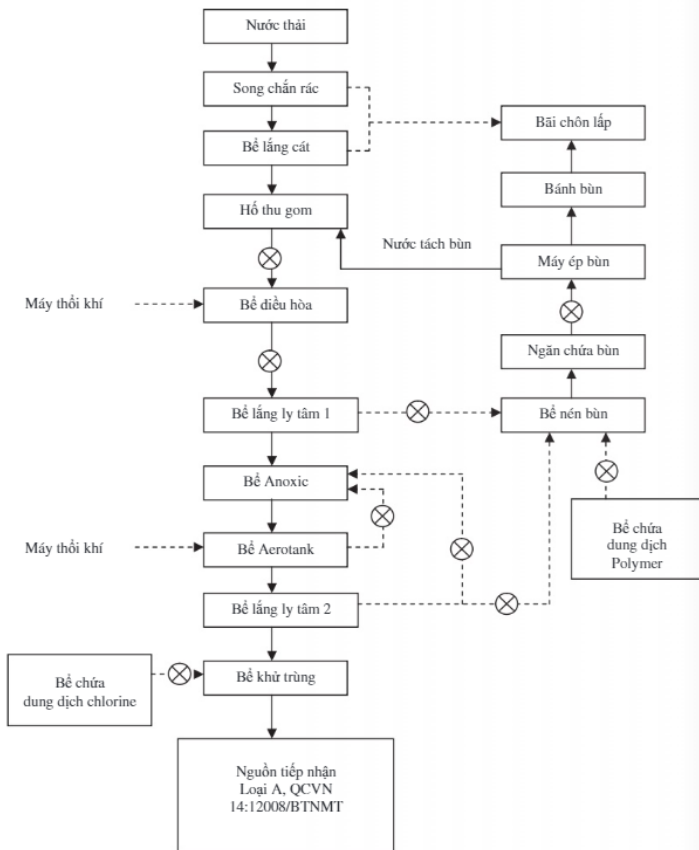
hoạt động của vi sinh vật từ đó tăng thêm hiệu suất xử lý. Phốtpho không những cần thiết cho quá trình tổng hợp, sửa chữa, vận chuyển năng lượng của tế bào mà còn được tích trữ để sử dụng cho các hoạt động khác của vi sinh vật. Lượng bùn có chứa phốtpho dư sẽ được thải bỏ bằng dòng chảy bên (side stream). Việc tiếp xúc luân phiên giữa các điều kiện hiếu khí và kỵ khí là điều kiện bắt buộc trong xử lý bằng phương pháp sinh học, hay còn gọi là “dòng chảy chính”, hoặc cũng có thể thực hiện trong dòng bùn tuần hoàn, hay “dòng chảy bên” như hình 8.20. Các quá trình xử lý phốtpho bằng phương pháp sinh học tiêu biểu thường được sử dụng như (1) quá trình A/O xử lý phốtpho bằng dòng chảy chính, (2) quá trình Phostrip xử lý phốtpho bằng dòng chảy bên và (3) bể phản ứng dạng mẻ hoạt động liên tục (SBR). Bể SBR thường sử dụng cho dòng chảy nhỏ và hoạt động khá linh hoạt, cho phép xử lý đồng thời cả nitơ và phốtpho. Thiết kế đặc trưng của các quá trình trên được trình bày trong bảng 8.19.



Hình 8.20. Các hệ thống xử lý phốtpho bằng phương pháp sinh học:
(a) quá trình A/O và (b) quá trình Phostrip

8.3.6.1. Quá trình A/O (Xử lý phospho theo dòng chảy chính)

Quá trình A/O thường được sử dụng để xử lý kết hợp các hợp chất hữu cơ gốc C và phospho. Đây là quá trình xử lý đơn bậc (một bậc bùn) theo phương pháp sinh trưởng lơ lửng như trên hình 8.20a.



Hình 8.21. Sơ đồ công nghệ hệ thống xử lý nước thải sinh hoạt khu đô thị mới Bình Dương

Quá trình xử lý cũng hỗ trợ thêm cho quá trình nitrát hóa bằng cách thiết kế thời gian lưu thích hợp trong bể hiếu khí. Bùn lắng sẽ được tuần hoàn về đầu bể và hòa trộn với dòng vào. Dưới điều kiện kỵ khí, photpho trong nước thải và sinh khối tuần hoàn sẽ được giải phóng dưới dạng photphat hòa tan. Ở giai đoạn này, một lượng nhỏ BOD sẽ được xử lý. Photpho sau đó sẽ được tiêu thụ trở thành sinh khối trong bể hiếu khí. Nồng độ của photpho ở dòng ra phụ thuộc vào tỷ số giữa BOD và photpho của nước thải. Kinh nghiệm cho thấy nếu tỷ số lớn hơn 10:1 thì nồng độ photpho hòa tan ở dòng ra có thể nhỏ hơn 1 mg/l. Ngược lại, nếu tỷ số nhỏ hơn 10:1 thì cần bổ sung thêm muối kim loại để đạt nồng độ yêu cầu.

Bảng 8.19. Các thông số thiết kế tiêu biểu cho quá trình xử lý nitơ bằng phương pháp sinh học

Thông số thiết kế	Đơn vị	Quá trình		
		A/O	Phostrip	SBR
Tỉ số F/M	lb BOD/lb MLSS.ngày	0,2 - 0,7	0,1 - 0,5	0,15 - 0,5
Thời gian lưu bùn	ngày	2 - 25	10 - 30	
MLSS	mg/l	2000 - 4000	600 - 5000	2000 - 3000
Thời gian lưu nước				
Vùng kỵ khí	Giờ	0,5 - 1,5	8 - 12	1,8 - 3
Vùng hiếu khí	Giờ	1 - 3	4 - 10	1,0 - 4
Tuần hoàn bùn	% của đầu vào	25 - 40	20 - 50	
Tuần hoàn nội bộ	% của đầu vào		10 - 20	

8.3.6.2. Quá trình Phostrip (Xử lý photpho theo dòng chảy bên)

Trong quá trình Phostrip, một phần của bùn hoạt tính được tuần hoàn sang bể tách photpho kỵ khí như hình 8.20b. Thời gian lưu trong bể thường dao động trong khoảng 8-12 giờ. Lượng photpho giải phóng từ bể tách sẽ theo phần váng nổi thoát ra ngoài, phần bùn hoạt tính có chứa photpho nồng độ thấp còn lại sẽ được dẫn ngược lại bể hiếu khí. Phần váng nổi có nồng độ photpho cao sẽ được xử lý bằng vôi hoặc chất keo tụ khác trong một bể riêng và sau đó được dẫn vào bể lắng sơ cấp. Photpho sẽ được loại bỏ dưới dạng chất keo tụ. Các hệ thống Phostrip và bùn hoạt tính nếu được thiết kế và vận hành đúng cách có thể xử lý đạt nồng độ photpho ở đầu ra dưới 1,5 mg/l (trước lọc).

* Bể SBR

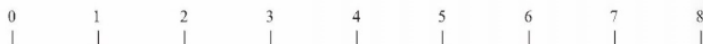
Bể SBR có thể xử lý kết hợp cả các hợp chất hữu cơ gốc C, nitơ và photpho như hình 8.22. Việc xử lý các thành phần trên có thể kèm theo hoặc không kèm theo xử lý hóa học bằng cách thay đổi phương thức vận hành của bể phản ứng. Theo hình 8.22, lượng photpho giải phóng và BOD tiêu thụ sẽ xảy ra ở pha khuấy trộn kỵ khí và lượng photpho sẽ được tiêu thụ ở pha khuấy hiếu khí sau đó.



Hình 8.22. Vận hành bể SBR xử lý cacbon, nitơ và photpho

1. Pha làm đầy; 2, 3, 4. Pha phản ứng;
5. Pha lắng; 6. Pha xả nước.

Bằng cách thay đổi thời gian lưu như trong hình 8.23, quá trình nitrát hóa và xử lý nitrát cũng có thể được thực hiện đạt yêu cầu. Thời gian của toàn bộ chu trình nằm trong khoảng 3-24 giờ. Ngoài ra, cần phải có nguồn C bổ sung trong pha thiếu khí dưới dạng C hô hấp nội bào của sinh khối hoặc bổ sung từ bên ngoài.



Loại bỏ BOD và SS



Loại bỏ BOD, SS và Nitrát hóa



Loại bỏ BOD, SS và N



Loại bỏ BOD, SS, N, P

Hình 8.23. Mô phỏng hoạt động của bể SBR để xử lý cacbon, nitơ và photpho

* So sánh các quá trình xử lý phospho

Một số so sánh giữa các quá trình sinh học xử lý phospho được giới thiệu theo bảng 8.20. Như đã đề cập ở các phần trước, xử lý bằng phương pháp sinh học có nhiều thuận lợi trong việc xử lý các chất dinh dưỡng hơn các phương pháp khác. Tuy nhiên, trong quá trình áp dụng vào thực tế cần thực nghiệm trước trên quy mô pilot do điều kiện khí hậu của mỗi địa phương là khác nhau.

Bảng 8.20. Thuận lợi và khó khăn của xử lý phospho bằng phương pháp sinh học

<i>Quá trình</i>	<i>Thuận lợi</i>	<i>Khó khăn</i>
A/O	Quá trình hoạt động đơn giản hơn các quá trình khác Bùn có chứa nồng độ phospho cao (3-5%) và có thể dùng làm phân bón Thời gian lưu nước tương đối ngắn Quá trình nitrát hóa có thể xảy ra hoàn toàn	Không thể xử lý nitơ và phospho đạt hiệu suất cùng nhau Hoạt động không ổn định trong điều kiện khí hậu lạnh Cần tỷ số BOD/P cao Cần các thiết bị cung cấp oxy tốc độ cao
Phostrip	Có thể kết hợp dễ dàng với quá trình bùn hoạt tính có sẵn Quá trình linh hoạt, xử lý phospho không phụ thuộc tỷ số BOD/phospho Ít sử dụng hóa chất hơn quá trình keo tụ hóa học Nồng độ đầu ra orthophospho có thể nhỏ hơn 1,5 mg/l	Cần sử dụng vôi cho quá trình keo tụ Cần nồng độ DO cao để tránh giải phóng phospho trong bể lắng Cần bể tách khí Đóng cặn vôi gây khó khăn cho việc bảo trì
SBR	Quá trình xử lý linh hoạt, có thể kết hợp xử lý cả nitơ và phospho Dễ vận hành Chất rắn dính bám có thể tẩy rửa dễ dàng	Chi thích hợp với dòng chảy nhỏ Cần các đơn vị xử lý rời Chất lượng dòng ra phụ thuộc vào thiết bị lắng gạn (decantor)

8.3.7. Xử lý kết hợp cả nitơ và phospho bằng phương pháp sinh học

8.3.7.1. Các quá trình cơ bản xử lý kết hợp nitơ và phospho

Các phương pháp kết hợp xử lý nitơ và phospho thường dựa trên căn bản là quá trình bùn hoạt tính nhưng kết hợp thêm việc phân vùng kỵ khí, thiếu khí, hiếu khí để xử lý nitơ và phospho. Một vài quá trình ban đầu chỉ dùng để xử lý phospho nhưng sau đó được cải tiến để xử lý kết hợp cả nitơ và phospho. Các quá trình phổ biến thường dùng là (1) quá trình A²/O, (2) quá trình Bardenpho 5 pha, (3) quá trình UCT và (4) quá trình VIP. Các quá trình trên được minh họa trong hình 8.25 và các số

liệu thiết kế theo bảng 8.21. Bể SBR đề cập trong phần trước cũng được dùng để xử lý kết hợp nitơ và photpho.

Bảng 8.21. Các thông số thiết kế tiêu biểu cho quá trình xử lý kết hợp nitơ và photpho bằng phương pháp sinh học

Thông số thiết kế	Đơn vị	Quá trình			
		A ² /O	Bardenpho 5 bậc	UCT	VIP
F/M	lb BOD/lb MLSS.ngày	0,15 - 0,25	0,1 - 0,2	0,1 - 0,2	0,1 - 0,2
Thời gian lưu bùn	Ngày	4 - 27	10 - 40	10 - 30	5 - 10
MLSS	mg/l	3.000-5.000	2.000-4.000	2.000- 4.000	1.500- 3.000
Thời gian lưu nước					
Vùng kỵ khí	Giờ	0,5 - 1,5	1 - 2	1 - 2	1 - 2
Vùng thiếu khí 1	Giờ	0,5 - 1,0	2 - 4	2 - 4	1 - 2
Vùng hiếu khí 1	Giờ	3,5 - 6,0	4 - 12	4 - 12	2,5 - 4
Vùng thiếu khí 2	Giờ		2 - 4	2 - 4	
Vùng hiếu khí 2	Giờ		0,5 - 1		
Tuần hoàn bùn	% của đầu vào	20 - 50	50 - 100	50 - 100	50 - 100
Nội tuần hoàn	% của đầu vào	100 - 300	400	100 - 600	200 - 400

* Quá trình A²/O

Quá trình A²O là phiên bản cải tiến của quá trình A/O và có thêm phần thiếu khí cho quá trình khử nitrat như hình 8.25a. Thời gian lưu trong khu vực thiếu khí thường dao động khoảng một giờ. Khu vực thiếu khí thường chứa ít hàm lượng oxy hòa tan. Oxy tồn tại chủ yếu dạng liên kết hóa học trong nitrat và nitrit. Nồng độ photpho đầu ra sau xử lý và chưa qua lọc có thể đạt 2 mg/l; nếu qua lọc có thể đạt dưới 1,5 mg/l.

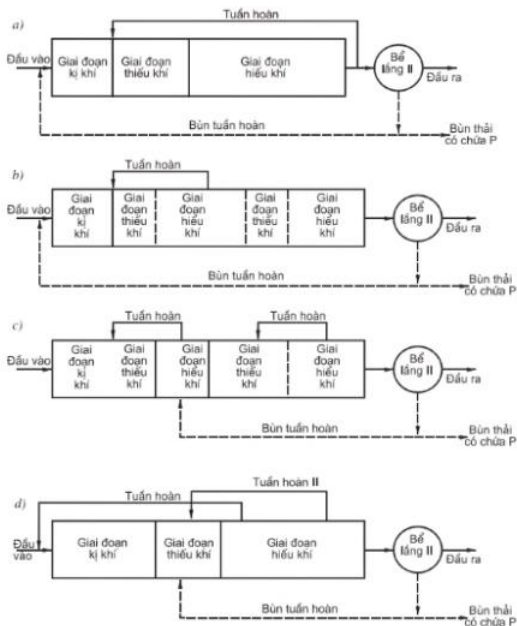
* Quá trình Bardenpho 5 bậc

Quá trình Bardenpho như đã nêu ở trên trong mục 8.3.5.2 cũng có thể được cải tiến để xử lý kết hợp cả nitơ và photpho. Quá trình này được thêm vào một bể kỵ khí (bậc 5) để xử lý photpho như hình 8.24. Các bậc phía sau và cách tuần hoàn bùn khác với quá trình A²/O. Quá trình năm bậc này bao gồm các bậc kỵ khí, thiếu khí và hiếu khí để xử lý cacbon, nitơ và photpho. Bậc phản ứng thiếu khí thứ hai thường là quá trình khử nitrat bổ sung với chất nhận điện tử là nitrat từ quá trình hiếu khí trước đó và chất

cho điện tử là cacbon hữu cơ. Bậc phản ứng hiếu khí cuối cùng thường dùng để đuổi lượng khí nitơ còn dư và hạn chế sự phóng thích photpho trong bể lắng ở cuối quá trình. Bùn từ bể hiếu khí đầu tiên sẽ được tuần hoàn về bể thiếu khí. Trong bảng 8.21, quá trình sử dụng thời gian lưu bùn dài hơn (từ 10-40 ngày) so với quá trình A^2/O với mục đích tăng cường khả năng oxi hóa các hợp chất hữu cơ gốc C.

* Quá trình UCT

Quá trình UCT được phát triển bởi trường đại học Cape Town – Nam Phi cũng tương tự quá trình A^2/O nhưng có hai sự khác biệt (như hình 8.25) như bùn hoạt tính được tuần hoàn về bậc thiếu khí thay vì hiếu khí như quá trình A^2/O cũng như quá trình nội tuần hoàn từ bậc thiếu khí về bậc kỵ khí. Việc tuần hoàn bùn về bậc thiếu khí sẽ hạn chế bớt sự xuất hiện của nitrát từ đó nâng cao giải phóng photpho trong bậc kỵ khí.



Hình 8.25. Các quá trình xử lý sinh học kết hợp: (a) A^2/O ; (b) Bardenpho 5 bậc; (c) UCT; (d) VIP. Lưu ý: nitơ được giải phóng vào không khí ở bể anoxic.

Bên cạnh đó, quá trình nội tuần hoàn sẽ giúp nâng cao hiệu suất sử dụng cơ chất trong bậc kỵ khí. Bùn từ bậc thiếu khí có chứa nhiều BOD nhưng ít nitrát. Việc tuần hoàn bùn từ bể thiếu khí tạo điều kiện tối ưu cho quá trình hoạt động lên men trong bể kỵ khí.

* Quá trình VIP

Quá trình VIP (Virginia Initiative Plant thuộc vùng Norfolk, bang Virginia - USA) cũng mang nhiều nét tương đồng với quá trình A^2/O và UCT. Tuy nhiên, khác biệt cơ bản ở cách tuần hoàn bùn như hình 8.25. Bùn hoạt tính sẽ được tuần hoàn về bậc thiếu khí với bùn đã qua nitrát hóa từ bể hiếu khí. Bùn từ bậc thiếu khí tiếp tục được dẫn về phần đầu của bậc kỵ khí. Theo thực tế quan sát được, các thành phần hữu cơ trong đầu vào sẽ được ổn định trong bậc kỵ khí từ đó giảm nhu cầu oxy tiêu thụ.

* So sánh các quá trình xử lý nitơ và photpho kết hợp

So sánh giữa các quá trình xử lý kết hợp nitơ và photpho được thể hiện trong bảng 8.22. Điểm thuận lợi chung của các quá trình là bùn sinh ra có chất lượng tương đương với quá trình bùn hoạt tính thông thường và thường không đòi hỏi thêm hóa chất xử lý. Vài quá trình sau khi cải tiến có thể được sử dụng để xử lý riêng biệt nitơ hoặc photpho.

Bảng 8.22. Thuận lợi và khó khăn của quá trình xử lý kết hợp nitơ và photpho

Quá trình	Thuận lợi	Khó khăn
A^2/O	Bùn có chứa nồng độ photpho cao (3-5%) và có thể dùng làm phân bón Quá trình khử nitrát tốt hơn A/O	Hoạt động không ổn định trong điều kiện khí hậu lạnh Hệ thống phức tạp hơn A/O
Bardenpho	Tạo ít bùn nhất so với tất cả các hệ thống Bùn có chứa nồng độ photpho cao (3-5%) và có thể dùng làm phân bón Hàm lượng nitơ tổng đạt nồng độ thấp so với các phương pháp khác Kiểm được tuần hoàn lại hệ thống nên không cần sử dụng thêm hóa chất Có hệ thống dữ liệu thiết kế đa dạng	Quá trình tuần hoàn nội bộ lớn dẫn đến năng lượng bơm và đòi hỏi bảo trì cao Định lượng hóa chất không ổn định Thể tích bể lớn hơn quá trình A_2/O Lãng phí cấp làm giảm khả năng xử lý nitơ và photpho Đòi hỏi tỉ số BOD/P cao Chưa đánh giá được ảnh hưởng của nhiệt độ lên quá trình

<i>Quá trình</i>	<i>Thuận lợi</i>	<i>Khó khăn</i>
UCT	Tuần hoàn về vùng thiếu khí hạn chế sự tuần hoàn của nitrát và tạo điều kiện xử lý photpho tốt hơn trong vùng kỵ khí Thể tích bể phản ứng nhỏ hơn quá trình Bardenpho	Quá trình tuần hoàn nội bộ lớn dẫn đến năng lượng bơm và đòi hỏi bảo trì cao Định lượng hóa chất không ổn định Đòi hỏi tỉ số BOD/P cao Chưa đánh giá được ảnh hưởng của nhiệt độ lên quá trình
VIP	Tuần hoàn nitrát về vùng thiếu khí giảm lượng oxy và kiểm tiêu thụ Tuần hoàn đầu ra của vùng thiếu khí về vùng kỵ khí giảm tải lượng nitrate cho vùng hiếu khí Thích ứng với điều kiện khí hậu thay đổi quanh năm	Quá trình tuần hoàn nội bộ lớn dẫn đến năng lượng bơm và đòi hỏi bảo trì cao Nhiệt độ thấp làm giảm hiệu suất xử lý nitơ

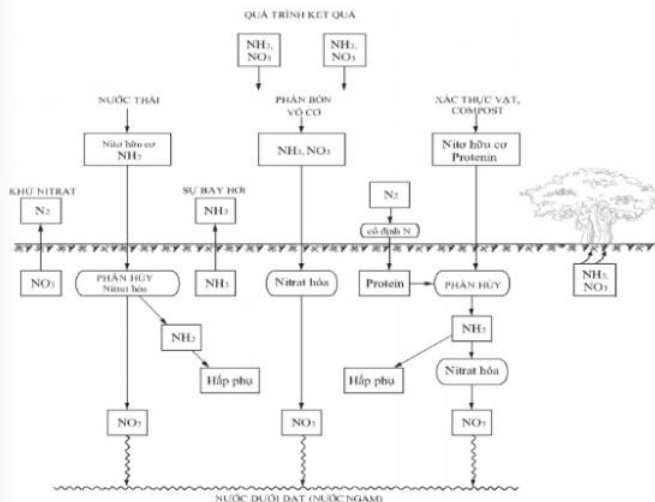
8.3.7.2. Xử lý nitơ photpho trong điều kiện tự nhiên

Quá trình chuyển hóa và xử lý nitơ trong hệ thống xử lý tự nhiên bao gồm nhiều giai đoạn và phản ứng phức tạp như hình 8.26. Việc xử lý này tùy thuộc vào trạng thái tồn tại của nitơ trong nước thải là nitrát, nitrit hay amôni và nitơ hữu cơ. Nitơ thường tồn tại chủ yếu ở dạng nitơ amôni và nitơ hữu cơ trừ những trường hợp đặc biệt nước thải đã qua quá trình xử lý bậc cao.

Trong hệ thống xử lý tự nhiên, nitrát cũng được xử lý thông qua quá trình khử nitrát và sau đó giải phóng dưới dạng N_2O hoặc khí nitơ. Khử nitrát bằng phương pháp sinh học là yếu tố quan trọng nhất của quá trình xử lý nitrát trong hệ thống xử lý tự nhiên như cánh đồng dòng chảy tràn, lọc nhanh và hệ thống thủy sinh.

Quá trình nitrát hóa được thực hiện bởi các vi sinh vật tùy nghi trong điều kiện thiếu khí. Tuy nhiên không cần thiết phải duy trì điều kiện thiếu khí trong toàn bộ hệ thống. Khu vực thiếu khí thường nằm liền kề với khu vực hiếu khí. Để đạt được hiệu suất tốt cho quá trình khử nitrát cần phải duy trì điều kiện thiếu khí tốt bằng cách duy trì tỉ lệ C:N ổn định. Tỷ lệ nên được duy trì ở khoảng 2:1 thông qua TOC và nitơ tổng. Nguồn cacbon từ phân hủy xác thực vật đóng vai trò như một nguồn cacbon phụ trong hệ thống thủy sinh. Tuy nhiên, đối với các hệ thống có tốc độ lọc cao như cánh đồng lọc nhanh và dòng chảy tràn cần phải bổ sung nguồn C ngay từ dòng nước thải đầu vào. Quá trình khử nitrát không thể đạt hiệu suất như mong muốn nếu tỉ số C:N nhỏ hơn 1:1.

Đối với photpho, phương pháp chủ yếu để xử lý là keo tụ hóa học và hấp phụ mặc dù thực vật cũng có tiêu thụ một phần nhỏ. Photpho thường tồn tại chủ yếu ở dạng orthophosphat, được hấp thụ bởi đất sét và các thành phần hữu cơ trong đất. Quá trình keo tụ hóa học thường xảy ra với canxi (ở pH trung tính hoặc kiềm) hoặc với sắt, nhôm (ở pH axit) với vận tốc chậm hơn so với quá trình hấp phụ, nhưng cả hai quá trình đều quan trọng như nhau. Photpho sau khi hấp phụ thường liên kết chặt và rất khó chiết tách.



Hình 8.26. Quá trình chuyển hóa nitơ trong các hệ thống xử lý tự nhiên

Khả năng hấp phụ photpho của đất được đánh giá rất cao và với cả đất có cát cũng khá cao. Khu vực Calumet, Michigan sau 88 năm xử lý nước thải đô thị bằng cánh đồng lọc nhanh vẫn có nồng độ photpho trong nước ngầm rất thấp từ 0,1 đến 0,4 mg/l. Dù vậy, quá trình vận hành lâu dài đã gây ra sự tích tụ photpho trên bề mặt dày đến 0,3m và tạo ra một bề mặt bão hòa. Mức độ xử lý photpho của các hệ thống tự nhiên phụ thuộc rất nhiều vào mức độ tiếp xúc của dòng thải với các lớp đất. Do đó, các hệ thống xử lý như cánh đồng dòng chảy tràn và thực vật thủy sinh thì hiệu suất xử lý tương đối hạn chế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt:

1. Lâm Minh Triết, Nguyễn Thanh Hùng, Nguyễn Phước Dân và cộng sự. *Xử lý nước thải đô thị & công nghiệp - Tính toán thiết kế công trình*. Tài bản lần thứ 5, NXB ĐHQG, 2013;
2. Trần Hiếu Nhuệ, Lâm Minh Triết. *Xử lý nước thải*. Trường ĐH Xây dựng Hà Nội, 1978;
3. Lâm Minh Triết, Nguyễn Thanh Hùng, Nguyễn Thị Thanh Mỹ, Mai Tuấn Anh và cộng sự. *Kỹ thuật môi trường*. NXB ĐHQG – TP.HCM, 2006;
4. Lâm Minh Triết, Lê Hoàng Việt. *Vi sinh vật nước và nước thải*. NXB Xây dựng Hà Nội, 2009.
5. Lâm Minh Triết, Võ Lê Phú. *Nghiên cứu ảnh hưởng của biến đổi khí hậu đến lưu lượng, chất lượng và xâm nhập mặn nguồn nước sông Sài Gòn phục vụ cho mục đích cấp nước an toàn cho TP.HCM*. Báo cáo tổng hợp kết quả NCKH của đề tài cấp thành phố, 2013;
6. Trần Đức Hạ. *Xử lý nước thải đô thị*. NXB KH&KT, Hà Nội, 2006.
7. Trần Hiếu Nhuệ. *Thoát nước và xử lý nước thải công nghiệp*. NXB KH&KT, Hà Nội, 1998;
8. Trần Văn Nhân, Ngô Thị Nga. *Công nghệ xử lý nước thải*, NXB KH&KT, Hà Nội, 2002.
9. Trần Hiếu Nhuệ, Trần Đức Hạ, Lê Thị Hiền Thảo. *Các quá trình sinh học trong các công trình cấp thoát nước*. NXB KH&KT, Hà Nội, 1996;
10. Đỗ Hồng Lan Chi, Lâm Minh Triết. *Vi sinh vật môi trường*. NXB ĐHQG-TP.HCM, 2005.
11. Lâm Minh Triết. *Xử lý nước thải, bài giảng tóm tắt*. Viện Môi trường và Tài nguyên, ĐHQG-TP.HCM, 2013;
12. Nguyễn Văn Phước, Nguyễn Thị Thanh Phượng. *Kỹ thuật xử lý chất thải công nghiệp*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 2006;
13. Trần Hiếu Nhuệ. *Thoát nước và xử lý nước thải công nghiệp*. NXB KH&KT, Hà Nội, 1998.
14. Nguyễn Văn Phước. *Xử lý nước thải sinh hoạt và công nghiệp bằng phương pháp sinh học*. ĐHXD Hà Nội, 2010;
15. Lương Đức Phẩm. *Công nghệ xử lý nước thải bằng biện pháp sinh học*. Nhà xuất bản Giáo dục, 2001.

Tiếng nước ngoài:

1. Metcalf and Eddy. *Wastewater Engineering Treatment and Resuse*. Foutgh Edition, Mc. Graw Hill, 1991;
2. Jacovlep C.B, Karelin J. A, Lascop U.M, Kalisun B.I. *Thoát nước và xử lý nước thải (Tiếng Nga)*. NXB Xây dựng Mascova, 1996.
3. Karelin J.A, Jukop DD, Jukop VN, Repin B.N. *Xử lý nước thải công nghiệp bằng bể Aerôten* (Tiếng Nga). NXB Xây dựng Mascova, 1970;
4. Melcalt and Eddy, *Wastewater Engineering Treatment*, Disposal and Resure, 4th edition, McGraw – Hill, New York, 2004;
5. *Operation of Municipal Watewater Treatment Plants*, 5th Edition, Manual of Practice, Volume 2, Water Environment Federation, 1996;
6. Hanish B. *Biological Wastewater Treatment by Trickling Filters*, IHE lectute notes, 1990;
7. *Proceedings of The Regional Seminar for South-East Asia, Anaerobic Technology for Waste and Wastewater Management and the Economic, Social and Ecological Impacts*, Ho Chi Minh City, 1996;
8. Barker, P. S. and Dold, P. L. (1997). General Model for Biological Nutrient Removal in Activated Sludge Systems: Model Presentation. *Water Environment Research*, vol 69, 969–984.
9. Barnard, J. L. (1974). Cut P andN without Chemicals. *Water and Wastes Engineering*, vol 11, 41–44.
10. Barnard, J. L. (1975). Biological Nutrient Removal without the Addition of Chemicals. *Water Research*, vol 9, 485-490,
11. Barnard, J. L. (1983). Biological denitrification. *Water pollution control (G.B)*, vol 72, 705-720.
12. Barnard, J. L. (1984). Activated primary tanks for phosphate removal. *Water SA*, vol 10, 3
13. Dorias, B. and Baumenn, P. (1994). Denitrification in trickling filter. *Water science and technology*, vol 30, 101-184.
14. Grady, C. P. L. Jr., Daigger, G. T. and Lim, H. C. (1999). *Biological Wastewater Treatment*, 2nded., Marcel Dekker, New York.
15. Jetten, M. S. M. and Kuenen, J. G. (1999). The anaerobic oxidation of ammonium. *FEMS microbiology reviews*, vol 22, 421-437.

16. Littleton, H. X. and Cowan, R. A. (2000). *Evaluation of autotrophic denitrification and heterotrophic nitrification in simultaneous biological nutrient removal system*. Proceeding of the research symposium, 73rd annual conference, water environment federation, Anaheim, CA.
17. Melhart, G. F. (1994). Upgrading existing trickling filter plants for denitrification. *Water science and technology*, vol 30, 173-179.
18. Metcalf and Eddy. (2003). *Wastewater engineering Book: Treatment, Disposal and reuse*, 4th Edition, Mcraw Hill, Inc, Singapore, ISBN 0-07-041690.
19. Ninassi, M. V, Peladan, J. G. and Pujol, R. (1998). *Pre-denitrification of municipal wastewater: The interest of up-flow biofiltration*. Proceeding of the 70th annual water environment federation conference and exposition, October 1998.
20. Rabinowitz, B. and Oldham, W. K. (1985). *The use of primary sludge fermentation in the enhanced biological phosphorus removal process*. Proceeding of university of British Columbia conference on new directions and research in waste treatment and management, Vancouver, Canada.
21. Randall, C. W., Barnard, J. L. and Stensel, H. D. (1992). *Design and retrofit of wastewater treatment plants for biological nutrient removal*, Technomic publishing, Lancaster, PA.
22. Sedlak, R. I. (1991). *Phosphorus and nitrogen removal from municipal wastewater*, 2d ed., The soap and detergent association, Lewis Publishers, New York.
23. Stensel, H. H. and Colemand, T. E. (2000). *Technology assessments: Nitrogen removal using oxidation ditches*. Water environment research foundation.
24. Stensel, H. D. (1981). Biological nitrogen removal system design. *Water, American institute of chemical engineers*, p. 237
25. Stephens, H. L. and Stensel, H. D. (1998). Effect of Operating Conditions on Biological Phosphorus Removal. *Water Environment Research*, vol 70, 362-369.
26. Sulton, P. M and Mishra, P. N. (1994). Activated carbon based biological fluidized beds for contaminated water and wastewater treatment: A state of the art review. *Water science and technology*, vol 29, 309.
27. U.S. EPA (1993). *Manual nitrogen control, EPA/625/R-93/010, Office of research and development*, U.S. Environmental protection agency, Washington, DC.

28. WEF (1998). *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants*, 4th ed., Water Environment Federation Manual of Practice 8, Alexandria, Virginia, pp. 4-20, 11-1-11-241, 13-4-13-8, 15-83.
29. Wentzel, M. C., Dold, P. L. and Marais, G. V. R. (1990). Enhanced polyphosphate organism cultures in activated sludge system, Part III, Kinetic Model. *Water science*, vol 15, 89-102.
30. Wentzel, M. C., Ekama, G. A. and Marais, G. V. R. (1989). Enhanced polyphosphate organism cultures in activated sludge system, Part II, Experimental behavior. *Water science*, vol 15, 71-88.

XỬ LÝ NƯỚC THẢI (WASTE WATER TREATMENT)

Lâm Minh Triết, Trần Hiếu Nhuệ

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

37 LÊ ĐẠI HÀNH – QUẬN HAI BÀ TRUNG – HÀ NỘI

Điện thoại: 024.37265180 Fax: 024.39785233

Website: NXBxaydung.com.vn

Email: sachdienlu@nxbxaydung.com.vn

Văn phòng Đại diện tại Thành phố Hồ Chí Minh

Địa chỉ: Lầu 4 tòa nhà văn phòng 159 Điện Biên Phủ, P. 15, Q. Bình Thạnh, TP. Hồ Chí Minh

Điện thoại: 028.22417279

Chịu trách nhiệm phát hành xuất bản phẩm điện tử:

Giám đốc – Tổng Biên tập:

NGÔ ĐỨC VINH

Chịu trách nhiệm nội dung:

Giám đốc – Tổng Biên tập: NGÔ ĐỨC VINH

Biên tập viên: ĐINH THỊ PHƯƠNG

Chức bán: PHẠM THỊ LÊ

Thiết kế bìa: VŨ THỊ BÌNH MINH

Xuất bản phẩm điện tử được đăng tải tại địa chỉ Website của Nhà xuất bản xây dựng: NXBxaydung.com.vn.

Định dạng: PDF Dung lượng: 21 (MB).

Số DKXB: 3160-2020-CXBIPH/123-227/XD cấp ngày 11 tháng 8 năm 2020.

Mã ISBN: 978-604-62-3408-9

QĐXB số: 123-2020/QĐ-XB SĐT-NXBXD ngày 12 tháng 08 năm 2020.

QĐPH số: 123-2020/QĐ-PHSĐT-NXBXD ngày 27 tháng 08 năm 2020.