

THƯ VIỆN
ĐẠI HỌC NHA TRANG
M
628.43
H 407 H

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC - HÀ NỘI
PGS - TS HOÀNG HUỆ

Xử lý nước thải

THU VIEN DH NHA TRANG



3000017436

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
PGS. TS HOÀNG HUỆ

DỰ ÁN SRV 2701 - ĐHNH
2 Nguyễn Đình Chiểu - Nha Trang
Tel/ Fax: 058.3831145
MST: 4200433424-001

TRƯỜNG ĐẠI HỌC NHA TRANG
VIỆN NGHIÊN CỨU
CÔNG NGHỆ SINH HỌC & MÔI TRƯỜNG

XỬ LÝ NƯỚC THẢI

(Giáo trình dùng cho chuyên ngành cấp và thoát nước)

(Tái bản)

TRƯỜNG ĐẠI HỌC NHA TRANG
THƯ VIỆN

MA8436

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Chúng tôi biên soạn giáo trình "XỬ LÝ NƯỚC THẢI" nhằm góp phần nâng cao chất lượng đào tạo, đáp ứng nhu cầu giảng dạy và học tập của giáo viên và học sinh chuyên ngành cấp và thoát nước.

Giáo trình gồm 8 chương :

- Chương 1 : Những vấn đề chung về xử lý nước thải ;
- Chương 2 : Công trình xử lý nước thải bằng phương pháp cơ học ;
- Chương 3 : Công trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học ;
- Chương 4 : Xử lý và sử dụng cặn nước thải ;
- Chương 5 : Khu trùn nước thải và xả nước thải đã xử lý vào nguồn ;
- Chương 6 : Sơ đồ chung của trạm xử lý nước thải ;
- Chương 7 : Cơ sở kỹ thuật quản lý trạm xử lý nước thải ;
- Chương 8 : Thu thập tài liệu và cơ sở để thiết kế hệ thống thoát nước.

Chúng tôi chú trọng đi sâu đối với những vấn đề mang tính chất định hướng công nghệ như : xử lý cơ học ; xử lý cặn và đặc biệt là xử lý sinh học nước thải. Trong khi trình bày chúng tôi cũng cố gắng đưa kèm theo các phụ lục để có thể sử dụng giáo trình như tài liệu tham khảo cho cán bộ kỹ thuật hoạt động trong lĩnh vực môi trường và xử lý nước thải.

Trong khi biên soạn giáo trình không thể tránh khỏi những sai sót, rất mong được sự góp ý và phê bình của bạn đọc. Ý kiến xin gửi về địa chỉ : Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, Bộ môn Kỹ thuật môi trường.

Tác giả

Chương I

NHỮNG VẤN ĐỀ CHUNG VỀ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

1.1. THÀNH PHẦN VÀ TÍNH CHẤT CỦA NƯỚC THẢI ĐÔ THỊ VÀ CÁC DẠNG CHẤT NHIỄM BẨN

Nước thải đô thị là tổ hợp hệ thống phức tạp các thành phần vật chất, trong đó chất nhiễm bẩn thuộc nguồn gốc hữu cơ và vô cơ thường tồn tại dưới dạng không hòa tan, dạng keo và dạng hòa tan. Thành phần và tính chất nhiễm bẩn phụ thuộc vào mức độ hoàn thiện thiết bị, tình trạng làm việc của mạng lưới, tập quán sinh hoạt và mức sống xã hội của người dân... Do tính chất hoạt động của đô thị mà chất nhiễm bẩn nước thải thay đổi theo thời gian, nhưng để tiện lợi trong sử dụng, người ta quy ước đối với nước thải sinh hoạt có giá trị bình quân không đổi.

Mức độ nhiễm bẩn nước thải bởi chất hữu cơ có thể xác định theo lượng oxy cần thiết để oxy hóa chất hữu cơ dưới tác động của vi sinh vật hiếu khí và được gọi là nhu cầu oxy cho quá trình sinh hóa - viết tắt là NOS (hoặc theo tiếng Anh là BOD), đơn vị (mg/l) hoặc (gr/m^3). Giá trị của BOD thường xác định bằng thực nghiệm.

Định mức trọng lượng các chất nhiễm bẩn cơ bản tính theo đầu người như sau :

- | | |
|---|----------------------|
| - Chất lơ lửng : | 65 gr/người ng.đêm |
| - BOD ₅ của nước thải đã lắng trong : | 35 gr/người ng.đêm |
| - BOD ₂₀ của nước thải đã lắng trong : | 40 gr/người ng.đêm |
| - Nitơ của muối amôn : | 8 gr/người ng.đêm |
| - Phốt phát (P ₂ O ₅) : | 1,7 gr/người ng.đêm, |
| - Clorua (Cl ₂) : | 9 gr/người ng.đêm |
| - Chất hoạt tính bề mặt : | 2,5 gr/người ng.đêm |

Thành phần và tính chất nước thải công nghiệp phụ thuộc vào nhiều yếu tố (lĩnh vực sản xuất công nghiệp, nguyên liệu tiêu thụ, chế độ công nghệ, lưu lượng đơn vị tính trên sản phẩm v.v...) và rất đa dạng. Trong các thành phố phát triển, theo tài liệu nước ngoài, khối lượng nước thải công nghiệp chiếm khoảng 30-35% tổng lưu lượng nước thải đô thị. Khi tính toán công trình xử lý chung nước thải sinh hoạt và công nghiệp người ta căn cứ vào chất nhiễm bẩn sinh hoạt. Như vậy phần chất nhiễm bẩn công nghiệp coi như được giữ lại ở các công trình xử lý cục bộ với mục đích đảm bảo tính an toàn của hệ thống dẫn và xử lý nước thải đô thị.

Tính chất của nước thải được xác định bằng phân tích hóa học các thành phần nhiễm bẩn. Vì việc làm đó gặp nhiều khó khăn và phức tạp, nên thông thường người

ta chỉ xác định một số chỉ tiêu đặc trưng nhất về chất lượng và sử dụng để thiết kế công trình xử lý. Các chỉ tiêu đó là : nhiệt độ, màu sắc, mùi vị, độ trong, pH, chất tro và chất không tro, hàm lượng chất lơ lửng, chất lắng đọng, BOD, nhu cầu oxy cho quá trình sinh hóa bằng hóa học NOH (viết tắt bằng tiếng Anh là COD), hàm lượng của các chất liên kết khác nhau của nitơ, photpho, clorid, sulfat, oxy hòa tan, chất nhiễm bẩn hữu cơ...

Hàm lượng chất lơ lửng là một chỉ tiêu cơ bản đánh giá chất lượng nước thải. Căn cứ theo chỉ tiêu này, người ta tiến hành tính toán các bể lắng và xác định số lượng cặn lắng. Hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải đô thị giao động từ 100 đến 500 mg/l. Chất dễ lắng đọng chiếm một phần chất lơ lửng - là phần có khả năng lắng xuống bể lắng sau 2 giờ đồng hồ, chiếm khoảng 65 - 75% chất lơ lửng (tính theo trọng lượng).

Hàm lượng BOD là chỉ tiêu dùng để tính toán công trình xử lý sinh học. Với các nguồn nước khác nhau, thậm chí cùng một nguồn nước nhưng ở những thời điểm khác nhau, chỉ số BOD cho những giá trị khác nhau. Thời gian cần thiết để thực hiện quá trình sinh hóa phụ thuộc vào nồng độ nhiễm bẩn, có thể là 1, 2, 3, 4, 5... 20 ngày hay lâu hơn nữa. Theo số liệu thực nghiệm với thời gian 15 - 20 ngày hầu như lượng oxy cho quá trình sinh hóa đã chi phí đầy đủ 99%. Hiện tượng oxy hóa xảy ra không đồng đều theo thời gian. Bước đầu quá trình xảy ra với cường độ mạnh, sau đó giảm dần. Ví dụ, đối với nước thải sinh hoạt ở nhiệt độ 20°C qua một đến hai ngày đầu tiên hao 21% lượng oxy tổng cộng ; qua 5 ngày 65% ; qua 20 ngày 99% và qua 100 ngày = 100%. Như vậy có thể nói BOD₂₀ là BOD_{ht} - nhu cầu oxy cho quá trình oxy hóa hoàn toàn.

Để kiểm tra chế độ công tác của các công trình xử lý thường dùng BOD₅ (qua 5 ngày). Khi biết BOD₅ có thể tính được BOD₂₀ bằng cách dùng hệ số chuyển đổi 0,684 :

$$BOD_{20} = BOD_5 / 0,684 \quad (1)$$

BOD thường xác định với nước thải đã lắng khỏi những chất bẩn không hòa tan. Nồng độ nhiễm bẩn của nước thải theo hàm lượng chất lơ lửng và nhu cầu oxy cho quá trình sinh hóa có thể xác định theo công thức :

$$L_{20} = \frac{a \cdot 1000}{q} \quad (2)$$

Trong đó : L₂₀ - hàm lượng BOD₂₀ hoặc hàm lượng chất lơ lửng, mg/l ;

a - định mức BOD₂₀ hoặc chất lơ lửng tính trên đầu người sử dụng hệ thống, gr/(người ng.đêm) ;

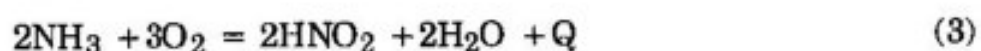
q - tiêu chuẩn thoát nước, l/(người ng.đêm).

Cần lưu ý rằng BOD không đặc trưng cho số lượng đầy đủ chất hữu cơ có chứa trong nước thải, vì rằng một phần chất hữu cơ tự nó không bị oxy hóa sinh hóa, phần khác dùng để tăng sinh khối. Vì vậy để xác định lượng oxy đầy đủ cho quá trình sinh hóa chất hữu cơ người ta sử dụng phương pháp oxy hóa iốtát hay bicromát. Lượng oxy sử dụng cho quá trình oxy hóa chất hữu cơ bằng phương pháp hóa học này gọi là nhu cầu oxy cho quá trình hóa học - COD. $BOD = 0,86COD$, đối với nước thải công nghiệp tỉ số đó có thể khác nhau.

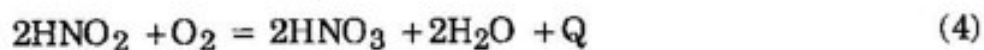
Cũng cần xác định hàm lượng các liên kết nitơ và phốt pho có chứa trong nước thải, vì nó là thành phần dinh dưỡng cơ bản cho các vi sinh xử lý sinh hóa nước thải. Trong nước thải đô thị thường chỉ tồn tại hai hình thức liên kết nitơ : liên kết nitơ tổng cộng và liên kết nitơ của muối amôn.

Dưới tác động của nhóm vi khuẩn đặc biệt muối amôn được oxy hóa để trở thành muối của axit nitrit hay còn gọi là nitrit (RNO_2) sau đó trở thành muối của axit nitrat (RNO_3). Quá trình oxy hóa nitơ gọi là quá trình nitơ hóa. Các vi khuẩn tham gia vào quá trình là các vi khuẩn nitrit và nitrat.

Người ta chứng minh quá trình nitơ hóa qua hai giai đoạn với những vi sinh tác động riêng biệt, trước hết là vi khuẩn nitroza-nitrosomonas oxy hóa amoniac để tạo thành axit nitrit :



tiếp theo vi khuẩn nitrobacter oxy hóa muối của axit nitrat :



Như vậy nitrit và nitrat chỉ có thể xuất hiện sau khi xử lý nước thải trong các công trình sinh hóa như ở bể Biôphin và Aeroten.

Bằng thực nghiệm người ta đã chứng minh được rằng lượng oxy tiêu thụ cho quá trình oxy hóa 1mg nitơ muối amôn ở giai đoạn tạo nitrit là 3,43mg O_2 , còn ở giai đoạn tạo nitrat là 4,5mg O_2 .

Sự tồn tại của nitrit và nitrat ở trong nước thải biểu thị khả năng tạo khoáng của các chất liên kết hữu cơ, nó cũng đặc trưng cho chế độ công tác của các công trình xử lý. Quá trình nitơ hóa có ý nghĩa quan trọng trong kỹ thuật xử lý nước thải. Trước hết nó phản ánh mức độ khoáng hóa các chất hữu cơ như đã nói ở trên, nhưng quan trọng hơn là quá trình nitơ hóa tích lũy được một lượng oxy dự trữ có thể ứng dụng để oxy hóa chất hữu cơ không chứa ni tơ khi lượng oxy tự do (oxy hòa tan) đã tiêu hao hết.

Hàm lượng nitơ muối amôn có trong nước thải đô thị là chỉ tiêu bổ sung đánh giá tính chất nhiễm bẩn bởi các chất thải sinh hoạt. Nước thải có hàm lượng nitơ

của muối amôn càng lớn thì càng bản. Hơn nữa phản ứng ôxy hóa nitơ muối amôn để tạo thành nitrat yêu cầu chỉ phí một lượng ôxy gấp hai lần so với phản ứng ôxy hóa chất hữu cơ. Chính vì những lẽ đó mà trong thực tế xử lý nước thải thường chỉ hạn chế ở giai đoạn ôxy hóa chất hữu cơ và được gọi là xử lý sinh hóa hoàn toàn.

Để đánh giá tính chất nhiễm bẩn nước thải bởi khoáng vật người ta dùng chỉ tiêu hàm lượng sulfat và clorid. Trong nước thải đô thị hàm lượng sulfat vào khoảng 100 - 150 mg/l, còn hàm lượng clorid 150 - 250 mg/l. Hàm lượng sulfat và clorid thường không thay đổi trước và sau xử lý, và cũng không làm ảnh hưởng tới các quá trình hóa lý và sinh hóa nước thải và cặn lắng.

Sắt, niken, đồng, chì, kẽm, crôm (đặc biệt crôm hóa trị 6), asen, atimon, nhôm, v.v... là những chất thuộc nhóm độc hại. Hàm lượng của chúng trong nước thải công nghiệp xả vào hệ thống thoát nước đô thị không được vượt quá giới hạn quy định để không làm tổn thương tới khối vi sinh.

Xác định các chất hoạt tính bề mặt là việc phải làm, vì nhóm liên kết hóa học này làm ảnh hưởng xấu tới công tác của công trình xử lý và trạng thái vệ sinh của nguồn. Nồng độ cho phép của các chất hoạt tính bề mặt đối với công trình xử lý sinh hóa là 10 - 20 gr/l, lấy căn cứ vào thành phần và cấu trúc phân tử của chúng.

Lượng ôxy hòa tan là một chỉ tiêu cơ bản để đánh giá chất lượng nước thải đã được xử lý. Để có sự hoạt động bình thường của các hồ chứa tự nhiên, lượng ôxy hòa tan không được nhỏ hơn 4 mg/l. Trong nước thải bản thông thường không có ôxy hòa tan.

Nước thải có chứa một lượng lớn các vi khuẩn, vi rút, nấm, rêu tảo, giun sán v.v... Để đánh giá mức độ nhiễm bẩn bởi vi khuẩn người ta đánh giá qua một loại vi khuẩn đường ruột hình dũa điển hình - coli. Coli được coi như một loại vi khuẩn vô hại sống trong ruột người, động vật, chiều dài khoảng 1,5wk, đường kính 0,5wk. Coli phát triển nhanh ở môi trường có chứa glucoza 0,5% dùng làm nguồn năng lượng và nguồn các bon, clorua amôn 0,1% dùng làm nguồn nitơ và một số nguyên tố khác dưới dạng vô cơ. Loài có hại là virút. Mọi loại vi rút đều sống ký sinh nội tế bào. Bình thường khi bị dung giải mỗi con coli giải phóng 150 con vi rút. Trong thực tế tồn tại hai đại lượng : coli indéc và trị số coli.

Coli indéc (coli chuẩn độ) là đại lượng dùng để tính số lượng trực khuẩn có chứa trong một lít nước thải.

Trị số coli (coli tit) là thể tích nước thải nhỏ nhất (tính bằng ml) có chứa một trực khuẩn. Như vậy nếu nói rằng coli tit bằng 400 tức là trong 400ml nước thải có chứa một con vi trùng coli. Nếu coli tit bằng 0,1 thì có nghĩa là số lượng vi trùng coli có chứa trong 1ml nước thải tính bằng 10. Đối với nước thải sinh hoạt coli tit

thường là 0,000001 và thấp hơn nữa, nghĩa là trong 1ml nước thải có chứa tới 1.000.000 con vi trùng coli.

Mức độ nhiễm bẩn vi trùng phụ thuộc vào tình trạng vệ sinh trong khu dân cư và nhất là tại các bệnh viện, trong nhiều trường hợp phải xử lý cục bộ trước khi xả vào hệ thống thoát nước đô thị hoặc vào nguồn.

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

1.2. BẢO VỆ NGUỒN NƯỚC KHỎI BỊ NHIỄM BẨN BỒI NƯỚC THẢI

1.2.1. Dấu hiệu nguồn nước bị nhiễm bẩn, khả năng tự làm sạch của nguồn nước

Nguồn nước bị nhiễm bẩn là do nước thải sinh hoạt và công nghiệp không được xử lý xả vào một cách bừa bãi và do nước mưa mang vào.

Tính chất và nồng độ nước thải, nhất là nhiễm bẩn thuộc nguồn gốc hữu cơ có ảnh hưởng rất lớn tới sinh thái hồ chứa. Nếu như chất thải đưa vào nguồn quá nhiều thì quá trình ôxy hóa diễn ra rất nhanh, nguồn ôxy trong nước nguồn nhanh chóng bị cạn kiệt và quá trình ôxy hóa bị ngừng lại. Khi đó các vi khuẩn kỵ khí có sẵn trong nước thải và nước nguồn sẽ phân hủy các chất hữu cơ, nghĩa là quá trình kỵ khí các chất hữu cơ chiếm các bon tạo thành CH_4 , CO_2 , các chất chiếm lưu huỳnh tạo thành H_2S có mùi hôi và rất độc hại cho vi sinh.

Nguồn nước bị nhiễm bẩn có thể xuất hiện những dấu hiệu sau đây :

- Xuất hiện chất nổi trên bề mặt và cặn lắng ở đáy,
- Thay đổi tính chất vật lý (độ nhìn thấy, màu sắc, mùi vị...),
- Thay đổi thành phần hóa học (phản ứng, số lượng chất hữu cơ, chất khoáng và chất độc hại),
- Lượng ôxy hòa tan giảm xuống,
- Thay đổi hình dạng và số lượng vi trùng gây và truyền bệnh.

Nguồn nước bị nhiễm bẩn tức là đã làm mất sự cân bằng sinh thái tự nhiên ở đó. Để có sự cân bằng như ban đầu, trong nguồn xảy ra một quá trình tái lập tự nhiên. Theo thời gian qua nhiều sự biến đổi sinh hóa, hóa lý và hóa học xảy ra ở trong nguồn, chất nhiễm bẩn do nước thải mang vào tuần tự được giảm dần. Khả năng của nguồn nước tự giải phóng khỏi những chất nhiễm bẩn và biến đổi chúng theo quy luật ôxy hóa tự nhiên gọi là khả năng tự làm sạch của nguồn, và quá trình diễn biến gọi là quá trình tự làm sạch.

Quá trình tự làm sạch của nguồn nước có thể chia ra làm 2 giai đoạn : xáo trộn và tự làm sạch.

Yếu tố cơ bản đảm bảo khả năng tự làm sạch của nguồn là tương quan giữa lưu lượng nước nguồn và nước thải. Xác định mức độ xử lý nước thải có tính đến tương quan lưu lượng sẽ cho phép đạt giá trị kinh tế.

Tương quan lưu lượng (hay nồng độ) gọi là hệ số pha trộn n :

$$n = \frac{Q + q}{q} = \frac{C - c_{ng}}{C_{gh} - C_{ng}} \quad (5)$$

Trong đó :

Q - lưu lượng nước nguồn tham gia vào quá trình xáo trộn ;

q - lưu lượng nước thải xả vào nguồn ;

C - hàm lượng nhiễm bẩn của nước thải ;

C_{ng} - hàm lượng nhiễm bẩn của nước nguồn ;

C_{gh} - hàm lượng giới hạn của hỗn hợp nước thải và nước nguồn.

Thực tế thì không phải tất cả lưu lượng nước nguồn tham gia vào quá trình xáo trộn mà chỉ một phần nào đó mà thôi. Phần nước nguồn tham gia vào quá trình được đặc trưng bởi hệ số xáo trộn. Công thức (5) viết lại thành :

$$n = \frac{\gamma \cdot Q + q}{q} \quad (6)$$

Hệ số γ phụ thuộc vào đặc tính thủy lực và hình dạng dòng chảy của nước nguồn, đối với sông hồ có thể xác định theo công thức :

$$\gamma = \frac{1 - e^{-\alpha \sqrt{l}}}{1 + \frac{Q}{q} \cdot e^{-\alpha \sqrt{l}}} \quad (7)$$

Trong đó :

l - khoảng cách từ cửa xả nước thải tới mặt cắt tính toán (tính theo chiều dòng chảy) ;

α - hệ số có tính đến ảnh hưởng thủy lực ;

$$\alpha = \varphi \xi \sqrt[3]{\frac{E}{q}} \quad (9)$$

(φ - hệ số cong - bằng tỉ số giữa khoảng cách l và khoảng cách tính theo đường thẳng l_1 ; E - hệ số khuếch tán).

Trường hợp dòng chảy phức tạp thì hệ số E xác định theo công thức của Makaveev (9), còn dòng chảy êm theo công thức của Potonôp (10) :

$$E = \frac{g V_{tb} H_{tb}}{2mc} \quad (10)$$

hay

$$E = \frac{V_{tb} H_{tb}}{200} \quad (10')$$

(g - gia tốc rơi tự do, m/s ; V_{tb} - tốc độ trung bình dòng chảy, m/s ; H_{tb} - độ sâu trung bình dòng chảy, m ; m - tỉ số giữa vận tốc dòng chảy nước nguồn và nước thải qua miệng xả ; c - nồng độ nhiễm bẩn của nước hồ chứa ; ξ - hệ số lấy bằng 1 khi cửa xả đặt gần bờ, và bằng 1,5 khi cửa xả đặt xa bờ).

Từ công thức (7) ta thấy hệ số γ tiến tới đơn vị khi khoảng cách l dài ra vô cùng. Một khoảng cách như thế trong thực tế là không thể có. Chính vì vậy người ta chỉ xác định cho một khoảng cách nào đó để nước nguồn có thể tham gia được 70 - 80% lưu lượng vào quá trình xáo trộn đối với những nguồn nước nhỏ và 0,25 - 0,3 đối với những nguồn nước trung bình và lớn. Xác định vị trí xáo trộn hoàn toàn là rất phức tạp, trong điều kiện thiết kế đồ án môn học, khoảng cách l có thể tham khảo bảng phụ lục 1.

Đối với nguồn nước không có dòng chảy thì quá trình xáo trộn có khác. Sự xáo trộn, sự khuếch tán ở đây chủ yếu là do lực gió thổi về mọi hướng.

Theo Rufel M. A. sự xáo trộn gồm hai giai đoạn :

- Xáo trộn ban đầu, xác định căn cứ vào số lượng và vận tốc nước thải và chiều sâu nước nguồn, n_1 .

- Xáo trộn cơ bản, n_0 , tiếp tục diễn ra do nước dịch chuyển dưới tác động của dòng rối do gió gây nên.

Sự xáo trộn hoàn toàn được đặc trưng bởi hệ số xáo trộn hoàn toàn :

$$n_{ht} = n_1 \cdot n_0 \quad (11)$$

Để quá trình tự làm sạch diễn biến bình thường cần đảm bảo điều kiện : sau khi xả nước thải vào thì nước hỗn hợp vẫn còn lượng oxy dự trữ. Trong nước nguồn xảy ra cùng một lúc hai quá trình tiêu thụ và hòa tan oxy.

Quá trình oxy hóa chất hữu cơ dưới tác động của vi sinh vật diễn ra qua hai giai đoạn :

- *Giai đoạn 1* : oxy hóa các chất chứa các bon tạo axid cacbonic và nước.

- *Giai đoạn 2* : oxy hóa các chất chứa nitơ ban đầu thành nitrit sau thành nitrat.

Nếu lượng oxy đầy đủ thì giai đoạn 1 tuân theo quy luật sau : tốc độ tiêu thụ oxy (tốc độ oxy hóa) ở nhiệt độ không đổi tại một thời điểm cho trước tỉ lệ với lượng chất hữu cơ.

Theo quy luật này có thể thiết lập phương trình đặc trưng cho quá trình tiêu thụ oxy. Ký hiệu L_a - nhu cầu oxy cho quá trình oxy hóa lúc ban đầu ; X_t - lượng oxy tiêu thụ sau thời gian t , lượng oxy cần thiết để oxy hóa chất hữu cơ còn lại sau thời gian t là :

$$X_t = L_a - L_t \quad (12)$$

Định luật trên có thể viết :

$$\frac{dX_t}{dt} = -k'_1 (L_a - L_t) \quad (13)$$

(Trong đó k'_1 - hệ số tỉ lệ, hoặc hằng số tiêu thụ oxy) Sau khi lấy tích phân (13) ta được :

$$-\ln(L_a - X_t) = k'_1 t + C$$

Khi $t = 0$ giá trị $X_t = 0$ và $C = \ln L_a$, do đó đặt

$$k_1 = k'_1 \lg e = 0,434k'_1$$

ta có :

$$X_t = L_a - X_t = L_a 10^{-k_1 t} \quad (14)$$

$$L_t = L_a - L_t = L_a (1 - 10^{-k_1 t}) \quad (15)$$

Hệ số k_1 phụ thuộc vào nhiệt độ của nước. Khi nhiệt độ tăng thì k_1 cũng tăng. Bằng thực nghiệm người ta đã thiết lập được công thức tính toán k_1 như sau :

$$K_{1(T_2)} = k_{1(T_1)} 1,047^{(T_2 - T_1)} \quad (16)$$

(Trong đó $k_1(T_2)$ và $k_1(T_1)$ - hệ số tốc độ tiêu thụ oxy ở những nhiệt độ tương ứng T_1 và T_2).

Vì BOD thường được xác định trong phòng thí nghiệm ở nhiệt độ 20°C nên biểu thức (16) có thể viết :

$$k_2(T_2) = k_1(20^\circ\text{C}) 1,047^{(T - 20^\circ\text{C})} \quad (17)$$

Đối với hỗn hợp nước thải với nước nguồn $k_1(20^\circ\text{C})$ lấy bằng 0,1.

Các giá trị k_1 đối với nước thải sinh hoạt lấy căn cứ vào nhiệt độ theo bảng (1-1).

Bảng 1-1

Nhiệt độ nước thải	10	15	20	25	30
Giá trị k_1	0,063	0,08	0,1	0,126	0,158

Song song với quá trình tiêu thụ oxy trong nước nguồn luôn xảy ra quá trình bổ sung lượng oxy mới. Nguồn bổ sung oxy chủ yếu là không khí thâm nhập vào nước qua mặt thoáng. Ngoài ra, oxy cũng còn được bổ sung do quá trình quang hợp của thực vật nước. Những thực vật đồng hóa các bon từ axít cacbonit tan trong nước và giải phóng oxy tự do.

Áp suất riêng phần của oxy tự do cao hơn oxy khí quyển, do đó độ hòa tan của nó trong nước lớn hơn (5 lần) so với oxy của không khí.

Oxy cũng như mọi loại chất khí khác đều có thể hòa tan vào trong nước với số lượng bão hòa, phụ thuộc vào nhiệt độ và áp suất của nước. Nhiệt độ càng cao độ hòa tan oxy càng kém, ngược lại áp suất càng cao thì độ hòa tan oxy càng cao.

Độ hòa tan oxy vào nước còn phụ thuộc vào diện tích mặt tiếp xúc giữa hai pha : oxy và nước. Vì vậy trong những điều kiện như nhau, độ hòa tan oxy phụ thuộc vào mức độ xáo trộn, nói cách khác phụ thuộc vào dòng chảy rối tạo nên do những tác động bên ngoài.

Nếu lượng oxy hòa tan trong nước nguồn nhỏ hơn lượng oxy ứng với độ bão hòa hoàn toàn ở nhiệt độ cho trước thì chứng tỏ rằng trong nước nguồn bị thiếu hụt oxy.

Ký hiệu D là độ thiếu hụt oxy.

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

Ở nhiệt độ cho trước tốc độ hòa tan oxy trong nước nguồn tỉ lệ nghịch với độ hòa tan oxy và tỉ lệ thuận với độ thiếu hụt oxy.

Nếu ký hiệu D_a - độ thiếu hụt oxy lúc ban đầu, D_t - độ thiếu hụt sau thời gian t thì quá trình hòa tan oxy có thể biểu diễn bằng phương trình sau :

$$D_t = D_a 10^{-k_2 t} \quad (18)$$

Trong đó k_2 - hệ số tốc độ hòa tan, phụ thuộc vào bản chất không khí, nhiệt độ môi trường, trạng thái bề mặt tiếp xúc và điều kiện xáo trộn nước với không khí, có thể tham khảo bảng (1-2)

Bảng 1-2

Đặc tính nguồn nước	Giá trị k_2 , với nhiệt độ nước nguồn :			
	10°C	15°C	20°C	25°C
- Nguồn nước không có dòng chảy hoặc chảy chậm	-	0,11	0,15	-
- Nguồn nước với tốc độ dòng chảy < 0,5 m/s	0,17	0,185	0,02	0,215
- Nguồn nước với dòng chảy mạnh	0,425	0,46	0,05	0,54
- Nguồn nước nhỏ với dòng chảy mạnh	0,684	0,74	0,08	0,865

Tính với quá trình tiêu thụ và hòa tan oxy đồng thời xảy ra, tốc độ về sự thiếu oxy có thể biểu hiện bằng phương trình cân bằng sau :

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

Sau khi lấy tích phân nhận được phương trình biểu diễn độ thiếu hụt oxy sau thời gian t :

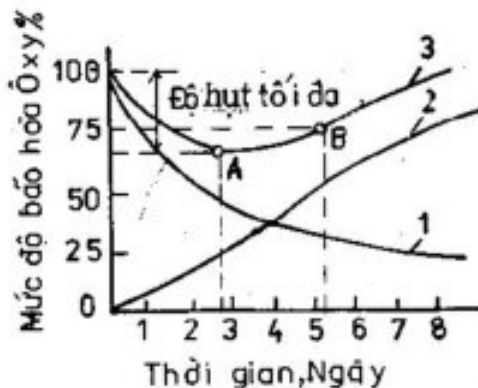
$$D_t = \frac{k_1 L_a}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_a 10^{-k_2 t} \quad (20)$$

Trong đó : L_a - BOD của hỗn hợp nước nguồn và nước thải ở thời điểm xả nước thải vào nguồn, nghĩa là thời điểm ban đầu của quá trình tiêu thụ oxy mg/l ;

D_t - độ thiếu hụt oxy trong nước nguồn qua thời gian t, mg/l

Quá trình tiêu thụ và hòa tan oxy trong nước nguồn có thể biểu diễn bằng đồ thị trên hình (1-1).

Trên hình (1-1) đường cong 1 đặc trưng cho quá trình tiêu thụ oxy không tính đến lượng oxy hòa tan bổ sung, xác định bằng công thức (14) ; đường cong 2 - công thức (18) ; đường cong 3 - đặc trưng cho hai quá trình tiêu thụ và hòa tan oxy đồng thời.



Hình 1-1: Đồ thị thay đổi chế độ oxy
A - Điểm tới hạn của độ hụt oxy tối đa,
B - Điểm phục hồi tốc độ oxy hòa tan tối đa.

Điểm thấp nhất trên đường cong 3 ứng với số lượng oxy nhỏ nhất có trong nước nguồn hoặc ứng với tốc độ hụt oxy lớn nhất. Điểm A gọi là điểm tới hạn, biểu diễn trạng thái nguy hiểm của nước nguồn về mặt vệ sinh.

Như vậy nếu ở điểm tới hạn A trong nước nguồn có đủ lượng oxy hòa tan cần thiết thì có thể yên tâm rằng trên những đoạn khác của nguồn nước sẽ có lượng oxy hòa tan lớn hơn lượng oxy hòa tan tại điểm A.

Thời gian tới hạn ứng với hàm lượng oxy nhỏ nhất có thể xác định theo công thức :

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

Nồng độ nhiễm bẩn ban đầu của nước thải ảnh hưởng đáng kể đến quá trình tự làm sạch của nguồn nước.

Như đã trình bày ở trên, quá trình tự làm sạch của nguồn thể hiện qua khả năng khoáng hóa chất bẩn hữu cơ và qua sự xáo trộn thuần túy lý học. Quá trình khoáng hóa chất bẩn hữu cơ phụ thuộc chủ yếu vào lượng oxy hòa tan trong nước nguồn. Vì vậy khi nói rằng nồng độ bẩn ban đầu có ảnh hưởng lớn tới lượng oxy hòa tan thì có nghĩa là có ảnh hưởng tới quá trình tự làm sạch của nguồn nước.

Hình (1-2) minh họa sự phụ thuộc giữa nồng độ bẩn ban đầu L_a đến sự thay đổi oxy hòa tan. Trong ví dụ, tất cả các trường hợp độ thiếu hụt oxy hòa tan ban đầu lấy như nhau ≈ 1 mg/l, còn nhiệt độ $\approx 20^\circ\text{C}$.

Từ đồ thị (1-2) thấy rõ, thời gian để lượng oxy hòa tan đạt giá trị cực tiểu (độ hụt oxy đạt giá trị cực đại) dao động trong khoảng 2 - 3 ngày.

Công thức (21) biểu diễn mối quan hệ giữa thời gian và hàm lượng BOD lúc ban đầu. Từ công thức (20) thấy rõ tốc độ thiếu hụt oxy trong nước nguồn ở thời điểm tới hạn D_{th} tỉ lệ thuận với BOD lúc ban đầu L_a . Trong điều kiện hòa tan kém, nghĩa là ở vài chỗ nào đó trong nguồn nước sẽ không có oxy hòa tan. Ví dụ, như trường hợp $L_a = 40$ mg/l và $k_2 = 0,2$ được trình bày trên hình (1-2).

Trong nhiều trường hợp, tốc độ tiêu thụ oxy ở giai đoạn đầu lớn hơn giá trị tính toán và lượng oxy giảm xuống nhỏ hơn giới hạn cho phép 4 mg/l. Bởi tốc độ hòa tan oxy phụ thuộc nhiều vào khả năng xáo trộn, cho nên có trường hợp người ta xây dựng các đập tràn và các công trình đặc biệt để tăng cường xáo trộn làm thoáng nước nguồn.

Khi xác định lượng oxy hòa tan vào nước nguồn thường sử dụng hệ số thẩm lậu A (phụ thuộc vào lượng thiếu hụt oxy, nhiệt độ, độ sâu, tốc độ dòng chảy của nguồn và điều kiện khí hậu).

Hệ số thẩm lậu A có thể xác định theo công thức :

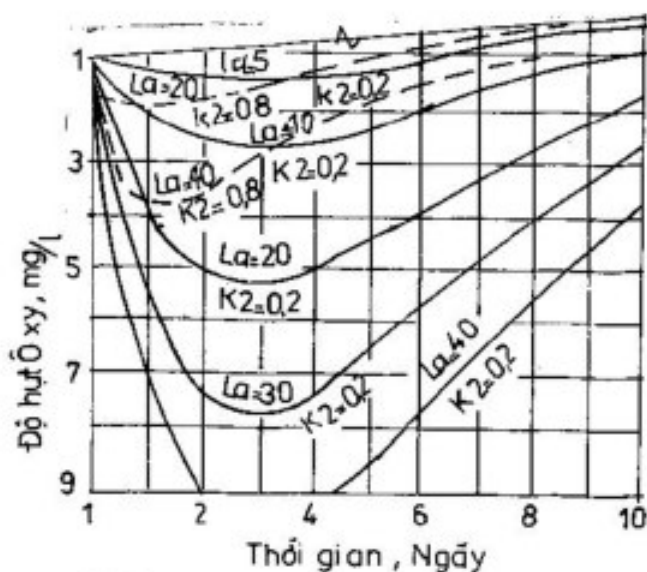
$$A = \frac{Q(L_a - L_t)}{F}, \quad \text{gr}/(\text{m}^2 \cdot \text{ngày}) \quad (22)$$

Trong đó : Q - lưu lượng nước nguồn, m^3 ;

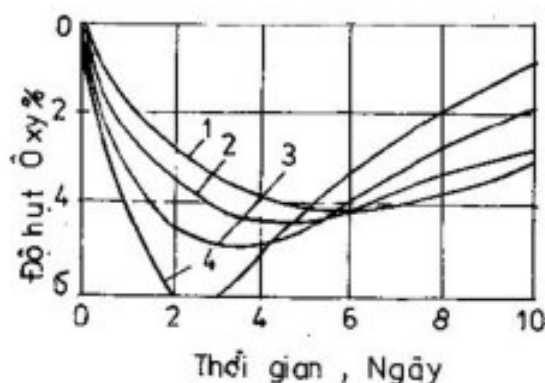
L_a, L_t - nhu cầu oxy cho quá trình sinh hóa ở thời điểm ban đầu và ở điểm tính toán, mg/l, gr/m^3 ;

F - diện tích mặt thoáng trên đoạn tính toán, m^2 .

Nhiệt độ của nước nguồn cũng có ảnh hưởng đáng kể đến chế độ oxy của nó. Về mùa hè khi nhiệt độ của nước nguồn tăng, quá trình oxy hóa các chất hữu cơ xảy ra với cường độ mạnh, trong khi đó độ hòa tan oxy vào nước lại giảm. Vì thế độ thiếu hụt oxy tăng nhanh hơn so với mùa đông (Hình 1-3).



Hình 1-2 : Tác động của BOD ban đầu tới hệ số hòa tan k_2 tới sự thay đổi hàm lượng oxy hòa tan



Hình 1-3 : Tác động của nhiệt độ đến hàm lượng oxy hòa tan

Từ những đường cong trên có thể xác định được thời gian tới hạn t_{th} . Ví dụ, với nhiệt độ của nguồn là 10°C , $t_{th} = 4$ ngày và độ thiếu hụt oxy là 5 mg/l .

Khi xả nước thải chưa được xử lý vào nguồn các chất bẩn lơ lửng sẽ lắng xuống đáy và khi tốc độ dòng chảy trong nguồn không lớn lắm thì các chất đó lắng xuống ngay cạnh miệng xả. Cặn lắng sẽ phân hủy kỵ khí tạo ra các chất CO_2 , CH_4 , H_2S ... Quá trình phân hủy kỵ khí có thể xảy ra liên tục trong một thời gian dài và quá trình tự làm sạch của nước nguồn có thể coi như chấm dứt. Vì vậy cần xử lý nước thải khỏi những cặn lắng tới mức độ cần thiết trước khi xả vào nguồn.

1.2.2. Nguyên tắc xả nước thải vào nguồn

Trên quan điểm công nghệ xử lý nước thải, nguồn nước có thể coi là một công trình làm sạch sinh học trong điều kiện tự nhiên, nên cần hết sức lợi dụng. Tuy nhiên, nguồn nước cũng như bất kỳ công trình xử lý nào chỉ có thể tải được một khối lượng chất nhiễm bẩn nhất định mà thôi.

Luật bảo vệ nguồn nước đưa ra những định mức chứa nước thải của nguồn, bảng 1-3.

Bảng 1-3

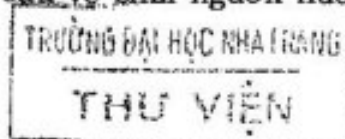
Hồ chứa nước	Loại 1	Loại 2	Loại 3
Chất nhiễm bẩn			
1. Chất lơ lửng	Sau khi xả nước thải vào và xáo trộn kỹ, nồng độ chất lơ lửng của nước hỗn hợp cho phép tăng lên so với nước nguồn không quá :		
	0,25 mg/l	0,75 mg/l	1,5 mg/l
2. Mùi và vị	Sau khi xả nước thải vào và xáo trộn kỹ, thì hỗn hợp nước thải và nước nguồn không có mùi và vị		
3. Ôxy hòa tan	Ôxy hòa tan trong nước hỗn hợp xáo trộn kỹ không ít hơn 4 mg/l		
4. BOD ₂₀	Sau khi xả nước thải vào và xáo trộn kỹ, nhu cầu ôxy cho quá trình sinh hóa hoàn toàn của nước hỗn hợp không vượt quá.		
	3 mg/l	6 mg/l	Không quy định
5. Phản ứng	Nước thải xả vào nguồn không được làm thay đổi phản ứng $5,5 \leq \text{pH} \leq 8,5$		
6. Màu sắc	Hỗn hợp nước thải và nước nguồn sau khi xáo trộn kỹ phải không có màu khi nhìn qua cột nước cao :		
	20cm	10 cm	5 cm
7. Vi trùng gây bệnh	Cấm xả vào nguồn nước những loại nước thải chứa vi trùng gây bệnh		
8. Những chất độc hại	Nước thải xả vào nguồn nước không mang tính độc hại.		

* Quy chế bảo vệ môi trường phân biệt ba loại nguồn nước :

- Nguồn dùng để cung cấp nước cho đô thị và các xí nghiệp chế biến thực phẩm - nguồn loại 1,
- Nguồn dùng để cung cấp nước cho công nghiệp, dùng để chăn nuôi cá, nghỉ ngơi tắm giặt - nguồn loại 2,
- Nguồn mang tính chất trang trí kiến trúc, chăn nuôi thủy sản, tưới tiêu v.v... - nguồn loại 3.

1.2.3. Xác định mức độ xử lý nước thải

Nước thải trước khi xả vào nguồn cần phải xử lý đảm bảo yêu cầu của "Quy chế bảo vệ môi trường", đảm bảo các yêu cầu vệ sinh nguồn nước và những mục đích kinh tế kỹ thuật và xã hội.



M17436

Việc xác định đúng mức độ cần thiết phải xử lý nước thải phù hợp với những tiêu chuẩn yêu cầu vệ sinh sẽ giảm được kinh phí xây dựng công trình vì có thể dùng ngay nguồn nước để xử lý nước thải.

Việc xây dựng hệ thống thoát nước thường tiến hành theo đợt, số lượng nước thải xả vào nguồn cũng tăng lên dần dần. Bởi vậy mức độ xử lý nước thải ở mỗi giai đoạn cũng có thể khác nhau.

Để xác định mức độ xử lý cần biết các số liệu về thủy văn, lượng cân bằng ôxy... Mức độ cần thiết xử lý, theo nguyên tắc, phải xét đầy đủ các mặt : hàm lượng cặn, lượng ôxy hòa tan, BOD, pH, độ màu, mùi vị, màu sắc v.v... Sau đây xét một vài yếu tố chính.

** Xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo chất lơ lửng*

Hàm lượng chất lơ lửng cho phép trong nước thải xả vào nguồn, xác định từ đẳng thức (23) :

$$\gamma Q C_{ng} + q C_2 = (\gamma Q + q)(C_{ng} + p) \quad (23)$$

Từ đó :

$$C_2 = p \left(\gamma \frac{Q}{q} + 1 \right) + C_{ng} \quad (24)$$

Trong đó :

p - hàm lượng chất lơ lửng tăng cho phép trong nước nguồn sau khi xáo trộn kỹ với nước thải, gr/m^3 ;

Q - lưu lượng nước nguồn, m^3/h ;

q - lưu lượng nước thải, m^3/h ;

C_{ng} - hàm lượng chất lơ lửng trong nước nguồn, gr/m^3 .

Mức độ cần thiết phải xử lý :

$$E_o = \frac{100\% (C_1 - C_2)}{C_1} \quad (25)$$

(C_1 - hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải trước khi xử lý).

** Xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn*

Nếu thiếu số liệu về quá trình thẩm lậu ôxy vào nước nguồn, việc xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải sẽ tiến hành theo lượng ôxy hòa tan với điều kiện vệ sinh. Khi đó coi như chất hữu cơ được ôxy hóa nhờ ôxy sẵn có trong nước nguồn. Tính rằng, nếu lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn qua 2 ÷ 3 ngày đầu sau khi xả nước thải vào không thấp hơn 4 mg/l, thì nó sẽ không giảm xuống trong những ngày tiếp theo.

Ta có biểu thức cân bằng ôxy như sau :

$$\gamma Q O_{ng} - (L_{ng} \gamma Q + L_2 q) 0,4 = (\gamma Q + q) 4 \quad (26)$$

Trong đó :

Q- lưu lượng nước nguồn, m³/ng.đêm ;

O_{ng}- lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn (trước khi xả nước thải vào), mg/l, gr/m³ ;

q - lưu lượng nước thải, m³/ng.đêm ;

L_{ng}, L₂ - BOD của nước nguồn và nước thải sau khi đã xử lý, mg/l, gr/m³ ;

0,4 - hệ số chuyển đổi từ BOD₂₀ sang BOD₂, gr/m³, mg/l ;

4 - lượng ôxy hòa tan nhỏ nhất cần đạt được gr/m³, mg/l.

Từ biểu thức (26) ta có :

$$L_2 = 2,5 \frac{\gamma Q}{q} (O_{ng} - 0,4 L_{ng} - 4) - 10 \quad (27)$$

Mức độ cần thiết xử lý nước thải :

$$E_o = \frac{L_a - L_2}{L_a} 100\% \quad (28)$$

(L_o - BOD₂₀ ban đầu của nước thải)

Nếu tính đến quá trình hòa tan ôxy sẽ phải đề cập tới các công thức (20) và (21) và cần có các số liệu về k₁, k₂ và O_{ng}.

Việc tính toán sẽ có cơ sở chắc chắn nếu như tất cả các đại lượng đều được xác định trực tiếp trên đoạn tính toán của nguồn nước.

Quá trình tính toán dựa trên 3 điều kiện sau :

- Cần xác định thời gian tới hạn (công thức 21), nghĩa là thời gian từ khi bắt đầu quá trình đến khi độ thiếu hụt ôxy đạt giá trị tới hạn D_{th}.

- Cần đảm bảo lượng ôxy hòa tan còn lại trong nước nguồn là 4 mg/l trong bất kỳ điều kiện nào.

Điều đó có nghĩa là, độ thiếu hụt tới hạn của ôxy sẽ xác định theo công thức :

$$D_{th} = O_{ng} - 4 \quad (29)$$

(O_{ng} - lượng ôxy hòa tan trong nước nguồn ứng với nhiệt độ đang xét).

Bảng phụ lục II giới thiệu lượng ôxy hòa tan vào nước sạch dưới áp suất 760mm cột thủy ngân.

- Tính toán nhằm kiểm tra tải trọng cho phép các chất bẩn hữu cơ theo BOD khi xả nước thải vào nguồn. Nói cách khác nhằm kiểm tra xem lượng BOD cho phép có phá hủy chế độ ôxy của nguồn nước hay không hoặc có đảm bảo lượng ôxy hòa tan còn lại trong nước nguồn là 4 mg/l ở thời điểm tới hạn hay không.

Từ những điều kiện trên, sự cân bằng ôxy trong nguồn nước có thể xác định bởi phương trình (30) :

$$\gamma \cdot Q L_{ng} + q L_2 = (\gamma \cdot Q + q) L_a \quad (30)$$

Trong đó :

L_2 - BOD của nước thải được phép xả vào nguồn, mg/l ;

L_a - BOD của hỗn hợp nước thải và nước nguồn thỏa mãn điều kiện :

$$L_a = \frac{L_{ng} \gamma \cdot Q + L_2 q}{\gamma \cdot Q + q}$$

Từ phương trình (30) ta tính L_2 :

$$L_2 = \frac{\gamma \cdot Q}{q} (L_a - L_{ng}) + L_a \quad (31)$$

Mức độ cần thiết phải xử lý nước thải là :

$$E_o = \frac{L_o - L_2}{L_o} \quad (32)$$

(L_o - BOD lúc ban đầu của nước thải, mg/l)

** Xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải theo BOD*

Biểu thức cân bằng về nhu cầu ôxy cho quá trình sinh hóa hỗn hợp nước thải với nước nguồn tại thời điểm tính toán biểu diễn như sau :

$$L_2 q 10^{-k_1 t} + \gamma \cdot Q L_{ng} 10^{-k'_1 t} = (1 + \gamma \cdot Q) L_{th} \quad (33)$$

Trong đó :

L_2 - BOD của nước thải được phép xả vào nước nguồn, mg/l ;

L_{ng} - BOD của nước nguồn, mg/l ;

L_{th} - BOD tới hạn của hỗn hợp nước thải và nước nguồn, mg/l ;

k_1, k'_1 - hằng số tốc độ tiêu thụ ôxy của nước thải và nước nguồn ;

t - thời gian xáo trộn :

$$t = \frac{l}{v} \quad (l - \text{chiều dài đoạn dòng tính toán ; } v - \text{tốc độ trung bình của đoạn dòng}).$$

Từ công thức (33) ta có :

$$L_2 = \gamma \frac{Q}{q} \left(\frac{L_{th}}{10^{-k_1 t}} - L_{mg} \frac{10^{-k'_1 t}}{10^{-k_1 t}} \right) + \frac{L_{th}}{10^{-k_1 t}} \quad (34)$$

Mức độ cần thiết xử lý nước thải :

$$E_o = \frac{L_o - L_2}{L_o} 100\% \quad (35)$$

Ví dụ : Xác định mức độ cần thiết xử lý nước thải với lưu lượng $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$, BOD ban đầu 261 mg/l , hàm lượng chất lơ lửng $271,6 \text{ mg/l}$. Lưu lượng nước sông $14 \text{ m}^3/\text{s}$, tốc độ chảy $0,4 \text{ m/s}$, chiều sâu trung bình $2,0 \text{ m}$, hệ số cong của sông $1,2$, nồng độ chất lơ lửng 12 mg/l , BOD 2 mg/l . Khoảng cách từ cửa xả tới mặt cắt tính toán 30 km , nhiệt độ trung bình mùa hè 15°C . Sông thuộc nguồn nước loại I.

Bài giải :

Theo công thức (10) :

$$E = \frac{0,4 \times 2,0}{200} = 0,004$$

Theo công thức (9) :

$$\alpha = 1,2 \times 1,5 \sqrt[3]{\frac{0,004}{0,8}} = 0,321$$

Theo công thức (7) :

$$\gamma = \frac{1 - e^{-0,32 \sqrt[3]{3000}}}{1 + \frac{14}{0,8} e^{-0,32 \sqrt[3]{3000}}} = 0,85$$

Theo công thức (24) :

$$C_2 = 0,25 \left(\frac{0,85 \times 14}{0,8} + 1 \right) + 12 = 15,98 \text{ mg/l}$$

Theo công thức (25) :

$$E_o^c = \frac{271,6 - 15,98}{271,6} 100\% = 93,5\%$$

Theo công thức (27) :

$$L_2 = 2,5 \frac{0,85 \times 14}{0,8} (8 - 0,4 \times 2 - 4) - 10 = 34,6$$

Theo công thức (28) :

$$E_o = \frac{261 - 34,6}{261} 100\% = 87\%$$

Theo các bảng (1-1), (1-2) và phụ lục II lấy : $k_1 = 0,08$; $k_2 = 0,185$ và $O_{ng} = 10,15$.

Thay các giá trị $D_t = O_{ng} - 4 = 10,15 - 4 = 6,15$ vào công thức (20) và giải đồng thời với công thức (21) bằng phương pháp lựa chọn dần, ta có : Khi $t_{th} = 2,6$ ngày $L_a = 15$ mg/l.

$D_{th} = 3,94$ mg/l < 6,15, nghĩa là lượng ôxy hòa tan tối thiểu không nhỏ hơn 6 mg/l ($10,15 - 3,94 = 6,21$).

Đưa giá trị $L_a = 15$ mg/l vào công thức (31) ta có :

$$L_2 = 0,85 \frac{14}{0,8} (15 - 2) + 15 = 209 \text{ mg/l}$$

Theo công thức (32) :

$$E_o = \frac{261 - 209}{261} 100\% = 20\%$$

Theo công thức (34) :

$$L_2 = 0,85 \frac{14}{0,8} \left(\frac{3}{10^{-0,08 \times 2,6}} - 2 \times \frac{10^{-0,185 \times 2,6}}{10^{-0,08 \times 2,6}} \right) + \frac{3}{10^{-0,08 \times 2,6}} = 28,69 \text{ mg/l}$$

Theo công thức (35) :

$$E_o = \frac{261 - 28,69}{261} 100\% = 89\%$$

Như vậy, dựa vào số liệu tính toán mức độ cần thiết phải xử lý

- Theo vật chất lơ lửng 93,5% ;
- Theo lượng ôxy hòa tan (không tính đến quá trình thẩm lậu ôxy) ;
- Theo BOD hỗn hợp nước thải và nước nguồn 89% ;

đòi hỏi phải xử lý hoàn toàn trước khi xả nước thải vào nguồn.

1.3. SƠ ĐỒ CÔNG NGHỆ XỬ LÝ NƯỚC THẢI

1.3.1. Những phương pháp xử lý nước thải

Người ta phân biệt 3 phương pháp xử lý nước thải :

- Xử lý cơ học
- Xử lý hóa - lý
- Xử lý sinh học.

Nước thải sinh hoạt thường sử dụng những phương pháp cơ học và sinh học để xử lý, còn nước thải công nghiệp thường sử dụng những phương pháp hóa lý.

** Phương pháp xử lý cơ học :*

Phương pháp xử lý cơ học sử dụng nhằm mục đích tách các chất không hòa tan và một phần các chất ở dạng keo ra khỏi nước thải. Những công trình xử lý cơ học bao gồm :

- Song chắn rác, chắn giữ các cặn bản có kích thước lớn hay ở dạng sợi : giấy, rau củ, rác v.v... được gọi chung là rác. Rác được chuyển tới máy nghiền để nghiền nhỏ, sau đó đổ trở lại trước song chắn rác hoặc chuyển tới bể phân hủy cặn (bể metanten). Trong thời gian gần đây người ta áp dụng loại song chắn rác liên hợp vừa chắn giữ vừa nghiền rác.

- Bể lắng cát, tách các chất bản vô cơ có trọng lượng riêng lớn hơn nhiều so với trọng lượng riêng của nước thải như xỉ than, cát v.v... ra khỏi nước thải. Cát từ bể lắng cát đưa đi phơi khô ở trên sân phơi và cát khô thường được sử dụng lại cho những mục đích xây dựng.

- Bể lắng, để tách các chất lơ lửng có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng của nước. Chất lơ lửng nặng hơn sẽ từ từ lắng xuống đáy, còn chất lơ lửng nhẹ hơn sẽ nổi lên mặt nước. Dùng những thiết bị thu gom và vận chuyển các chất bản lắng và nổi (ta gọi là cặn) lên công trình xử lý cặn.

- Bể vớt dầu mỡ thường áp dụng khi xử lý nước thải có chứa dầu mỡ (nước thải công nghiệp), nhằm tách các tạp chất nhẹ. Đối với nước thải sinh hoạt khi hàm lượng dầu mỡ không cao thì việc vớt dầu mỡ thực hiện ngay ở bể lắng nhờ thiết bị gạt chất nổi.

- Bể lọc nhằm tách các chất ở trạng thái lơ lửng kích thước nhỏ bằng cách cho nước thải đi qua lớp lọc đặc biệt hoặc qua lớp vật liệu lọc, sử dụng chủ yếu cho một số loại nước thải công nghiệp.

Phương pháp xử lý cơ học có thể loại bỏ được đến 60% các tạp chất không hòa tan có trong nước thải sinh hoạt và giảm BOD đến 20%.

Để tăng hiệu suất công tác của các công trình xử lý cơ học có thể dùng biện pháp thoáng gió sơ bộ, thoáng gió đông tụ sinh học, hiệu quả xử lý đạt tới 75% theo hàm lượng chất lơ lửng và 40 - 45% theo BOD.

Trong số các công trình xử lý cơ học phải kể đến cả bể tự hoại, bể lắng hai vỏ, bể lắng trong có ngăn phân hủy là những công trình vừa để lắng vừa để phân hủy cặn lắng.

Nếu điều kiện địa phương cho phép thì sau khi xử lý cơ học nước thải được khử trùng và xả vào nguồn, nhưng thông thường thì xử lý cơ học chỉ là giai đoạn xử lý sơ bộ trước khi cho quá trình xử lý sinh học.

** Phương pháp xử lý hóa - lý :*

Thực chất của phương pháp xử lý hóa học là đưa vào nước thải chất phản ứng nào đó để gây tác động với các tạp chất bẩn, biến đổi hóa học, tạo thành chất khác dưới dạng cặn hoặc chất hòa tan nhưng không độc hại hay gây ô nhiễm môi trường. Ví dụ phương pháp trung hòa nước thải chứa axit và kiềm, phương pháp ôxy hóa v.v...

Các phương pháp hóa lý thường ứng dụng để xử lý nước thải là keo tụ, hấp thu, trích ly, bay hơi, tuyển nổi...

Căn cứ vào điều kiện địa phương và yêu cầu vệ sinh mà phương pháp hóa lý là giải pháp cuối cùng hoặc là giai đoạn xử lý sơ bộ cho các giai đoạn xử lý tiếp theo.

** Phương pháp xử lý sinh học :*

Dựa vào sự sống và hoạt động của các vi sinh để ôxy hóa chất bẩn hữu cơ ở dạng keo và hòa tan có trong nước thải.

Những công trình xử lý sinh hóa phân thành 2 nhóm :

- Những công trình trong đó quá trình xử lý thực hiện trong điều kiện tự nhiên ;
- Những công trình trong đó quá trình xử lý thực hiện trong điều kiện nhân tạo.

Những công trình sinh học thực hiện trong điều kiện tự nhiên là : Cánh đồng tưới, bãi lọc, hồ sinh học v.v... Quá trình xử lý diễn ra chậm, dựa chủ yếu vào nguồn ôxy và vi sinh có ở trong đất và nước.

Những công trình xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo là : Bể lọc sinh học (Biôphin), bể làm thoáng sinh học (Aerotan) v.v... Do các điều kiện tạo nên bằng nhân tạo mà quá trình xử lý diễn ra nhanh hơn, cường độ mạnh hơn.

Quá trình xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo có thể đạt mức hoàn toàn (xử lý sinh học hoàn toàn) với BOD giảm tới 90-95% và không hoàn toàn với BOD giảm tới 40-80%.

Giai đoạn xử lý sinh học tiến hành sau giai đoạn xử lý cơ học. Bể lắng sau giai đoạn xử lý cơ học gọi là bể lắng đợt I. Để chắn giữ màng sinh học (sau bể Biôphin) hoặc bùn hoạt tính (sau bể Aerotan) dùng bể gọi là bể lắng đợt II.

Trong trường hợp xử lý trên bể Aerotan thường đưa một phần bùn hoạt tính trở lại bể Aerotan để tạo điều kiện cho công trình đạt hiệu quả cao hơn. Phần bùn hoạt tính còn lại gọi là bùn hoạt tính dư, thường đưa tới bể nén bùn để làm giảm thể tích trước khi đưa vào bể Metanten để thực hiện quá trình lên men.

Quá trình xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo không loại trừ triệt để các loại vi khuẩn, nhất là vi trùng gây bệnh. Bởi vậy sau giai đoạn xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo cần thực hiện giai đoạn khử trùng nước thải trước khi xả vào nguồn.

Trong quá trình xử lý nước thải bằng bất kỳ phương pháp nào cũng tạo nên một lượng cặn đáng kể (bằng 0,5-1% tổng lưu lượng nước thải). Các chất lơ lửng không hoà tan ở bể lắng đợt I gọi là cặn tươi ; cặn giữ lại ở bể lắng II gọi là màng vi sinh (sau bể Biôphin) hoặc bùn hoạt tính (sau bể aeroten).

Nói chung các loại cặn trên đều có mùi hôi thối khó chịu (nhất là cặn tươi) và nguy hiểm về mặt vệ sinh. Do vậy nhất thiết phải xử lý cặn thích đáng. Để giảm hàm lượng chất hữu cơ trong cặn và để đạt các chỉ tiêu vệ sinh thường áp dụng phương pháp xử lý sinh học kỵ khí trong các công trình tự hoại, bể lắng hai vỏ hoặc bể metanten.

Bể tự hoại và bể lắng hai vỏ thực hiện đồng thời hai nhiệm vụ : lắng cặn và lên men cặn lắng.

Bể Metanten là công trình tương đối hiện đại chỉ ứng dụng để lên men cặn lắng. Đôi khi bể này cũng còn được sử dụng để xử lý sơ bộ nước thải công nghiệp có nồng độ cao.

Để giảm độ ẩm của cặn đã lên men thường sử dụng các công trình : hồ bùn (đối với trạm xử lý nhỏ), sân phơi bùn, thiết bị sấy khô bằng cơ học, lọc chân không, lọc ép ... Khi lượng cặn khá lớn có thể sử dụng phương pháp sấy nhiệt.

1.3.2. Sơ đồ công nghệ trạm xử lý nước thải

Dây chuyền công nghệ xử lý là tổ hợp công trình, trong đó nước thải được xử lý từng bước theo thứ tự tách các cặn lớn đến các cặn nhỏ, những chất không hòa tan đến những chất keo và hòa tan. Khử trùng là khâu cuối cùng.

Việc lựa chọn dây chuyền công nghệ là một bài toán kinh tế kỹ thuật phức tạp phụ thuộc vào nhiều yếu tố như :

- Thành phần tính chất nước thải,
- Mức độ cần thiết làm sạch,
- Các yếu tố : điều kiện địa phương, năng lượng, tính chất đất đai, diện tích khu xây dựng trạm xử lý, lưu lượng nước thải, công suất của nguồn v. v...

Không thể có một sơ đồ mẫu nào có thể áp dụng cho nhiều trường hợp. Ví dụ, tuy cũng đều là nước thải của một đối tượng thoát nước, nếu nước thải sau xử lý xả vào nguồn không dùng vào mục đích cấp nước sinh hoạt sẽ khác với điều kiện xả vào nguồn cấp nước sinh hoạt.

Dây chuyền công nghệ của một trạm xử lý hoàn chỉnh có thể chia làm 4 khối :

1. Khối xử lý cơ học : nước thải theo thứ tự qua : song chắn rác, bể lắng cát và bể lắng đợt I.

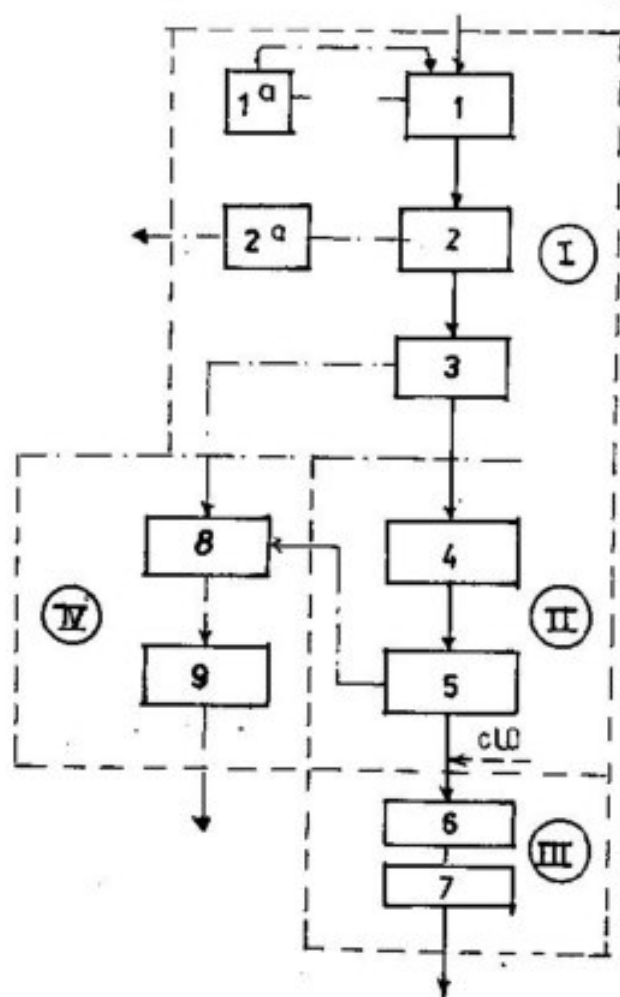
2. Khối xử lý sinh học : nước thải theo thứ tự qua : khối xử lý cơ học, công trình xử lý sinh học, bể lắng đợt II.

3. *Khối khử trùng* : nước thải sau khi qua khối xử lý cơ học hoặc khối xử lý sinh học thì được hòa trộn cùng chất khử trùng và cho tới bể trộn, bể tiếp xúc. Phản ứng khử trùng diễn ra ở bể tiếp xúc.

4. *Khối xử lý cặn* : bể lắng, công trình làm khô cặn.

Sơ đồ tổng quát dây chuyền công nghệ trình bày ở hình 1-4.

Chỉ trong trường hợp trạm xử lý quy mô lớn và yêu cầu vệ sinh cao thì mới áp dụng sơ đồ xử lý như trên. Đối với trường hợp cho phép giảm mức độ xử lý hoặc đối với những trạm có công suất nhỏ sơ đồ có thể đơn giản hơn. Sau đây là một số ví dụ.



Hình 1-4 : Sơ đồ nguyên tắc dây chuyền công nghệ trạm xử lý hoàn chỉnh

- | | |
|-----------------------------|--------------------------------|
| 1. Song chắn rác ; | 1a. Máy nghiền rác ; |
| 2. Bể lắng cát ; | 2a. Sân phơi cát ; |
| 3. Bể lắng đợt I ; | 4. Công trình xử lý sinh học ; |
| 5. Bể lắng lần II ; | 6. Máng trộn ; |
| 7. Bể tiếp xúc ; | 8. Công trình xử lý cặn ; |
| 9. Công trình làm khô cặn ; | |
- đường nước ; ----> đường cặn ;
 --- đường phân chia khối ;
- | | |
|------------------------|---------------------------|
| I- Khối xử lý cơ học ; | II- Khối xử lý sinh học ; |
| III- Khối khử trùng ; | IV- Khối xử lý cặn. |

a. Khi cần xử lý cơ học, chủ yếu tách ra khỏi nước thải các cặn bẩn ở dạng không hòa tan thì sẽ không có khối II.

b. Khi công suất trạm dưới $5000 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$, song chấn rác của trạm bơm chính thiết kế với khe hở 16 mm, thì trên trạm xử lý có thể không xây dựng song chấn rác.

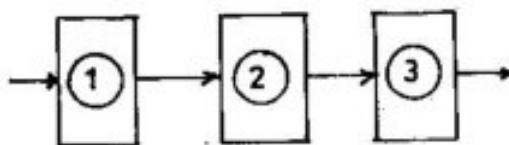
c. Khi công suất trạm $\leq 100 \text{ m}^3/\text{ng.đêm}$, không cần xây dựng bể lắng cát (2). Ở ta hiện nay với những trạm công suất đến $500 \text{ m}^3/\text{ngđêm}$ cũng không cần xây dựng bể lắng cát vì có nhiều khó khăn trong quản lý.

d. Khi bể lắng lần I là bể lắng hai vỏ hay bể tự hoại thì công trình (3) và (8) kết hợp làm một.

e. Khi xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên thì không có bể lắng đợt II.

g. Khi công suất của trạm xử lý nhỏ dưới $500 \text{ m}^3/\text{ngđêm}$ và đặt gần các công trình dân dụng thì không nên xây dựng sân phơi bùn (9). Khi đó dùng ô tô hút bùn và vận chuyển đi xa.

h. Trong những năm gần đây, với những trạm xử lý công suất dưới $700 \text{ m}^3/\text{ngđêm}$ người ta xây dựng công trình xử lý kiểu aeroten kéo dài thời gian làm thoáng hay mương ôxy hóa thì sơ đồ công nghệ lại càng đơn giản hơn (Hình 1-5).



Hình 1-5 : Sơ đồ công nghệ áp dụng công trình ôxy hóa tuần hoàn

1. Công trình ôxy hóa tuần hoàn ;
2. Bể lắng đợt II ; 3. Khử trùng

Trong trường hợp, nếu điều kiện vệ sinh cho phép giảm mức độ xử lý, thì có thể không cần xây dựng bể lắng đợt II.

Ngoài ra, cũng cần kể đến những trường hợp riêng khi lưu lượng nước thải ít (dưới $100 \text{ m}^3/\text{ngđêm}$), nếu điều kiện vệ sinh cho phép áp dụng bể tự hoại, thì bể tự hoại có thể là công trình duy nhất trong dây chuyền công nghệ.

Nói chung, là phải dựa trên cơ sở tính toán mức độ cần thiết xử lý nước thải có đề cập tới điều kiện địa phương và yếu tố kinh tế kỹ thuật mà quyết định phương pháp xử lý. Trong thiết kế đồ án có thể tham khảo bảng 1-4.

Bảng 1.4

Phương pháp xử lý	Mức độ xử lý theo C, (mg/l)	Mức độ xử lý theo BOD, (mg/l)
- Phương pháp xử lý cơ học	Đến 80	-
- Phương pháp xử lý sinh học từng phần	25-80	25-80
- Phương pháp xử lý sinh học hoàn toàn	15-25	15-25
- Phương pháp xử lý sinh học triệt để (xử lý thêm trên hồ sinh học, bể lọc cát ...)	< 15	<15

Lựa chọn thành phần công trình đơn vị cần tính đến công suất của trạm, điều kiện đất đai, khí hậu, mực nước ngầm v.v...

Nếu đòi hỏi mức độ xử lý cao có thể còn cần phải xét đến khối xử lý thêm trên hồ sinh học, bể lọc cát v.v...

Bảng 1-5

VÍ DỤ LỰA CHỌN CÔNG TRÌNH ĐƠN VỊ TRONG DÂY CHUYỂN XỬ LÝ NƯỚC THẢI.

Tên gọi công trình	Công suất của trạm xử lý, m ³ /ng						
	Đến 50	Đến 300	Đến 5000	Đến 10000	Đến 30000	Đến 50000	Lớn hơn 50000
1	2	3	4	5	6	7	8
Phương pháp xử lý cơ học							
- Song chắn rác	+	+	+	+	+	+	+
- Bể lắng cát :							
+ đứng	-	-	-	-	-	+	+
+ ngang	-	-	+	+	+	+	+
+ nước chảy vòng	-	-	+	+	+	+	+
- Bể lắng :							
+ hai vỏ,	+	+	+	-	-	-	-
+ đứng	-	+	+	+	+	-	-
+ ngang	-	-	-	+	+	+	+
+ Radian	-	-	-	+	+	+	+
- Bể Metanten	-	-	-	+	+	+	+
- Sân phơi bùn	+	+	+	+	+	+	+
- Bể lọc chân không	-	-	-	-	-	+	+
- Bể lọc ly tâm	-	-	-	+	+	+	+
- Trạm khử trùng	+	+	+	+	+	+	+

1	2	3	4	5	6	7	8
Phương pháp xử lý sinh học							
- Bãi lọc ngầm	+	-	-	-	-	-	-
- Cánh đồng tưới	+	+	+	+	-	-	-
- Bãi lọc	+	+	+	+	-	-	-
- Bể Biôphân cao tải	-	-	+	+	+	+	-
- Bể Biôphân thường	+	+	+	+	-	-	-
- Hồ sinh học	+	+	+	-	-	-	-
- Bể Aeroten	+	+	+	+	+	+	+
- Bể nén bùn	-	-	-	+	+	+	+
<p><i>Chú thích :</i></p> <p>+ Kiến nghị sử dụng, - Kiến nghị không sử dụng.</p>							

Chương II

CÔNG TRÌNH XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP CƠ HỌC

2.1. SONG CHẮN RÁC

Để chắn giữ những rác bẩn thô (giấy, rau củ, rác ...) người ta dùng song chắn rác.

Song chắn rác là công trình xử lý sơ bộ để chuẩn bị điều kiện cho việc xử lý nước thải sau đó. Trường hợp ở trạm bơm chính đã đặt song chắn rác với kích thước 16 mm thì không nhất thiết phải đặt nó ở trên trạm xử lý nữa (đối với trạm công suất nhỏ).

Song chắn rác gồm các thanh đan sắp xếp cạnh nhau ở trên mương dẫn nước. Khoảng cách giữa các thanh đan gọi là khe hở (mắt lưới). Song chắn rác có thể phân thành các nhóm như sau :

1. Theo khe hở song chắn phân biệt loại thô (30 - 200 mm) và loại trung bình (5 - 25 mm). Đối với nước sinh hoạt, khe hở song chắn nhỏ hơn 16 mm thực tế ít được sử dụng.

2. Theo đặc điểm cấu tạo phân biệt loại cố định và loại di động.

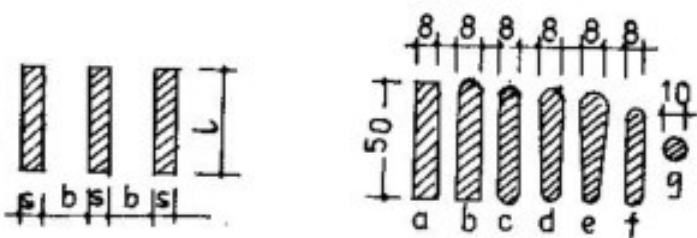
3. Theo phương pháp lấy rác khỏi song chắn phân biệt loại thủ công và cơ giới.

Song chắn rác thường đặt nghiêng so với mặt nằm ngang một góc $45^\circ - 90^\circ$ (60°) để tiện lợi khi cạo rửa (Hình 2-2), theo mặt bằng cũng có thể đặt vuông góc hoặc tạo thành góc α so với hướng nước chảy.

Thanh đan song chắn có thể dùng loại tiết diện tròn $d = 8 - 10$ mm, chữ nhật $S_{xb} = 10 \times 40$ và 8×60 mm, bầu dục ..., hình 2-1. Tiết diện hình tròn ít được sử dụng vì rác dễ dính chặt vào thanh đan gây khó khăn cho công tác cào rác. Được sử dụng nhiều là các tiết diện hình chữ nhật, tuy nhiên loại này tổn thất thủy lực lớn.

Song chắn rác loại di động (không cố định) vì do thiết bị và quản lý phức tạp nên ít sử dụng. Sử dụng nhiều hơn là loại song chắn rác cố định, lấy rác nhờ các cào sắt gắn liền với hệ xích quay, làm việc 1-2 lần trong ngày. Rác chuyển tới máy nghiêng (nếu lượng rác $W > 0,1 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$) và sau khi nghiêng nhỏ dẫn đổ vào mương trước song chắn rác hay vào hệ thống dẫn bùn lên bể Metanten.

Cào rác có thể đặt trước hoặc sau song chắn. Đặt trước thường gây hiện tượng nén ép giữa các thanh đan, do đó rác dễ đứt và bứt ra khỏi các thanh đan cuốn theo dòng nước. Nếu trong



Hình 2-1 : Tiết diện các thanh song chắn rác

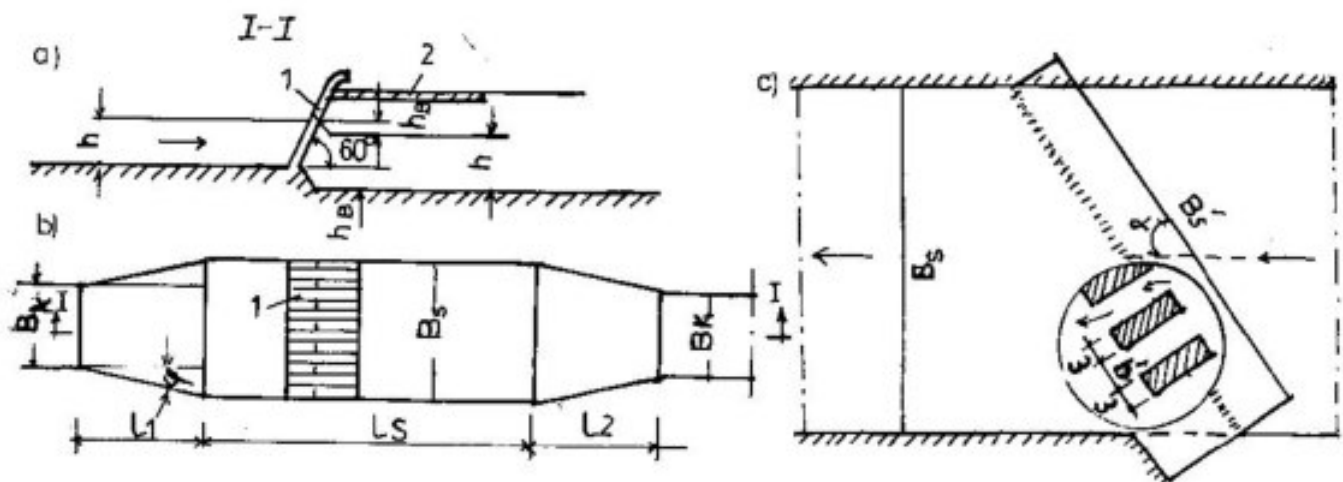
nước thải số lượng rác nhiều thì còn gây hiện tượng va thủy lực làm xô dịch hoặc sai lệch thiết bị cào rác, kẹt răng xích v.v... Hầu như những nhược điểm đó không có ở song chắn rác với thiết bị cào rác đặt ở phía sau.

Lượng rác giữ lại ở song chắn rác phụ thuộc vào kích thước khe hở giữa các thanh đan, có thể tham khảo bảng 2-1.

Bảng 2-1

Khe hở song chắn, (mm)	16	20	25	30	40	50	70	90	100	120
Lượng rác giữ lại, (l/người/năm)	$\frac{6}{5}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{3,5}{3}$	$\frac{3}{2,5}$	$\frac{2,5}{1,5}$	2	1,5	1,2	1,1	

Chú thích : - Tử số là lượng rác giữ lại ở song chắn rác cơ giới,
- Mẫu số là lượng rác giữ lại ở song chắn rác thủ công.



Hình 2-2 : Sơ đồ đặt song chắn rác

- a- Theo mặt đứng ;
b,c- Theo mặt bằng

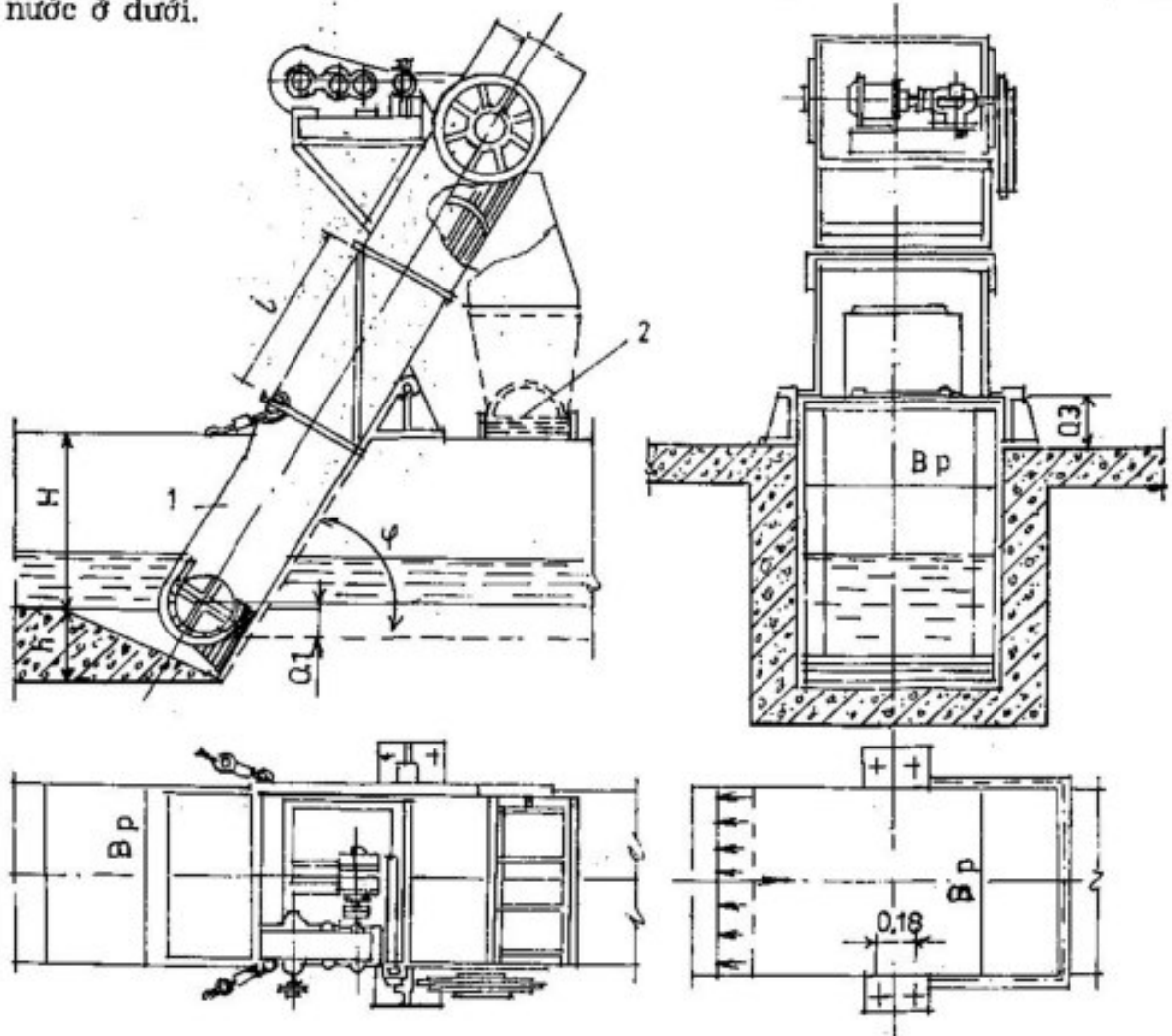
Độ ẩm của rác khoảng 80% ; độ tro bằng 7-8% ; trọng lượng thể tích bằng 750 kg/m^3 ; sau khi nghiền, các hạt có kích thước 1 mm chiếm 54% , 1-8 mm \rightarrow 46% .

Hình 2-3 trình bày sơ đồ đặt song chắn rác bằng cơ giới.

Khi thiết kế song chắn rác cần lưu ý :

1. Tốc độ qua song chắn lấy bằng $0,7 \div 1,0 \text{ m/s}$ (với lưu lượng tối đa). Nếu mở rộng trước song chắn mở rộng, tốc độ nước chảy qua cũng không được nhỏ hơn $0,4 \text{ m/s}$.

2. Song chắn rác thủ công chỉ sử dụng khi lượng rác giữ lại $W \leq 0,1 \text{ m}^3/\text{ngày}$ đêm. Trong trường hợp đó rác chuyển tiếp thành đống lên mảnh đất có hệ thống tiêu nước ở dưới.



Hình 2-3 : Sơ đồ đặt song chắn cơ giới.
 1. Song chắn với cào rác bằng cơ giới ;
 2. Băng chuyển

3. Song chắn rác cơ giới sử dụng trong trường hợp lượng rác $W > 0,1 \text{ m}^3/\text{ngày}$ đêm, rác chuyển tới máy nghiền bằng băng chuyển (thường đặt tại nhà song chắn rác).

Tính toán song chắn rác bao gồm : Việc xác định kích thước buồng đặt song chắn, song chắn và tổn thất cột nước.

Sơ đồ tính toán song chắn rác trình bày trên hình 2-2.

Góc mở rộng của buồng đặt song chắn rác lấy bằng 20° . Chiều dài đoạn mở rộng tính theo công thức (36) :

$$l_1 = \frac{B_s - B_k}{2 \text{tg} 20^\circ} = 1,73 (B_s - B_k) \quad (36)$$

Chiều dài đoạn thu hẹp sau song chắn :

$$l_2 = 0,5l_1 \quad (37)$$

Trong đó : B_s - chiều rộng tổng cộng của song chắn,

B_k - chiều rộng mương dẫn nước tới và ra khỏi song chắn.

Trong trường hợp song chắn đặt chéo góc γ so với hướng nước chảy (tính trên mặt bằng) hình 2-2b có thể chọn.

$$B_s = 0,83 B'_s$$

Chiều dài buồng đặt song chắn l_s lấy không nhỏ hơn 1,0m, còn diện tích phần sau song chắn không ít hơn $0,8 \text{ m}^2$.

Tổn thất cột nước phụ thuộc không chỉ vào mức độ thu hẹp của diện tích ướt, vào tỷ lệ giữa chiều dày S của thanh đan và chiều rộng khe hở b , hình dạng thanh đan và góc nghiêng đặt song chắn mà còn phụ thuộc vào đặc tính riêng của rác. Người ta xác định tổn thất áp lực theo công thức :

$$h_s = \zeta \frac{V^2}{2g} k \quad (38)$$

Trong đó :

V - tốc độ nước chảy trong mương trước song chắn, m/s (ứng với lưu lượng lớn nhất) ;

ζ - hệ số tổn thất cục bộ tại song chắn rác phụ thuộc vào tiết diện thanh đan, có thể xác định theo công thức (39) :

$$\zeta = \beta \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \sin \alpha \quad (39)$$

α - góc nghiêng đặt song chắn ; β - hệ số lấy theo bảng 2-2

Bảng 2-2

Hình dạng thanh đan (dựa theo hình 2.1)	a	b	c	d	e	f	g
β	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,97

Để khắc phục khả năng tạo thành hiện tượng đùn nước trước và hiện tượng lắng cặn sau song chắn thì phần buồng và kênh dẫn nước làm thấp xuống một độ sâu bằng tổn thất cột nước đã tính.

Số lượng khe hở song chắn tính như sau :

$$n' = \frac{q}{V_s h_1 b} \quad (40)$$

Trong đó :

- q- lưu lượng tối đa của nước thải, m³/s ;
- V_s- tốc độ nước chảy qua song chắn, m/s
- h₁- độ sâu nước ở chân song chắn, m.

Nếu tính đến hiện tượng thu hẹp dòng chảy qua song chắn thì số lượng khe hở sẽ là :

$$n = \frac{q}{V_s h_1 b} \cdot k \quad (41)$$

(k = 1,05- hệ số tính đến hiện tượng thu hẹp dòng chảy).

Chiều rộng thiết kế song chắn bằng :

$$B_s = S (n-1) + bn \quad (42)$$

(n-1- số lượng thanh đan song chắn)

Lượng rác giữ lại xác định theo công thức :

$$W = \frac{a \cdot N}{365 \cdot 1000}, \quad \text{m}^3/\text{ngày đêm}. \quad (43)$$

Trong đó :

a- lượng rác tính trên đầu người trong năm, l/người/năm, lấy theo bảng 2.1.

N- số người tính toán sử dụng hệ thống, người.

Trong những năm gần đây ở nước ngoài (Nga, Anh, Mỹ, Thủy Điển ...) sử dụng rộng rãi loại song chắn rác kết hợp. Loại này làm nhiệm vụ vừa chắn giữ, vừa nghiền rác ngay trên mương dẫn, đảm bảo tốt về mặt vệ sinh và không phải kiểm tra theo dõi thường xuyên, đảm bảo làm việc tốt trong mọi điều kiện khí hậu, công suất động cơ nhỏ và có thể tự động hóa.

Trong 30-40 năm trở lại đây, ở một số nước Tây Âu người ta xây dựng một loại lưới sàng ở trên một số trạm xử lý. Nước thải sau khi qua lưới sàng có thể xả vào các hồ chứa lớn. Cũng có trường hợp người ta đặt song chắn rác kích thước mắt lưới đến 30mm ở trước lưới sàng.

Lưới sàng là tấm thép mỏng có đục lỗ hay tấm dây thép đan bện với khe hở không lớn hơn 5mm. Lưới sàng phân biệt thành loại phẳng và loại trụ. Theo phương pháp làm sạch lưới phân biệt thành loại khô và loại ướt. Loại khô làm sạch bằng

bàn chải sắt, loại ước bằng thủy lực. Lưới sàng thường sử dụng để xử lý sơ bộ nước thải công nghiệp trước khi xả vào mạng lưới thoát nước đô thị.

2.2. BỂ LẮNG CÁT

Bể lắng cát thường dùng để chắn giữ những hạt cặn lớn có chứa trong nước thải mà cái chính là cát. Trên trạm xử lý nước thải việc cát lắng lại trong các bể lắng gây khó khăn cho công tác lấy cặn. Ngoài ra trong cặn có cát thì có thể làm cho các ống dẫn bùn của các bể lắng không hoạt động được, máy bơm chóng hỏng. Đối với bể Metanten và bể lắng hai vỏ thì cát là một chất thừa. Do đó xây dựng các bể lắng cát trên các trạm xử lý khi lượng nước thải $> 100 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$ là cần thiết.

Trong bể lắng cát thường giữ các hạt có độ lớn thủy lực (xem cụ thể hơn ở phần 2.3) $U \geq 24,2 \text{ mm/s}$, chiếm gần 60% tổng số.

Theo đặc tính chuyển động của nước, bể lắng cát phân biệt thành : bể lắng cát ngang nước chảy thẳng, chảy vòng ; bể lắng cát đứng nước dâng từ dưới lên ; bể lắng cát nước chảy xoắn ốc (tiếp tuyến và thoáng gió).

Bể lắng cát ngang nước chảy thẳng thường có hố thu cát đặt ở đầu bể. Cát được cào về hố thu bằng cào sắt và lấy ra bằng bơm phun tia, máy bơm cát hoặc bằng các phương tiện guồng, gàu xúc ... Lấy cát ra khỏi bể lắng có thể bằng thủ công (nếu lượng cát $W < 0,5 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$) và bằng cơ giới (nếu lượng cát $W \geq 0,5 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$).

Các hạt cát và những hạt nhỏ không hòa tan trong nước thải khi đi qua bể lắng cát sẽ rơi xuống đáy dưới tác dụng của lực hấp dẫn bằng tốc độ tương ứng với độ lớn và trọng lượng riêng của nó.

Tốc độ chuyển động của dòng chảy càng lớn thì tốc độ rơi của các hạt cát càng lớn, đồng thời tốc độ rơi thành phần đứng càng mạnh và các hạt nhỏ cuốn theo dòng chảy càng nhiều. Ngược lại, tốc độ dòng chảy càng bé thì các cặn nhỏ rơi xuống đáy tạo thành cặn lắng càng nhiều. Như vậy bể lắng cát làm việc có hiệu suất với khoảng giới hạn tốc độ dòng chảy nhất định. Đối với bể lắng cát ngang $V_{\max} = 0,3 \text{ m/s}$ (với lưu lượng tối đa) $V_{\min} = 0,15 \text{ m/s}$ (với lưu lượng tối thiểu) và thời gian nước lưu lại từ 30 đến 60 giây.

Khi tốc độ dòng chảy giảm dần tới giới hạn $0,15 \text{ m/s}$ thì những liên kết hữu cơ bắt đầu rơi lắng. Để tránh hiện tượng đó cần làm ổn định dòng chảy.

Tốc độ $0,3 \text{ m/s}$ là tốc độ trung bình tính cho toàn bộ tiết diện ước. Thực tế thì ở một số vùng tốc độ tăng lên gây hiện tượng cuốn cát theo, ở một số vùng khác tốc độ lại giảm xuống gây hiện tượng trầm tích cặn. Do đó cần có biện pháp làm điều hòa dòng chảy ở trong bể (hoàn thiện thiết bị phân phối và thu nước ở đầu và cuối bể).

Nhưng ngay cả khi đảm bảo tốc độ giới hạn thì cặn lắng ở trong bể lắng cát với mức độ nào đó vẫn còn chứa các liên kết hữu cơ, vì chất hữu cơ thường dính chặt với các hạt cát và khi cát rơi xuống thì chúng cũng bị cuốn theo ...

Bể lắng cát đứng ít được sử dụng vì khối lượng xây dựng lớn.

Bể lắng cát tiếp tuyến có mặt bằng hình tròn. Máng dẫn nước vào làm tiếp tuyến với bể. Ở trong bể các hạt cát chịu ảnh hưởng của hai lực : trọng lượng bản thân và lực ly tâm. Do vậy mà khả năng tách cát khỏi nước thải được tốt hơn.

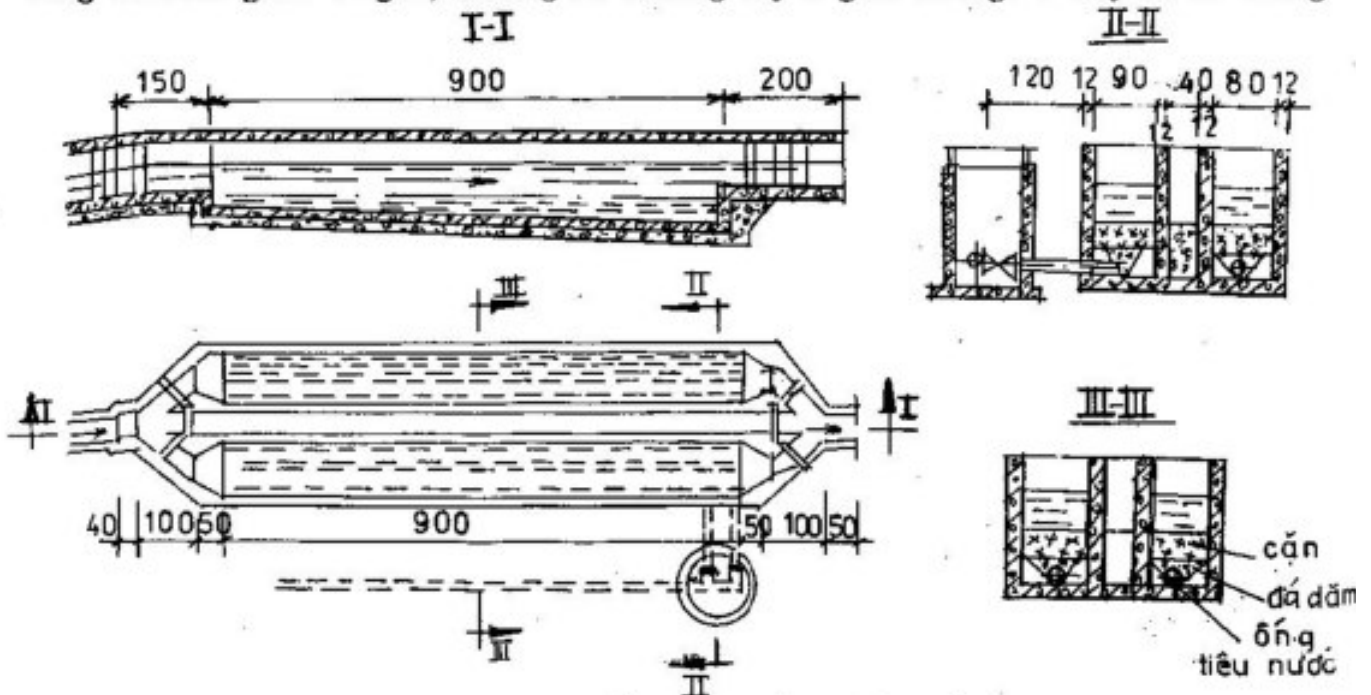
Bể lắng cát làm thoáng là bước phát triển của bể lắng cát tiếp tuyến. Nó được xây dựng với hình thù bể chưa kéo dài. Nhờ thổi không khí mà dòng chảy nước thải trong bể vừa quay lại vừa tịnh tiến tạo nên chuyển động xoắn ốc. Hiệu suất xử lý của loại bể này rất cao.

Lượng cát giữ lại ở bể lắng cát phụ thuộc vào nhiều yếu tố : loại hệ thống thoát nước, tổng chiều dài mạng lưới, điều kiện sử dụng, tốc độ nước chảy, thành phần và tính chất của nước thải ... Đối với bể lắng cát ngang và tiếp tuyến lấy bằng 0,02 l/người/ng.đêm ; độ ẩm trung bình 60% , khối lượng riêng 1,5 T/m³ (đối với hệ thống thoát nước riêng rẽ).

Đối với hệ thống thoát nước chung thì số lượng lấy lớn hơn 2 lần, thời gian nước lưu lại bằng 1 phút.

2.2.1. Bể lắng cát ngang

Hình 2-4 trình bày cấu tạo bể lắng cát ngang có hệ thống tiêu nước ở đáy. Bể lắng cát bao gồm 2 ngăn, mương xả thường xây ở giữa chúng. Ở đáy bể có máng



Hình 2-4 : Bể lắng cát ngang nước chảy thẳng có hệ thống tiêu nước ở đáy.

tròn của bể. Ở đáy máng làm khe hở rộng 0,1 - 0,15m để cát chui xuống phần chứa. Phần chứa có dạng nón cụt. Lấy cát bằng máy bơm phun tia.

Nguyên tắc làm việc của loại bể lắng này tương tự như bể lắng cát ngang nước chảy thẳng. Chiều dài đường đi của nước lấy bằng đường đi qua điểm giữa của máng lắng cát.

Bể lắng cát ngang nước chảy vòng có ưu điểm là chiếm ít diện tích xây dựng. Kích thước có thể tham khảo bảng 2-3.

Bảng 2-3

Số lượng nước, l/s	Số nhóm	Số ngăn	Kích thước, m		
			Chiều dài, l,m	Chiều rộng, B,m	Chiều sâu, H,m
600	2	2	9	1	0,5
360	2	2	9	1,25	0,5
960	2	2	12	1	0,8
1200	2	2	12	1,25	0,8

Tính toán bể lắng cát ngang có thể tiến hành như sau :

Chiều dài phần lắng xác định theo công thức :

$$l = k \frac{1000H_p V}{U_o}, \quad m \quad (44)$$

Trong đó :

V- tốc độ chuyển động ngang của nước ở trong bể lắng cát, m/s ;

H_p - chiều sâu phần lắng, m ;

U_o - độ lớn thủy lực của hạt cặn (bảng 2-4) ;

k- hệ số thực nghiệm, có tính đến chế độ chuyển động và tốc độ rơi của cát trong bể lắng, khi $U_o = 18$ mm/s, lấy $k = 1,7$ và khi $U_o = 24$ mm/s thì $k = 1,3$

Bảng 2-4

Đường kính hạt cát, mm	0,12	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
Độ lớn thủy lực U_o khi nhiệt độ 15°C, mm/s	7,37	11,5	18,7	24,2	28,3	34,5

Diện tích tiết diện ướt của phần lắng :

$$\omega = \frac{Q}{V_n}, \quad \text{m}^2 \quad (45)$$

Trong đó :

Q- lưu lượng tối đa của nước thải, m³/s ;

n- số lượng bể lắng ;

V- tốc độ nước chảy qua bể, m/s.

Chiều rộng tổng cộng của bể :

$$B = \frac{Q}{VH_p}, \quad \text{m} \quad (46)$$

Chiều rộng của mỗi bể :

$$b = \frac{B}{n}, \quad \text{m} \quad (47)$$

Thể tích ngăn chứa cát :

$$W_c = \frac{a \cdot T \cdot N}{1000}, \quad \text{m}^3 \quad (48)$$

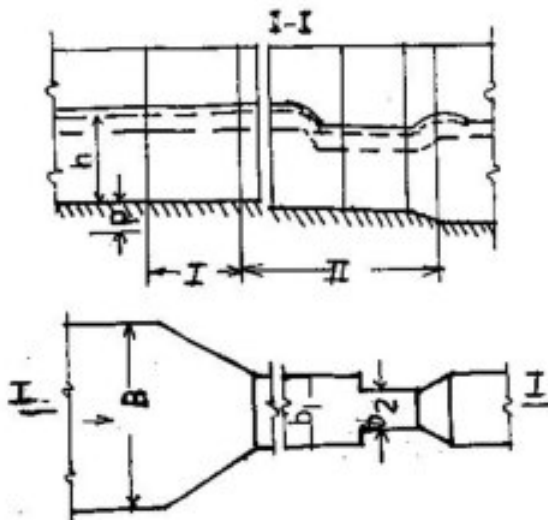
Trong đó :

T- thời gian giữa 2 lần lấy cát, ngày ;

N- số người sử dụng hệ thống ;

a- tiêu chuẩn giữ cát tính trên đầu người/ngày đêm.

Để ổn định tốc độ dòng chảy trong bể lắng cát khi lưu lượng nước thải thay đổi, người ta xây dựng đập tràn thành mỏng tại cửa ra của bể (Hình 2-6) với dạng máng đo lưu lượng. Kích thước đập tràn xác định theo công thức sau :



Hình 2-6 : Sơ đồ bể lắng cát ngang và máng đo lưu lượng

I. Bể lắng cát ;
II. Máng đo lưu lượng

$$P = \frac{H_{\max} - k^{2/3} H_{\min}}{k^{2/3} - 1}, \quad (49)$$

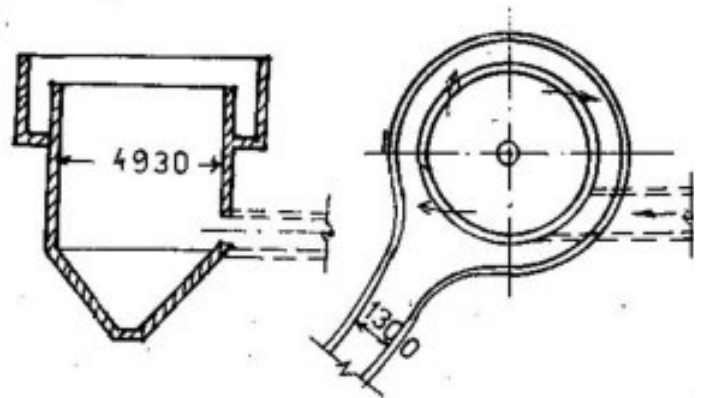
$$b_2 = \frac{q_{\max}}{m \sqrt{2g} (p + H_{\max})^{3/2}}, \quad (50)$$

P- độ chênh giữa đáy của bể lắng cát và đáy đập tràn ; H_{\max} , H_{\min} - chiều sâu dòng chảy trong bể lắng cát ứng với lưu lượng Q_{\max} và q_{\min} với $V = 0,3 \text{ m/s}$; $k = \frac{Q_{\max}}{q_{\min}}$; b_2 - chiều rộng đập tràn ; m- hệ số lưu lượng, $m = 0,35$).

2.2.2. Bể lắng cát đứng

Trong hiện tại bể lắng cát đứng xây dựng theo nguyên tắc nước chảy từ dưới lên trên dọc theo thân bể (Hình 2-7).

Nước thải dẫn theo ống tiếp tuyến với phần dưới hình trụ vào bể. Chế độ dòng chảy ở đây khá phức tạp. Nước vừa chuyển động vòng, vừa xoắn theo trục, vừa tịnh tiến đi lên. Trong khi đó các hạt cát dồn về trung tâm rơi xuống đáy và trong quá trình cát được rửa sạch từng phần khỏi những chất hữu cơ.



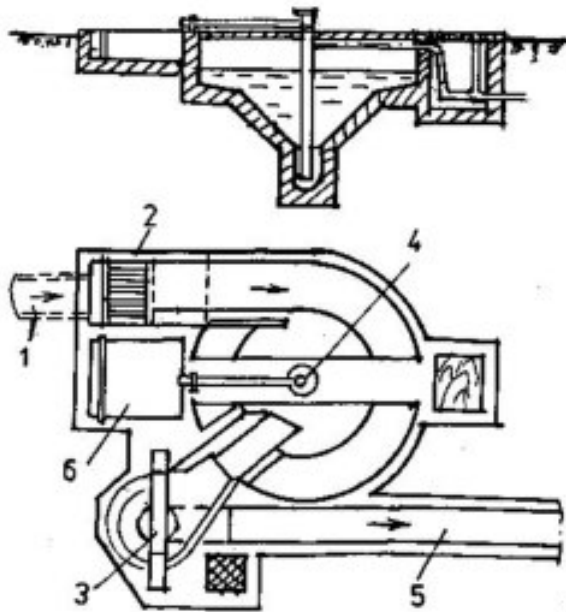
Hình 2-7 : Bể lắng cát đứng.

Tính toán bể lắng cát đứng thường dựa theo tải trọng phân bố lên bề mặt bể. Thường tải trọng đó lấy khoảng $110 \div 130 \text{ m}^3/\text{m}^2$. Tốc độ nước chảy trong máng thu (đặt chung quanh bể) là $0,4 \text{ m/s}$. Chiều cao phần hình trụ của bể được xác định với thời gian nước lưu $t = 2 \div 3,5$ phút. Tốc độ nước dâng lên $3 \div 3,7 \text{ m/s}$.

2.2.3. Bể lắng cát tiếp tuyến

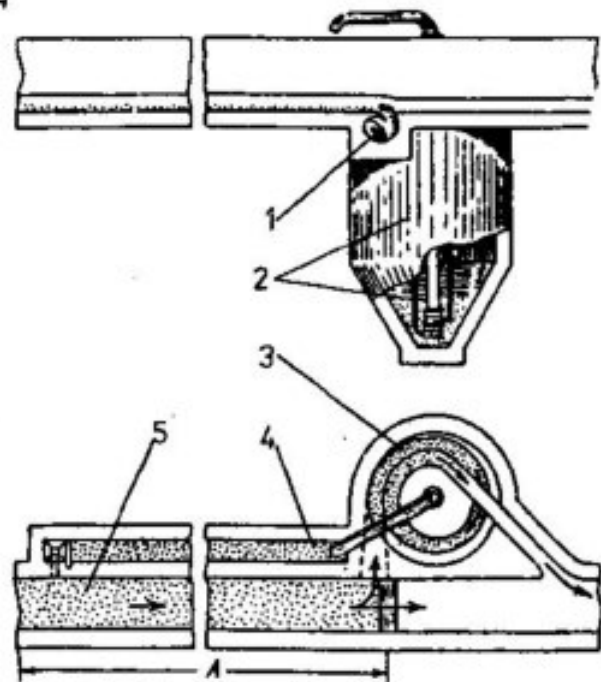
Đặc điểm của loại bể lắng cát này là : chiều sâu công tác nhỏ, tải trọng nước trên bề mặt cao. Hình 2-8 và hình 2-9 là sơ đồ bể lắng cát kiểu này được dùng ở Tiệp Khắc cũ.

Trước bể thường đặt song chắn rác thô thủ công, tiếp sau là song chắn kết hợp với máy nghiền rác. Tải trọng nước lên bề mặt là $100 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, tốc độ nước chảy trong máng chính $0,8-0,6 \text{ m/s}$. Lượng cát giữ lại đạt tới 90% (chủ yếu là các hạt cát có kích thước $0,4 \text{ mm}$).



Hình 2-8 : Bể lắng cát xây dựng ở
Tiếp Khúc

1. Dẫn nước vào ;
2. Song chắn thô ;
3. Song chắn kết hợp ;
4. Bơm khí nén ;
5. Xả nước ;
6. Hồ tập trung cát.



Hình 2-9 : Bể lắng cát Stelgel.

1. Máng ngang có khe hở ;
2. Hồ thu cát với bơm khí nén ;
3. Máng dẫn nước ra ;
4. Máng rửa cát ;
5. Dẫn nước vào.

Lấy cát ra khỏi bể bằng thiết bị bơm khí nén. Cát mịn trong bể xối tưới bằng không khí nén.

Về cấu tạo nên chọn chiều sâu của bể không quá nửa đường kính của nó ($h \leq D/2$).

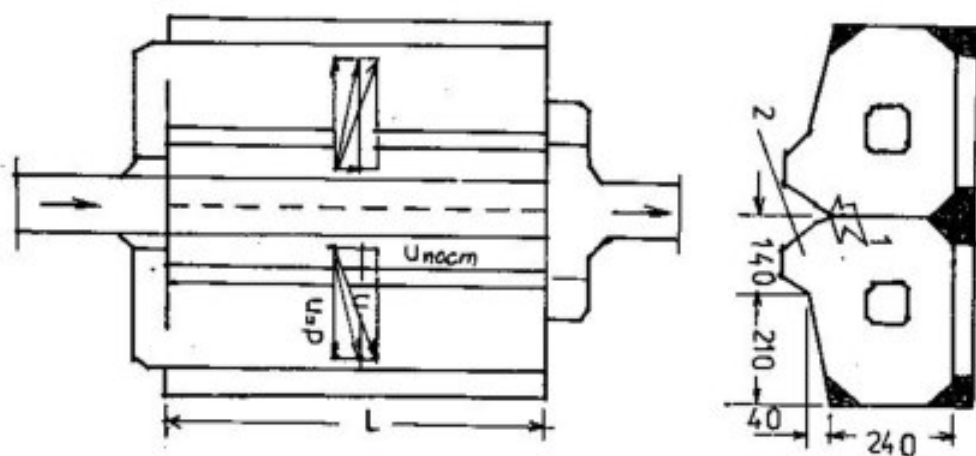
2.2.4. Bể lắng cát làm thoáng

Trong bể lắng cát ngang và đứng rất khó đạt được hiệu quả xử lý cao, nhất là lượng chất hữu cơ lẫn trong cát còn nhiều. Nhược điểm này có thể khắc phục được ở trong bể lắng cát làm thoáng.

Đó là công trình có hình thù bể chứa kéo dài (Hình 2-10). Hệ thống làm thoáng đặt dọc theo một tường suốt cả chiều dài bể và cao hơn đáy một khoảng 20-80cm. Ở đáy làm máng thu cát với $i = 0,1 \div 0,5$.

Việc làm thoáng tạo nên dòng nước chuyển động quay với tốc độ tăng dần từ 0 ở trung tâm đến giá trị lớn nhất ở chu vi bể (xác định theo mặt cắt ngang).

Theo số liệu nước ngoài, tiết diện đa giác (chiều cao và chiều rộng bằng nhau) có chế độ làm việc và sự phân bố tốc độ chuyển động xoắn ốc tốt nhất.



Hình 2-10 : Sơ đồ bể lắng cát làm thoáng.

1. Hệ thống làm thoáng ;
2. Máng thu cát

Chuyển động quay và chuyển động tịnh tiến tạo thành chuyển động xoắn ốc. Tốc độ thực của chuyển động là do tác động tương hỗ giữa 2 chuyển động đó tạo nên.

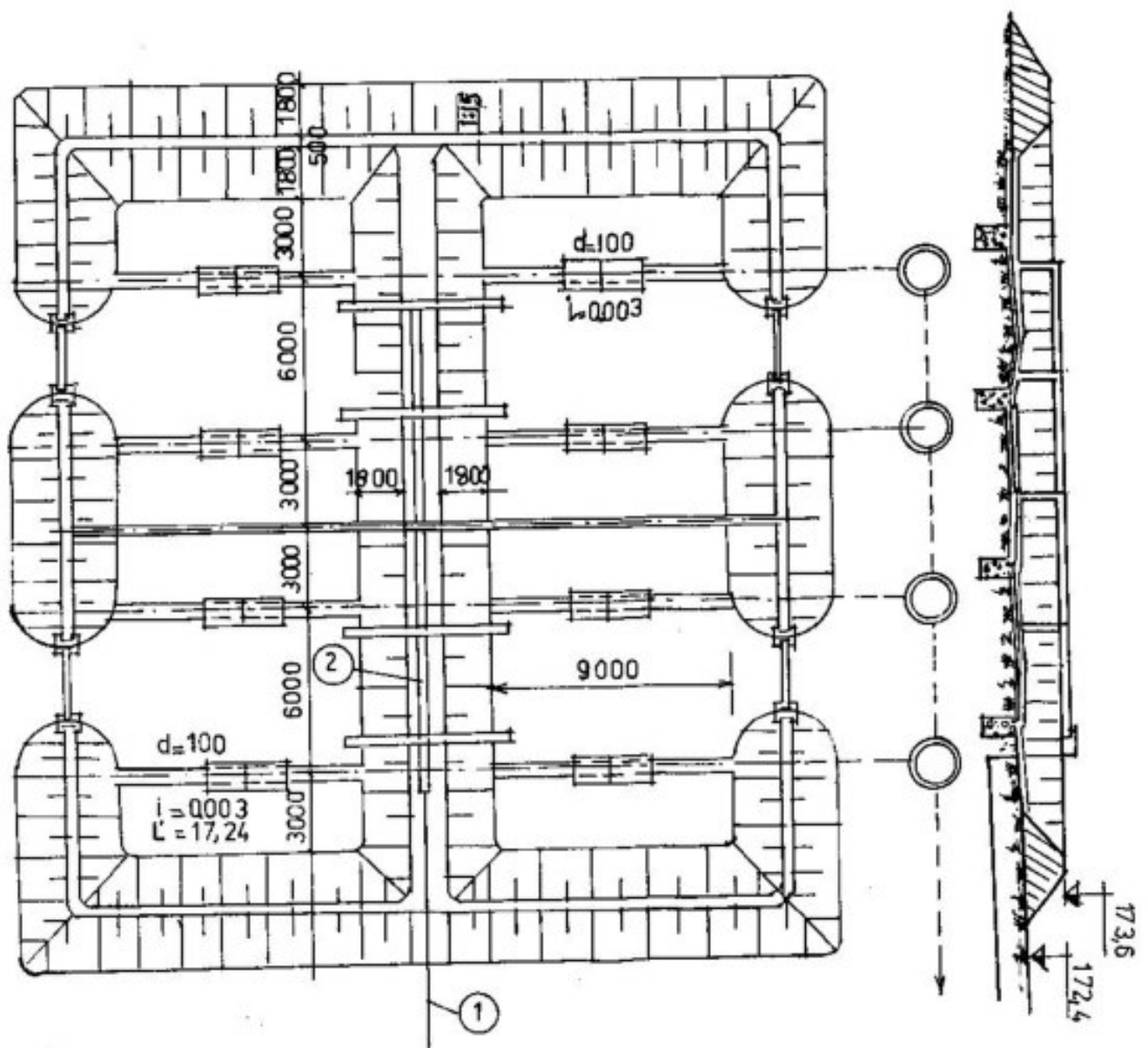
Tính toán bể lắng cát tiến hành với điều kiện : Tốc độ chuyển động quay 0,25-0,3 m/s ; tốc độ tịnh tiến 0,01-0,1 m/s ; thời gian nước lưu 1,2-3 phút. Để đảm bảo những yêu cầu trên cần cung cấp một lượng không khí bằng 2-3 m³/m².h theo mặt thoáng của bể.

2.2.5. Sân phơi cát

Cát lấy ra khỏi bể lắng còn chứa nhiều nước, nên cần phải phơi khô chúng trước khi dùng vào những mục đích khác. Người ta dùng thùng chứa, hố chứa hay sân phơi để thực hiện mục đích đó.

Trên những trạm xử lý công suất đến 80 000m³/ngày đêm, thường người ta dùng thùng chứa cát với thời gian chứa 10-15 ngày. Đối với những trạm công suất lớn hơn - sân phơi cát. Tuy nhiên sân phơi cát có thể dùng trong mọi trường hợp.

Sân phơi cát là khoảng đất được giới hạn bởi các bờ chắn, cao 1-2m (Hình 2-11). Kích thước sân phơi xác định từ điều kiện lớp cát chất cao 3-5 m/năm. Cát đã sấy khô thường xuyên chuyển đi nơi khác.



Hình 2-11 : Sân phơi cát

1. Ống dẫn cát $d = 200$ mm từ bể lắng cát ;
2. Máng phân phối, 200×200 , $i = 0,01$;
3. Ống dẫn $d = 200$ mm dùng để tiêu nước.

Nước tiêu từ sân phơi (hay hố chứa) cho thấm qua lớp đất phía dưới hoặc gom lại rồi bơm đổ về trước bể lắng cát hay về công trình xử lý khác :

Diện tích hữu ích của sân phơi cát xác định theo công thức sau :

$$F = \frac{aN_{tt}365}{1000h} , m^2 \quad (51)$$

Trong đó :

a- Lượng cát tính theo đầu người, chọn $a = 0,02$ l/người ng.đêm ;

Ntt- dân số tính toán ;

h- chiều cao lớp cát, m/năm.

Khi đất thấm tốt (cát, ácsét) thì xây dựng sân phơi cát trên nền tự nhiên. Nếu là đất thấm nước kém hoặc không thấm nước (ásét, sét) thì phải xây dựng nền nhân tạo. Khi đó phải đặt hệ thống ống ngầm có lỗ để thu nước thấm hoặc hệ thống mương rãnh và phai xả nước theo mức độ yêu cầu.

2.3. BỂ LẮNG

2.3.1. Động học lắng nước thải

Mỗi hạt tạp chất không hòa tan có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng của nước, khi lắng sẽ chịu tác dụng của 2 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 2 lực đó sẽ quyết định giá trị tốc độ lắng của hạt.

Trọng lượng P của hạt phụ thuộc vào khối lượng, kích thước bản thân và tỷ trọng. Lực cản P₁ phụ thuộc vào kích thước, hình dạng, tốc độ của hạt và độ nhớt của nước.

Tốc độ lắng của mỗi hạt riêng biệt có thể coi là đều trong suốt thời gian lắng, bởi vì gia tốc rơi tự do cân bằng với lực cản của môi trường. Khi đó tốc độ lắng của các hạt riêng biệt trong nước ở trạng thái tĩnh có thể xác định từ điều kiện cân bằng của các lực tác dụng đối với hạt.

$$P_1 = P$$

Và sau khi biểu thị thể tích hạt qua đường kính ta được công thức :

$$U_0 = \frac{1}{18\mu} \cdot (\rho - \rho_1) g d^2 \quad (52)$$

Trong đó :

μ - hệ số nhớt của nước ;

ρ - tỷ trọng của hạt ;

ρ_1 - tỷ trọng của nước ;

d- đường kính của hạt

Đối với các hạt hình cầu lớn ($d > 0,1\text{mm}$) lực cản tỷ lệ với bình phương tốc độ lắng. Song hình dạng các hạt trong nước ở trạng thái lơ lửng rất đa dạng và 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 cùng tốc độ lắng và tỷ trọng ở nhiệt độ $t = 15^{\circ}\text{C}$.

Bán kính tương đương của hạt thay đổi theo vị trí khi lắng, đặc biệt là các hạt không phải là hình cầu.

• Ở trong nước thải, hỗn hợp không hòa tan gồm tổ hợp nhiều phần nhỏ khác nhau về số lượng, hình dáng và trọng lượng riêng. Trong quá trình lắng các phần nhỏ sẽ liên kết với nhau làm thay đổi hình dáng, kích thước và trọng lượng riêng của chúng. Quy luật lắng của tập hợp các hạt dạng bông khác nhau hoàn toàn khác đối với các hạt hình cầu riêng lẻ và đồng nhất. Ngoài ra, quá trình lắng được thực hiện không phải trong điều kiện tĩnh mà nước luôn luôn chuyển động.

Như vậy tốc độ lắng thực tế của các hạt cặn bé hơn tốc độ U_0 (xác định trong phòng thí nghiệm) và bằng $U_0 - W$ (W - tốc độ thành phần đứng rớt, phụ thuộc vào chiều sâu bể lắng và tốc độ nước chảy).

Giáo sư Jukov A.L đưa ra phương trình xác định thành phần đứng rớt trong các bể lắng khi tốc độ tính toán $< 20 \text{ mm/s}$;

$$W = kV^n \quad (53)$$

Trong đó :

$$k = \text{const} ;$$

$$n = f(v)$$

• Cho đến nay, người ta vẫn chưa thể biểu thị tất cả các yếu tố ảnh hưởng phức tạp về hóa lý và thủy lực của quá trình lắng bằng một phương trình toán học. Do đó quá trình lắng động học chỉ có thể xác định bằng thực nghiệm.

• Để đặc trưng cho quá trình lắng thường được biểu thị bằng biểu đồ quan hệ giữa số lượng cặn và tốc độ lắng, giữa hiệu suất và thời gian lắng. (Hình 2-12)

• Từ đồ thị hình (2-12a) thấy rõ sự biến thiên của đường cong tại thời điểm 1,5 - 2 giờ chuyển dần sang đường thẳng song song với trục hoành, nó biểu thị bước hoàn thành của quá trình. Thời điểm này, tất cả những hỗn hợp chất không hòa tan có khả năng lắng đều đã lắng đầy đủ, còn lại các chất lơ lửng có trọng lượng riêng gần bằng với trọng lượng riêng của nước. Những hạt này lắng bằng phương pháp lắng thông thường sẽ không cho hiệu quả vì phải kéo dài thời gian lắng. Nói rằng cặn lắng 100% tức là nói tới số lượng chất không hòa tan chịu lắng trong thời gian 2 giờ. Giới hạn này gần như phù hợp với mọi loại nước thải.

Thời gian lắng cần thiết xác định theo công thức :

$$t = \frac{H}{3,6U_0} \quad (54)$$

Trong đó :

H- chiều sâu công tác của bể lắng, m ;

U_0 - tốc độ lắng, mm/s.

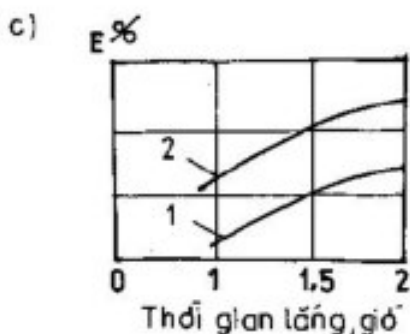
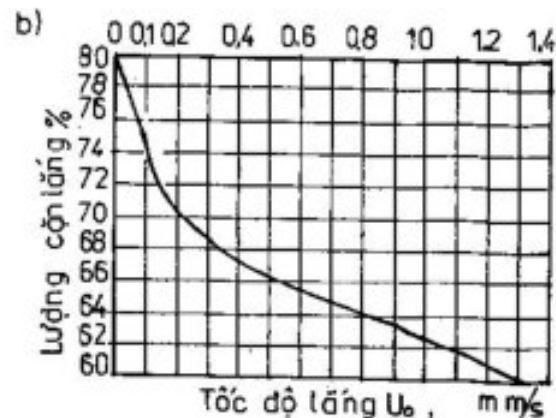
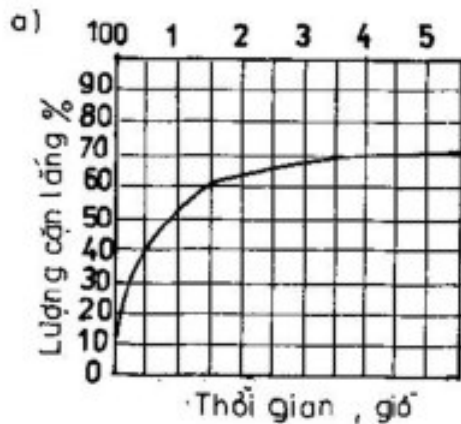
Trong thực tế, thuận tiện nhất là sử dụng các số liệu sẵn có về U_0 . Nhưng xác định tốc độ lắng cho từng hạt nhỏ chất nhiễm bẩn gặp nhiều khó khăn và không có điều kiện thực hiện. Vì vậy người ta thường giới hạn việc xác định tốc độ lắng nhỏ nhất đối với những thành phần nào đó mà thôi.

Tốc độ lắng phụ thuộc vào số lượng và khả năng kết tụ của các hạt cặn. Hàm lượng bẩn càng cao thì tốc độ lắng càng lớn (Hình 2-12b).

Nhưng không phải mọi loại nước thải đều có số liệu cho trước. Trong những trường hợp như vậy ta lấy căn cứ vào các số liệu đối với nước thải có thành phần tương tự.

Số liệu ban đầu để tính toán bể lắng là :

- Lưu lượng và hàm lượng cặn của nước thải C_1 ,
- Hàm lượng cặn cho phép của nước thải sau khi lắng C_2 . C_2 lấy căn cứ vào điều kiện vệ sinh và tính chất công trình trong dây chuyền công nghệ xử lý.
- Điều kiện về chế độ lắng của hạt, U_0 ,
- Hệ số kết tụ n .



Hình 2-12 : Đồ thị biểu thị quá trình lắng động học của nước thải sinh hoạt

- Quan hệ giữa số lượng cặn lắng (%) với thời gian lắng ;
- Quan hệ giữa số lượng cặn lắng với tốc độ lắng ;
- Quan hệ giữa hiệu suất lắng và thời

Hiệu suất lắng xác định theo công thức :

$$E = \frac{C_1 - C_2}{C_1} 100\% \quad (55)$$

Căn cứ vào E% dựa theo đồ thị hình 2-12b ta xác định U_0 .

2.3.2. Phân loại bể lắng

Lắng là phương pháp đơn giản nhất để tách các chất bẩn không hòa tan ra khỏi nước thải.

Tùy theo yêu cầu về mức độ cần thiết xử lý nước thải mà ta có thể dùng bể lắng như một công trình xử lý sơ bộ trước khi đưa tới những công trình xử lý phức tạp hơn. Cũng có thể sử dụng bể lắng như công trình xử lý cuối cùng, nếu điều kiện vệ sinh nơi đó cho phép.

Tùy theo công dụng của bể lắng trong dây chuyền công nghệ mà người ta phân biệt bể lắng đợt I và đợt II. Bể lắng đợt I đặt trước công trình xử lý sinh học.

Bể lắng đợt II đặt sau công trình xử lý sinh học.

Căn cứ theo chế độ làm việc phân biệt bể lắng hoạt động gián đoạn và bể lắng hoạt động liên tục.

Bể lắng hoạt động gián đoạn thực chất là một bể chứa mà ta cứ việc xả nước vào đó và để đứng yên trong khoảng thời gian nhất định. Nước đã được lắng tháo ra và cho lượng nước mới vào. Bể lắng kiểu này áp dụng trong trường hợp lượng nước thải ít và chế độ thải không đồng đều. Ví dụ nước thải từ xí nghiệp giặt là ...

Bể lắng hoạt động liên tục : nước thải cho chảy liên tục qua bể.

Căn cứ theo chiều nước chảy trong bể người ta phân biệt thành bể lắng ngang, bể lắng đứng và bể lắng Radian.

Bể lắng ngang : trong đó nước chảy theo phương ngang từ đầu đến cuối bể.

Bể lắng đứng : nước chảy từ dưới lên theo phương thẳng đứng.

Bể lắng Radian : nước chảy từ trung tâm ra quanh thành bể hoặc có thể ngược lại. Trong trường hợp thứ nhất gọi là bể lắng ly tâm, trong trường hợp thứ hai gọi là bể lắng hướng tâm.

Ngoài ra, còn có loại bể lắng trong đó quá trình lắng nước được lọc qua tầng cặn lơ lửng - gọi là bể lắng trong.

Số lượng cặn tách ra khỏi nước thải trong các bể lắng phụ thuộc vào nồng độ nhiễm bẩn ban đầu, đặc tính riêng của cặn (hình dạng, kích thước, trọng lượng riêng, tốc độ rơi ...) và thời gian nước lưu trong bể.

Ví dụ : lượng chất lơ lửng còn lại trong nước thải đưa lên bể Biôphin và Aeroten không được lớn hơn 150 mg/l (khi đòi hỏi xử lý hoàn toàn). Thời gian lắng trong trường hợp đó lấy không nhỏ hơn 1,5 giờ.

Lượng cặn lắng lại trong bể lắng đợt I (nước thải sinh hoạt) lấy vào khoảng 0,8 l/người/ngày đêm, độ ẩm 93 ÷ 95%.

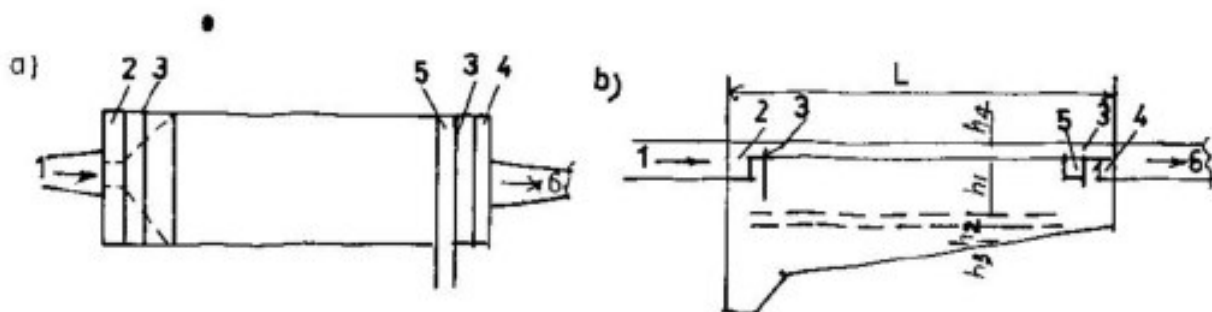
$$W = \frac{0,8N}{1000} , \quad m^3/ng.đêm \quad (56)$$

Thời gian giữ cặn trong bể lắng phụ thuộc vào phương pháp xả cặn, nhưng không được quá 2 ngày.

Lựa chọn loại và kết cấu bể lắng dựa trên cơ sở tính toán so sánh kinh tế kỹ thuật và vệ sinh. Bể lắng đứng thường sử dụng khi mực nước ngầm thấp và công suất trạm đến 30 000 m³/ngày đêm. Bể lắng ngang và Radian không phụ thuộc vào mực nước ngầm, thường áp dụng khi công suất trạm lớn hơn 15 000 m³/ngày đêm.

2.3.3. Bể lắng ngang

Bể lắng ngang có mặt bằng hình chữ nhật, tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều dài không nhỏ hơn 1/4 và chiều sâu đến 4m, hình 2-13.



Hình 2-13 : Sơ đồ bể lắng ngang

a. Mặt bằng b. Mặt cắt

- | | |
|--------------------------------|------------------------------|
| 1. Mương dẫn nước vào ; | 4. Máng thu nước ; |
| 2. Máng phân phối ; | 5. Máng thu và xả chất nổi ; |
| 3. Tấm chắn nửa chìm nửa nổi ; | 6. Mương dẫn nước ra. |

Nước thải dẫn vào bể theo mương và máng phân phối ngang với đập tràn thành mỏng hoặc tường đục lỗ xây dựng ở đầu bể suốt chiều rộng. Đối diện ở cuối bể cũng xây dựng máng tương tự để thu nước và đặt tấm chắn nửa chìm nửa nổi, cao hơn mực nước 0,15 - 0,2m và không sâu quá mực nước 0,25m. Tấm này có tác dụng ngăn chất nổi, thường đặt cách thành tràn 0,25 - 0,5m. Để thu và xả chất nổi người ta đặt một máng đặc biệt ngay sát kê tấm chắn.

Tấm chắn ở đầu bể đặt cách thành tràn (cửa vào) khoảng 0,5- 1,0m và không nông hơn 0,2m với mục đích phân phối đều nước trên toàn bộ chiều rộng của bể.

Chiều cao xây dựng bể lắng xác định như sau :

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (57)$$

Trong đó :

h_1 - chiều sâu làm việc, m ;

h_2 - chiều cao lớp chứa cặn, m ;

h_3 - chiều cao lớp nước trung hòa, m ($\approx 0,4$ m) ;

h_4 - chiều cao thành bể cao hơn mực nước, m, thường lấy bằng 0,25 - 0,4m.

Đáy bể làm dốc $I = 0,01$ để thuận tiện khi cào gom cặn. Độ dốc của hố thu cặn không nhỏ hơn 45° . Xả cặn ra khỏi bể thường bằng áp lực thủy tĩnh với cột nước không nhỏ hơn 1,5m đối với bể lắng đợt I và 0,9m (sau bể Aeroten) hoặc 1,2m (sau bể Biophin) đối với bể lắng đợt II.

Bể lắng ngang có thể làm một hố thu cặn ở đầu và cũng có thể làm nhiều hố thu cặn dọc theo chiều dài của bể.

- Bể lắng có nhiều hố thu cặn không kinh tế, vì khi có nhiều hố thu cặn công trình sẽ tăng thêm khối tích không cần thiết. Ngoài ra trên những hố thu nước thường tạo thành những vùng xoáy làm giảm khả năng lắng của các hạt cặn.

Ở nước ngoài như ở Liên Xô cũ, người ta xây dựng một số bể lắng ngang kiểu có nhiều hố thu cặn trên một số trạm xử lý, đáy làm dốc 0,05. Thực tế quản lý loại bể này không cho hiệu suất tốt, cụ thể là cặn khó tự chảy tới hố thu.

Sử dụng rộng rãi hơn cả là loại bể lắng ngang có một hố thu cặn ở đầu bể (Hình 2-13). Công việc cào gom cặn về hố thu thường được cơ giới hóa (có thể làm riêng cho từng bể hoặc gộp chung cho một nhóm không quá 10 bể).

2.3.4. Bể lắng đứng

Bể lắng đứng là bể chứa, mặt bằng dạng tròn hoặc vuông, đáy dạng nón hay chóp cụt (cấu tạo xem hình 2-14).

Bể lắng đứng có kết cấu đơn giản, đường kính của bể không vượt quá 3 lần chiều sâu công tác và có thể đến 10m.

Nước thải theo máng 1 chảy vào ống trung tâm 2 (kết thúc bằng ống miệng loe hình phễu). Sau khi ra khỏi ống trung tâm nước thải va vào tấm chắn và thay đổi hướng từ đứng sang ngang rồi dâng lên theo thân bể. Nước đã lắng trong tràn qua máng thu đặt xung quanh thành bể và đi ra ngoài.

Khi nước thải dâng lên theo thân bể thì cặn lắng thực hiện chu trình ngược lại. Như vậy cặn chỉ lắng được trong trường hợp tốc độ lắng U_0 lớn hơn tốc độ nước dâng V_d ($U_0 > V_d$).

Theo quy phạm, đối với nước thải sinh hoạt chọn giá trị $V_d = 0,7$ mm/s. Thời gian lắng phụ thuộc vào mức độ yêu cầu xử lý và chọn trong khoảng 30 phút (trước cánh đồng tưới, bãi lọc) đến 1,5 giờ (trước bể Aeroten và bể lọc sinh học).

Cặn lắng xuống phần chứa tính với dung tích lưu lại không quá 2 ngày. Cặn xả ra khỏi bể nhờ ống xả bùn dưới áp suất thủy tĩnh 1,5 - 2,0m.

Để cặn tự chảy tới hố thu thì góc tạo bởi tường đáy bể và mặt nằm ngang không làm nhỏ hơn 45° .

Trong thực tế thì nước thải chuyển động trong bể lắng đứng khá phức tạp. Nước chảy qua khoảng cách giữa miệng loe của ống trung tâm và tấm chắn hướng tới tường bể. Đó là dòng tia rối ngập, nên phạm vi của dòng được mở rộng do lực lôi kéo của tầng nước mặt ngoài. Chính vì vậy mà trong bể lắng tạo nên những vùng nước xoáy. Hướng của vùng nước xoáy này bắt đầu từ giữa khoảng miệng loe và tấm chắn với tốc độ lớn làm cản trở quá trình lắng cặn. Hiệu suất lắng thực tế không vượt quá 40% (lý thuyết tính toán theo số liệu 50%).

Bể lắng đứng có nhiều ưu điểm so với bể lắng ngang : Thuận tiện trong công tác xả cặn, chiếm ít diện tích xây dựng. Song có nhược điểm là : Chiều sâu xây dựng lớn làm tăng giá thành xây dựng (đặc biệt những nơi đất đai không thuận lợi), số lượng bể nhiều và hiệu suất lắng thấp.

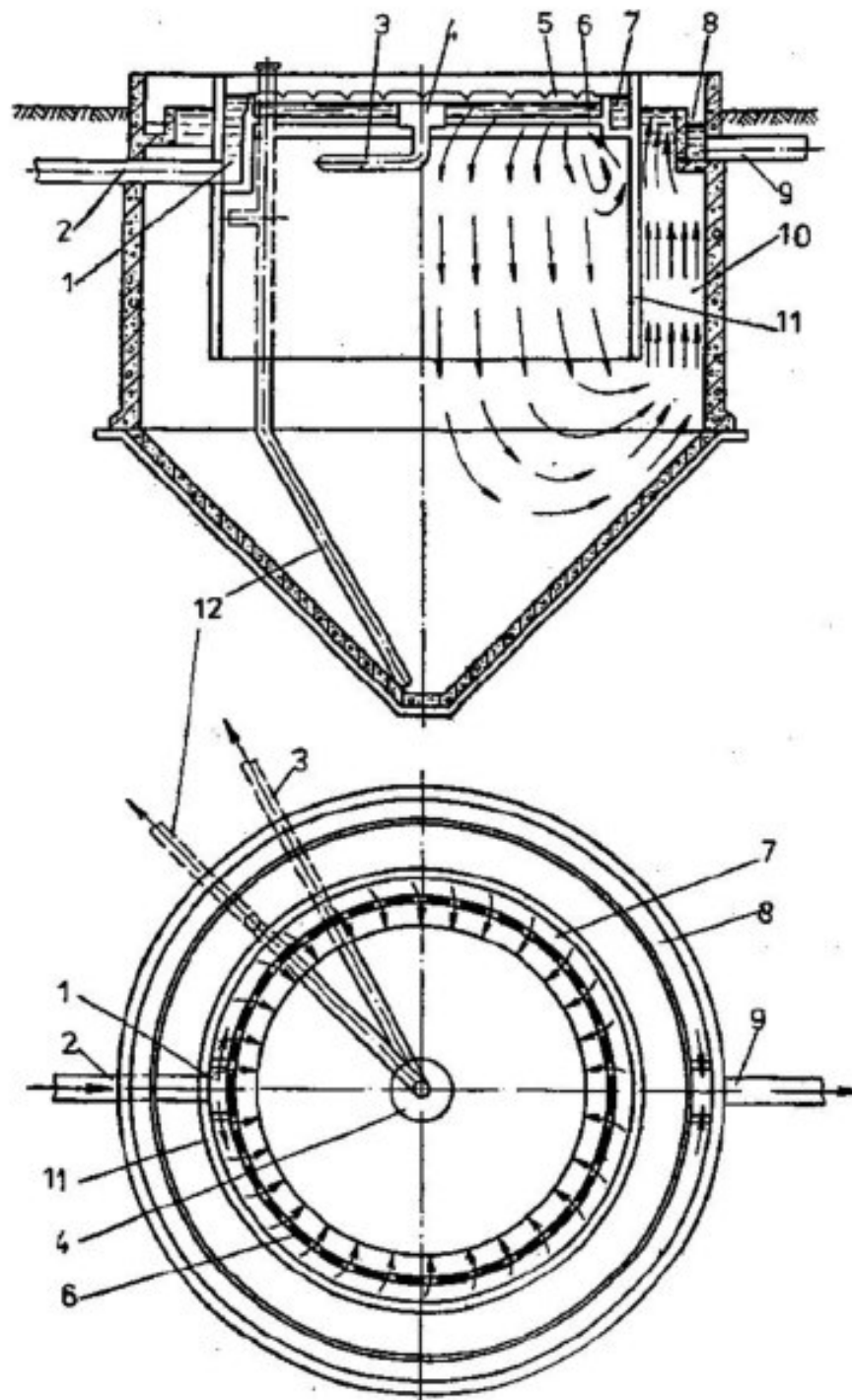
Kích thước định hình các bể lắng đứng bằng bê tông cốt thép có thể tham khảo bảng 2-5.

Bảng 2-5

Đường kính của bể, mm	Lưu lượng tính toán, l/s	Chiều cao, m		
		Tổng cộng	Hình trụ, H_1	Hình nón, H_n
4	12	5,4	3,6	1,8
6	19,8	7,2	4,2	3
9	44	9	4,2	4,8

Người ta đã nghiên cứu thành công một kiểu bể lắng đứng đạt hiệu suất đến 60 ÷ 70%, hoặc giữ được hiệu suất của bể lắng đứng thông thường nhưng công suất tăng lên 1,5 lần. Đó là loại bể lắng đứng nước chảy từ trên xuống dưới (hình 2.15).

Tính toán bể lắng đứng có thể tiến hành như sau :



Hình 2-15 : Bể lắng dùng nước chảy từ trên xuống dưới

- | | |
|--------------------------|-----------------------------|
| 1. Ngăn tiếp nhận ; | 2. Máng hoặc ống dẫn ; |
| 3. Ống xả chất bẩn nổi ; | 4. Phểu thu xả chất nổi ; |
| 5. Thành răng cưa ; | 6. Tấm chắn |
| 7. Máng phân phối ; | 8. Máng thu nước quanh bể ; |
| 9. Ống xả ; | 10. Bể lắng |
| 11. Tấm tràn ngập ; | 12. Ống xả cặn |

Xác định hiệu suất lắng cần thiết E theo công thức (55). Dựa vào đường cong lắng, theo hiệu suất E xác định tốc độ lắng nhỏ nhất U_0 hoặc thời gian cần thiết t. Tương ứng với những số liệu này xác định kích thước và các chi tiết của bể lắng.

Diện tích của ống trung tâm được xác định theo lưu lượng giấy tối đa của nước thải q và tốc độ V_1 nước chảy trong ống trung tâm :

$$f = \frac{q}{V_1}, \quad m^2 \quad (58)$$

Đại lượng V_1 thường lấy bằng 30 mm/s và không quá 100 mm/s khi có tấm chắn. Chiều dài ống trung tâm (chiều dài công tác của bể)

$$h_1 = V.t \quad (V - \text{tốc độ nước dâng})$$

nhưng không được nhỏ hơn 2,75m.

Thể tích tổng cộng :

$$W = Q.k.\frac{t}{24} = \frac{3600.q.t}{1000} = 3,6.q.t, \quad m^3 \quad (59)$$

Trong đó :

Q- lưu lượng trung bình ngày đêm, $m^3/ng.đêm$;

k- hệ số không điều hoà của nước thải.

Tổng diện tích hữu ích :

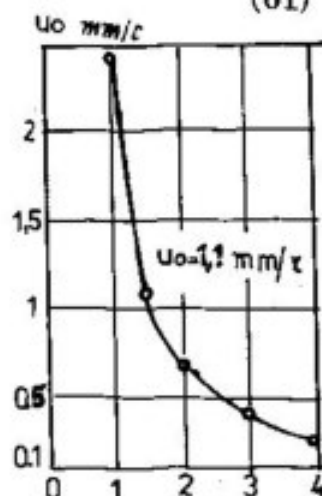
$$F_1 = \frac{W}{h_1}, \quad m^2 \quad (60)$$

Diện tích tổng cộng của bể :

$$F = F_1 + f \quad (61)$$

Giáo sư Sushorin S.M. kiến nghị một phương pháp tính toán mới bể lắng đứng. Nội dung của phương pháp như sau : Theo hiệu suất lắng cần thiết và hàm lượng chất lơ lửng ban đầu của nước thải xác định độ lớn thủy lực U_0 của hạt cần cần giữ lại và sau đó xác định bán kính R của bể theo đồ thị hình 2-16. Tác giả đề nghị lấy tốc độ trung bình của nước thải khi vào vùng lắng U_b (tốc độ ở tiết diện giữa miệng loe của ống trung tâm và tấm chắn) bằng 1,2 cm/s.

Tỷ lệ giữa kích thước của miệng loe ống trung tâm và tấm chắn lấy như ở hình 2-17, góc nghiêng



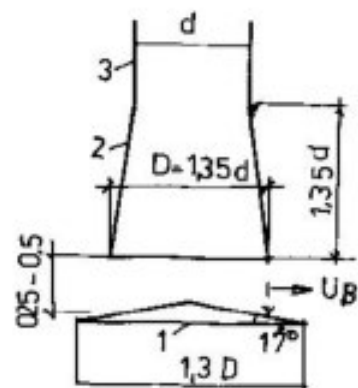
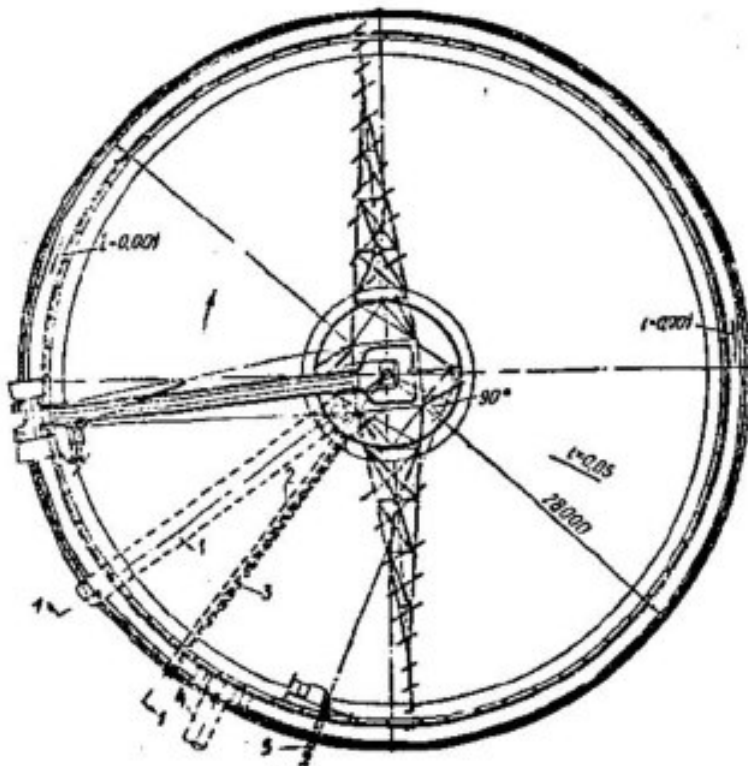
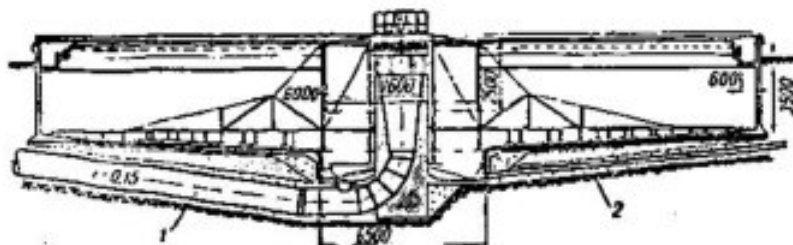
Hình 2-16 : Biểu đồ để tính toán bể lắng đứng theo phương pháp của Sushorin S.M.

của mặt phẳng tấm chắn với phương ngang 17° . Thể tích tính toán của phần chứa cặn xác định theo lượng cặn lắng và thời gian nước lưu - cũng tính như bể lắng ngang. Phía dưới hình nón (hình chóp) làm một diện tích phẳng với chiều rộng hoặc đường kính 0,4m.

Ở những bể lắng với đường kính trên 7,0m, ngoài những máng thu ở chung quanh người ta còn làm thêm những máng phụ trung gian để cho tải trọng nước tính trên 1m chiều dài không quá 1,5 l/s.

2.3.5. Bể lắng Radian

Bể lắng radian thường có mặt bằng hình tròn, đường kính từ 16 đến 40m (có trường hợp tới 60m), chiều cao làm việc bằng $1/6 \div 1/10$ đường kính bể.



Hình 2-17 : Miệng xả nước từ ống trung tâm vào bể lắng

1. Ống trung tâm ;
2. Ống loa ;
3. Tấm chắn.

Hình 2-18 : Bể lắng Radian - ly tâm

1. Ống dẫn nước vào bể ;
2. Ống dẫn nước bùn ;
3. Hướng chuyển động của dàn quay ;
4. Ống tháo nước ;
5. Ống tháo cặn nổi.

Hình 2-18 trình bày bể lắng Radian kiểu ly tâm, đường kính 28m. Nước thải chảy theo ống trung tâm từ dưới lên trên rồi qua máng phân phối và vào bể. Chất nổi nhờ tấm chắn treo lơ lửng dưới dàn quay đôn góp lại và chảy luôn qua ống si phông xả vào giếng cạn.

Cặn lắng đôn vào hố thu (xây dựng ở trung tâm đáy bể) bằng hệ thống cào gom cặn gắn ở phần dưới dàn quay hợp với trục một góc 45° . Đáy bể thường làm với độ dốc $I = 0,02$.

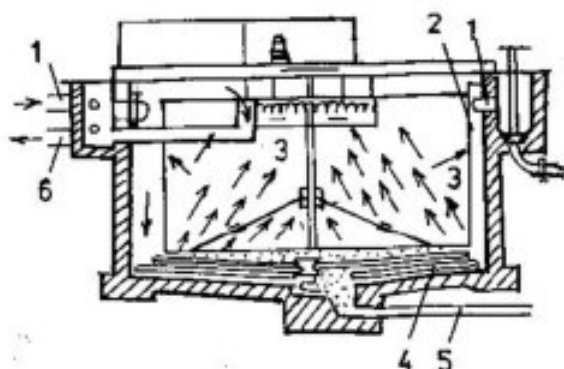
Dàn quay quay với tốc độ 2-3 vòng trong 1 giờ. Công suất của rotor 0,5-2 kilôoát (lấy phụ thuộc vào đường kính của bể).

Xả cặn ra khỏi bể có thể sử dụng máy bơm hoặc áp lực thủy tĩnh không nhỏ hơn 1,5m.

Ngoài máng thu nước ở chu vi của bể ra, có thể xây thêm một số máng thu trung gian để thu nước.

Để điều hòa tốc độ nước, các thành trần có thể xây dựng kiểu răng cưa. Tải trọng trên 1m dài thành trần không nên quá 10 l/s.

Hình 2-19 : trình bày sơ đồ bể lắng Radian - hướng tâm. Bể lắng có máng phân phối nước ở chu vi và phểu thu nước ở trung tâm.



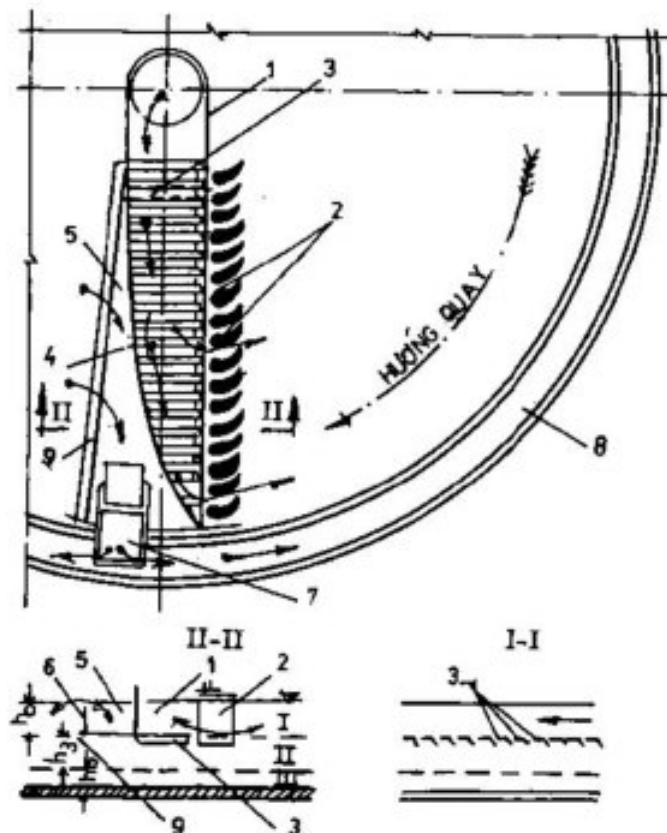
Hình 2-19 : Sơ đồ bể lắng Radian hướng tâm

1. Dưa nước thải vào bể ;
2. Máng phân phối ;
3. Hướng chuyển động của nước ;
4. Hệ thống cào gom cặn ;
5. Ống tháo cặn ;
6. Dẫn nước ra khỏi bể.

Máng phân phối có chiều rộng cố định, nhưng chiều cao giảm dần từ đầu đến cuối máng. Ở đáy máng đục nhiều lỗ để nước chảy xuống bể. Đường kính các lỗ và khoảng cách giữa chúng phải tính toán sao cho tốc độ nước chảy trong máng là không đổi. Như vậy sẽ tránh được hiện tượng lắng cặn trong máng. Nước qua các lỗ chảy vào phía dưới vùng lắng với tốc độ hướng xuống, giảm dần tới giá trị tối thiểu ở tường chắn hướng nước vào vùng trung tâm của bể. Dòng chuyển động của nước choán đều trên toàn bộ tiết diện ướt của bể và hầu như không có những vùng nước xoáy cục bộ. Nước được đôn vào tới tận đáy bể lắng làm cho chất lơ lửng chỉ phải qua một đoạn đường ngắn mà thôi. Nhờ đặc điểm thủy lực như vậy nên hiệu suất lắng cao hơn so với bể lắng Radian - ly tâm.

Nhược điểm của các bể Radian nói chung cũng như bể lắng ngang là xuất hiện ở trong vùng lắng những tia xoáy rõ rệt và do đó tạo nên những sức cản bổ sung

đối với các hạt lơ lửng. Nhược điểm này được khắc phục ở bể lắng Radian với hệ thống phân phối và thu nước di động (Hình 2-20) do I. V. Skirdov đề xuất.



Hình 2-20 : Sơ đồ bể lắng Radian với hệ thống phân phối và thu nước di động.

- | | |
|-------------------------|---|
| 1. Máng phân phối ; | 2. Cánh hướng ; |
| 3. Đáy máng phân phối ; | 4. Tường phân ngăn ; |
| 5. Máng thu nước ; | 6. Si phông và van điều tiết lưu lượng. |

Nguyên tắc làm việc của loại bể này là sử dụng triệt để việc lắng nước trong điều kiện thủy tĩnh. Nước xả và thu nhờ máng quay tự do. Máng quay chia làm 2 phần : phân phối và thu nước. Đáy phần máng phân phối có nhiều khe hở. Các tấm hướng dòng chảy thường bố trí để nước lưu ở trong bể một khoảng thời gian như nhau. Đáy và tường ngăn của máng thu làm kín, nước dẫn ra ngoài qua ống si phông.

2.3.6. Một số loại bể lắng khác

Trong thực tế xây dựng công trình xử lý người ta còn sử dụng nhiều loại bể lắng khác nữa, như bể lắng trong, lắng tầng mỏng.

Bể lắng trong là một bể chứa đứng có buồng keo tụ bên trong (Hình 2-21).

Nước thải theo máng dẫn chảy vào ống trung tâm. Do độ chênh của mực nước ở trong máng dẫn và trong bể mà khi nước xối vào bể thì không khí cũng được cuốn theo. Như vậy việc làm thoáng là tự nhiên. Quá trình keo tụ và ôxy hóa thực hiện

ở buồng keo tụ. Từ đó nước thải chuyển qua vùng lắng và khi qua lớp vật chất lơ lửng, tạo nên trong quá trình lắng, các cặn thải tán sắc khó rơi lắng sẽ được giữ lại. Nước lắng trong tràn vào máng thu ở chu vi bể và dẫn ra ngoài.

Hiệu suất xử lý có thể đạt tới 75%.

Bể lắng tầng mỏng là một bể chứa hoặc kín hoặc hở. Cũng như các loại bể lắng khác, nó có các bộ phận phân phối và thu nước, phần lắng và chứa cặn. Cấu tạo phần lắng gồm nhiều tấm mỏng sắp xếp cạnh nhau với chiều cao $\approx 0,15\text{m}$. Các tấm mỏng đó có thể là các bản phẳng, lượn sóng hoặc các dàn ống ...

Đặc điểm của loại bể này là chiều cao công tác nhỏ, vì thế hạn chế được lực cản của dòng chảy rối, nâng cao hiệu suất lắng và nước thải lưu lại với thời gian ít hơn. Do đó công suất của bể tăng lên. Hình 2-22 trình bày sơ đồ cấu tạo của loại bể lắng tầng mỏng.

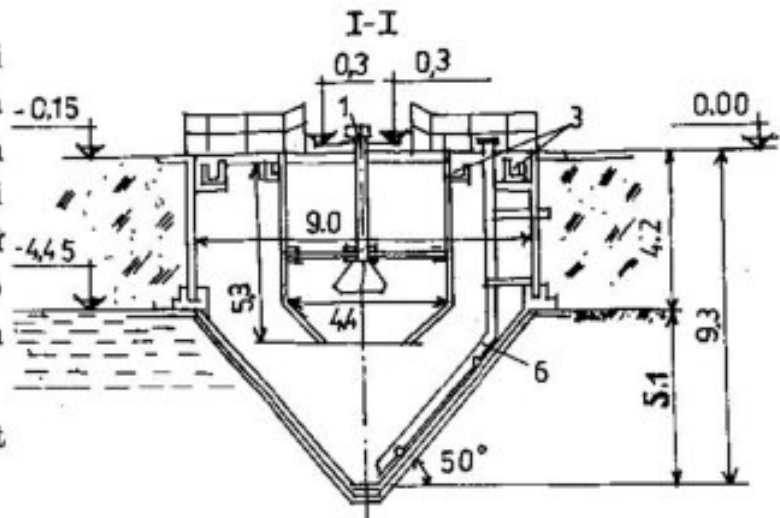
Sơ đồ quan hệ giữa chuyển động của nước và cặn lắng như sau :

- Sơ đồ chéo nhau, cặn lắng theo đường vuông góc với dòng chảy của nước thải.
- Sơ đồ đối lưu, cặn lắng ngược chiều với hướng nước chảy.
- Sơ đồ cùng chiều (xuôi chiều), nước và cặn chuyển động cùng chiều.

2.3.7. Phương pháp tổng quát tính toán bể lắng

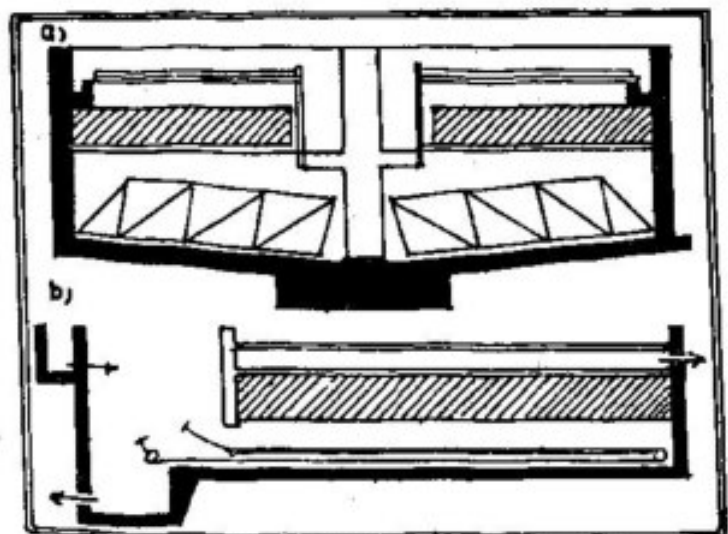
Tính toán bể lắng, trước hết là xác định kích thước, sau đó là kiểm tra và điều chỉnh các giá trị đã thu được.

Tốc độ chuyển động của nước ở trong bể lắng lấy sơ bộ bằng :



Hình 2-21 : Bể lắng trong làm thoáng tự nhiên.

1. Nước thải vào bể lắng ;
2. Nước thải đã lắng trong ;
3. Bể lắng ;
4. Buồng phân phối ;
5. Giếng cặn ;
6. Ống dẫn cặn.



Hình 2-22 : Bể lắng tầng mỏng
a. Bể lắng tầng mỏng Radian ;
b. Bể lắng tầng mỏng ngang.

Đối với bể Radian (tại tiết diện ở giữa bán kính bể) và bể lắng ngang $v = 7-5 \text{ mm/s}$; đối với bể lắng đứng và Radian với thiết bị phân phối và thu nước di động $v = 0$.

Chiều dài của bể lắng ngang xác định theo công thức :

$$L = \frac{V \cdot H}{k \cdot U_0}, \quad (62)$$

Bán kính của bể lắng Radian và lắng đứng :

$$R = \sqrt{\frac{Q}{3,6\pi k U_0}}, \quad (63)$$

Trong đó :

V- tốc độ chuyển động của nước thải ở trong bể, mm/s ;

H- chiều cao công tác của bể, m ;

k- hệ số, lấy căn cứ vào loại bể lắng và kết cấu của thiết bị phân phối và thu nước. Đối với bể lắng ngang $k = 0,5$, bể lắng Radian $k = 0,45$, bể lắng đứng $k = 0,35$ và bể lắng Radian với thiết bị phân phối và thu nước di động $k = 0,85$;

U_0 - tốc độ lắng của hạt cặn lơ lửng (độ lớn thủy lực), mm/s ;

Q- lưu lượng nước thải, m³/h.

Độ lớn thủy lực của các hạt cặn xác định theo công thức :

$$U_0 = \frac{1000 \cdot k \cdot H}{\alpha \cdot t \cdot (kH/h)^n} - W \quad (64)$$

Trong đó :

α - hệ số, tính đến ảnh hưởng của nhiệt độ tới độ nhớt của nước thải, có thể lấy theo bảng 2-6 ;

t- thời gian nước lưu trong ống nghiệm với lớp nước h và hiệu suất lắng cho trước, xác định bằng thực nghiệm hoặc lấy theo bảng phụ lục IV ;

n- hệ số thực nghiệm, phụ thuộc vào tính chất của cặn ;

W- tốc độ rơi thành phần đứng, lấy theo bảng 2-7.

Bảng 2-6

Nhiệt độ trung bình của nước thải, °C	60	50	40	30	25	20	15	10
α	0,45	0,55	0,66	0,80	0,90	1,00	1,14	1,30

Bảng 2-7

V, mm/s	5	10	15	20
W, mm/s	0	0,05	0,1	0,5

Khi tính toán bể lắng đợt I thì giá trị $(kH/h)^n$ đối với nước thải đô thị, có thể lấy theo bảng 2-8.

Bảng 2-8

Chiều cao của bể, H, (m)	$(kH/h)^n$ đối với các bể lắng :			
	Dứng	Radian	Ngang	Radian **
1	-	-	-	1,14
1,5	-	1,08	1,11	1,27
2	1,11	1,16	1,19	-
3	1,21	1,29	1,32	-
4	1,29	1,38	1,41	-
5	-	1,46	1,50	-

Chú thích : ** bể lắng Radian với thiết bị phân phối và thu nước di động.

Sau khi xác định L và D người ta tiến hành điều chỉnh tốc độ :

$$V = \frac{Q}{3,6 \cdot H \cdot B} \quad (65)$$

B- chiều rộng của bể, lấy trong khoảng $(2 + 5 H)$.

Đối với bể lắng Radian B lấy bằng chiều dài đi qua điểm giữa bán kính bể :

$$V = \frac{Q}{3,6 \cdot \pi \cdot R \cdot H} \quad (66)$$

Nếu giá trị điều chỉnh khác nhiều so với giá trị lấy sơ bộ (khi lấy W), thì chiều dài và bán kính của bể sẽ tính lại theo tốc độ điều chỉnh.

Đối với bể lắng Radian với thiết bị phân phối và thu nước di động thì thời gian quay (giờ) của thiết bị tính theo công thức sau :

$$T = \pi \cdot R^2 \cdot kH/Q \quad (67)$$

Thể tích cần xác định tương ứng với hiệu suất lắng, dung tích buồng chứa lấy bằng thể tích cần lưu lại trong 2 ngày.

Trong những trường hợp riêng biệt khi không có số liệu cho trước về lắng động học, thì bể lắng có thể tính theo tải trọng lên mặt thoáng q_0 , hay tốc độ V và thời gian nước lưu trong bể t.

Đối với nước thải sinh hoạt : $q_0 = 2 \dots 3,5 m^3/m^2 \cdot h$, $V = 5 \dots 7 \text{ mm/s}$, $t = 1 \dots 1,5$ giờ.

Trong thực tế, người ta còn sử dụng một số các hệ số khác như hệ số sử dụng thể tích k, hệ số hữu dụng η .. để tính toán các bể lắng.

Hệ số sử dụng thể tích được xác định bằng việc đo tốc độ nước chảy toàn bộ chiều sâu của vùng lắng của bể, (tại một số mặt cắt) và việc xác định vùng hoạt động. Hệ số hữu dụng là tỷ số hiệu suất lắng của bể lắng thực tế với hiệu suất lắng trên mô hình có cùng thời gian lắng.

Những hệ số này ở mức độ nào đó đã được sử dụng trong các tính toán, ví dụ, khi tính toán bể lắng ngang (công thức 62) đưa hệ số $k = 0,5$ vào công thức xác định chiều dài; trong tính toán bể lắng Radian (công thức 63) $k = 0,45$; còn khi tính toán bể lắng Radian với hệ thống phân phối và thu nước di động $k = 0,85$.

Giá trị của hệ số hữu dụng η phụ thuộc vào thời gian lắng (Hình 2-23), hệ số sử dụng thể tích và độ nhớt thực tế của nước thải có thể tính theo công thức:

Đối với nước thải sinh hoạt:

$$\eta = e^{-0,3 \frac{\mu_h}{\mu_m \cdot k \cdot t \cdot \rho_1}} \quad (68)$$

Đối với nước thải công nghiệp:

$$\eta = e^{-0,3 \frac{\mu_h}{\mu_m \cdot k \cdot t \cdot \rho_2}} \quad (69)$$

Trong đó:

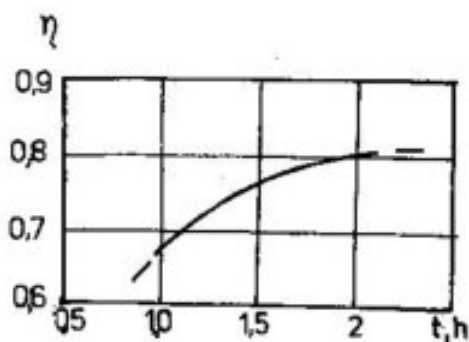
$\eta^{h,m}$ - hệ số động học nhớt của nước thải tương ứng ở trong bể lắng thực tế và trong mô hình thí nghiệm;

ρ_1, ρ_2 - khối lượng riêng của cặn nước thải sinh hoạt và công nghiệp. Tiếp tục người ta xác định hiệu suất lắng:

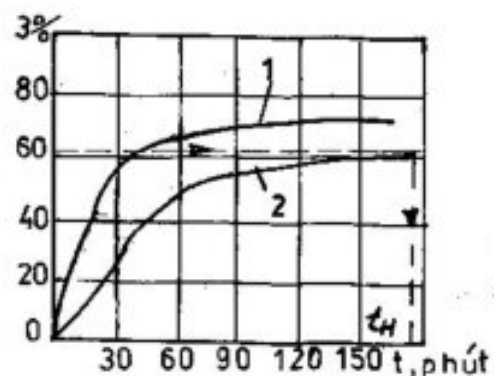
$$\vartheta_h = \vartheta_m \cdot \eta \quad (70)$$

Trong đó:

ϑ_m - hiệu suất lắng xác định trên mô hình thí nghiệm, lấy theo hình 2-24 với cùng thời gian trong đó đã xác định hệ số hữu dụng, nghĩa là $t = 0 \dots 1,5h$ (xác định bằng ống nghiệm có chiều cao bằng chiều cao bể lắng thiết kế).



Hình 2-23: Đường cong phụ thuộc giữa hệ số hữu dụng và thời gian lắng nước thải.



Hình 2-24: Đường cong phụ thuộc giữa hiệu suất và thời gian lắng nước thải.

Các số liệu thu được mang lên hình 2-25 và xây dựng đường cong phụ thuộc giữa hiệu suất lắng nước thải η và thời gian lắng t đối với bể lắng.

Dựa theo hiệu suất xử lý nước thải và đồ thị $\eta = f(t)$ đối với bể lắng, xác định thời gian cần thiết lắng nước thải t_h .

Theo các giá trị đã lấy L/H và H xác định chiều dài vùng lắng và thể tích công trình (thể tích hữu dụng) :

- Đối với bể Radian :

$$W_1 = \rho \cdot H \cdot R^2 \quad (71)$$

- Đối với bể lắng ngang :

$$W_1 = B \cdot H (L - l_0) \quad (72)$$

Trong đó :

R- bán kính bể, lấy bằng L, m ;

H- chiều sâu vùng lắng, m, lấy bằng 1,5-3 m ;

B- chiều rộng của bể, m ;

l_0 - khoảng cách từ máng phân phối đến tấm treo lơ lửng ở bể lắng ngang.

Lưu lượng nước thải cần đưa lên một bể lắng :

$$Q_1 = \frac{W_1}{t_h} \quad (73)$$

t_h - thời gian lắng, lấy theo đồ thị hình 2-25

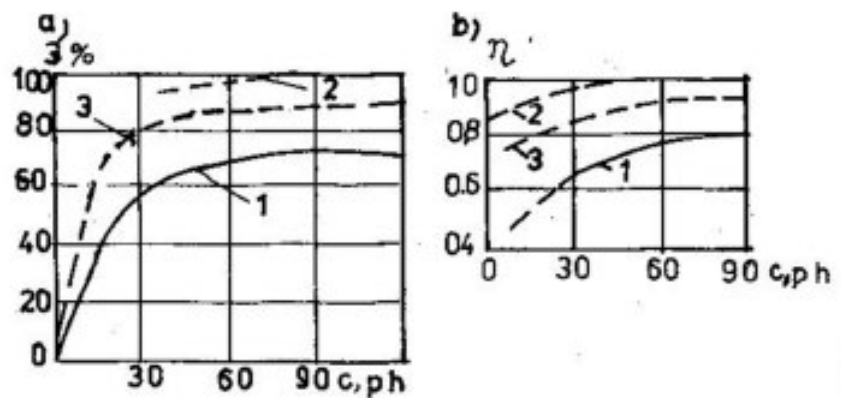
Số lượng cần thiết của các bể lắng :

$$N = Q/Q_1 \quad (74)$$

Q- lưu lượng tổng cộng nước thải đưa đi xử lý.

2.3.8. Biện pháp tăng cường hiệu suất của bể lắng đợt I

Trong các bể lắng đã nói ở trên (lắng ngang, đứng, Radian) thường cũng chỉ giữ được 30-50% lượng chất nhiễm bẩn không hòa tan, với điều kiện thuận lợi cũng chỉ đạt được tối đa 60%.



Hình 2-25 : Đường cong phụ thuộc hiệu suất lắng nước thải ở trạng thái tĩnh (a) và hệ số hữu dụng của bể lắng (b) đối với thời gian lắng.

1. Đối với nước thải sinh hoạt ;
- 2,3. Đối với một số nước thải công nghiệp.

Để tăng cường hiệu suất lắng nước thải (ví dụ trong bể lắng làm thoáng sơ bộ hiệu suất lắng đạt tới 60-70% theo vật chất lơ lửng và giảm BOD xuống 20%, hàm lượng vật chất lơ lửng trong nước đã lắng đạt tới 100 mg/l) có thể dùng một loạt các biện pháp tăng cường.

Một từ những biện pháp đó là làm thoáng sơ bộ nước thải trước khi đưa lên bể lắng. Làm thoáng sơ bộ có thể cùng với hoặc không cùng với bùn hoạt tính.

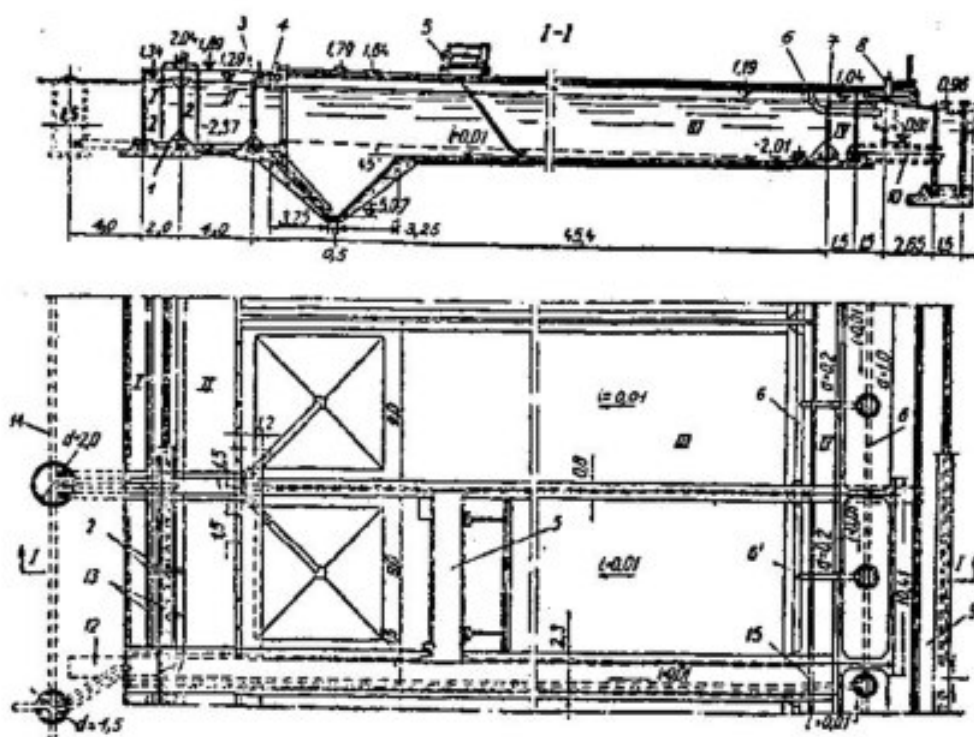
Làm thoáng sơ bộ có bổ sung bùn hoạt tính gọi là làm thoáng đông tụ sinh học, còn không bổ sung bùn hoạt tính gọi là làm thoáng đơn giản.

Làm thoáng đơn giản có thể tiến hành ngay ở trên mương máng dẫn nước vào bể lắng hoặc trong những công trình đặc biệt - gọi là bể làm thoáng sơ bộ. Nếu bể làm thoáng và bể lắng kết hợp - gọi là bể lắng làm thoáng.

Khi làm thoáng sẽ diễn ra quá trình đông tụ và keo tụ các hạt tạp chất không hòa tan nhỏ có trọng lượng riêng xấp xỉ trọng lượng riêng của nước. Kết quả là làm thay đổi độ lớn thủy lực và tăng nhanh quá trình lắng các hạt cặn.

Làm thoáng đơn giản cho hiệu suất lắng tăng lên 7-8%, thời gian làm thoáng lấy bằng 10-20 phút, lượng không khí cần thiết khoảng $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ nước thải.

Làm thoáng đông tụ sinh học cho hiệu suất lắng cao hơn. Bởi vì ngoài các quá trình hóa lý, khi đông tụ sinh học một phần chất hòa tan dễ bị ôxy hóa cũng được ôxy hóa và khoáng hóa.



Hình 2-26 : Sơ đồ hợp khối làm thoáng sơ bộ và bể lắng ngang

- I. Ngăn tái sinh bùn hoạt tính :
- II. Ngăn làm thoáng.

Khi thiết kế và xây dựng các bể làm thoáng sơ bộ cần lưu ý tới điều kiện tái sinh bùn hoạt tính. Dung tích ngăn tái sinh lấy bằng 0,25-0,3 dung tích tổng cộng của bể làm thoáng.

Lưu lượng tối ưu của bùn hoạt tính dao động trong khoảng 100-400 mg/l.

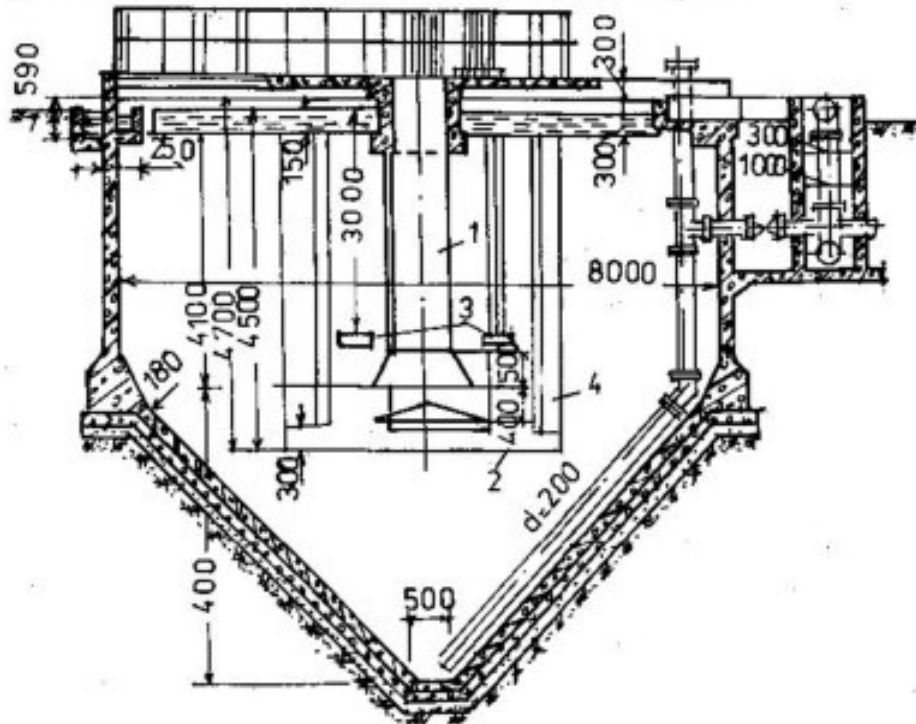
Hiệu suất công tác của bể lắng đợt I kết hợp làm thoáng đông tụ sinh học đạt tới 65-70%, BOD giảm xuống tới 20%, hàm lượng chất lơ lửng còn lại trong nước sau lắng đạt tới 100 mg/l.

Hình 2-26 trình bày bể làm thoáng đông tụ sinh học hợp khối với bể lắng ngang.

Hình 2-27 trình bày sơ đồ hợp khối làm thoáng đông tụ sinh học và bể lắng đứng.

Nước thải theo ống trung tâm vào buồng 2, ở đáy có bố trí hệ thống làm thoáng 3. Bùn hoạt tính được đưa tới bằng ống tự chảy hoặc áp lực. Sau khi làm thoáng, nước thải và bùn hoạt tính đã được khuấy đều dâng lên phần trên của buồng 2, tràn qua túi 4 và cuối cùng vào phần lắng của bể. Hỗn hợp nước và bùn, sau khi qua lớp chất lơ lửng góp về máng thu và ra khỏi bể.

Buồng trung tâm 2 tính với thời gian nước lưu $t = 20$ phút.



Hình 2.27 : Sơ đồ hợp khối làm thoáng đông tụ sinh học và bể lắng đứng.

Theo tài liệu của AKX, thì hiệu suất xử lý của bể lắng đứng đông tụ sinh học (Hình 2-27) tăng lên khoảng 30% theo hàm lượng chất lơ lửng và 35% theo BOD so với bể lắng đơn giản.

Để tăng cường hiệu suất lắng (chủ yếu là tách các chất không hòa tan) có thể dùng bể lắng trong có lớp cặn lơ lửng.

Chương III

CÔNG TRÌNH XỬ LÝ NƯỚC THẢI BẰNG PHƯƠNG PHÁP SINH HỌC

Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học là dựa vào khả năng sống và hoạt động của vi sinh vật có tác dụng phân hóa những chất hữu cơ. Do kết quả của quá trình sinh hóa phức tạp mà những chất hữu cơ được khoáng hóa và trở thành nước, những chất vô cơ và những chất khí đơn giản.

Nhiệm vụ của công trình kỹ thuật xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học là tạo điều kiện sống và hoạt động của các vi sinh hay nói cách khác là đảm bảo điều kiện để các chất hữu cơ phân hóa được nhanh chóng.

Các công trình xử lý sinh học có thể phân thành hai nhóm : Các công trình xử lý sinh học trong điều kiện tự nhiên và các công trình xử lý sinh học trong điều kiện nhân tạo.

3.1. CÔNG TRÌNH XỬ LÝ SINH HỌC NƯỚC THẢI TRONG ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN

Cơ sở của phương pháp này là dựa vào khả năng tự làm sạch của đất và nguồn nước. Việc xử lý nước thải thực hiện trên các công trình : cánh đồng tưới, bãi lọc, hồ sinh học ...

Việc xử lý nước thải trên cánh đồng tưới, bãi lọc diễn ra do kết quả tổ hợp của các quá trình hóa lý và sinh hóa phức tạp. Thực chất là khi cho nước thải thấm qua lớp đất bề mặt thì cần được giữ lại ở đây, nhờ có oxy và các vi khuẩn hiếu khí mà quá trình oxy hóa được diễn ra. Như vậy sự có mặt của oxy không khí trong các mao quản đất đá là điều kiện cần thiết cho quá trình xử lý nước thải. Càng sâu xuống lớp đất phía dưới lượng oxy càng ít và quá trình oxy hóa giảm dần. Cuối cùng đến một độ sâu mà ở đó chỉ diễn ra quá trình khử nitrat. Thực tế cho thấy rằng quá trình xử lý nước thải qua lớp đất bề mặt diễn ra ở độ sâu tới 1,5m. Cho nên cánh đồng tưới, bãi lọc thường xây dựng ở những nơi mực nước ngầm thấp hơn 1,5m tính đến mặt đất.

Thời gian gần đây, ở nhiều nước trên thế giới phổ biến việc dùng các khu đất thuộc nông trường, nông trang ở ngoại ô đô thị để xử lý nước thải. Việc dùng nước thải đã xử lý sơ bộ để tưới cho cây trồng so với việc dùng nước ao hồ, mùa màng tăng lên 2-3 lần có khi tăng tới 4 lần, nhất là những khu trồng cỏ 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 sau khi xử lý phục vụ cho lợi ích nông nghiệp. Chỉ khi không có khả năng đó (theo điều kiện địa phương, yêu cầu vệ sinh và kinh tế kỹ thuật) người ta mới dùng phương pháp xử lý sinh hóa trong điều kiện nhân tạo.

Như vậy xây dựng cánh đồng tưới phải tuân theo hai mục đích :

- Vệ sinh, tức là xử lý nước thải,
- Kinh tế nông nghiệp, tức là sử dụng nước thải để tưới ẩm và sử dụng các chất dinh dưỡng có trong nước thải để bón cho cây trồng.

Người ta phân biệt 2 loại cánh đồng tưới :

1. Cánh đồng tưới công cộng - chức năng chủ yếu là xử lý nước thải, còn phục vụ cho nông nghiệp là thứ yếu.
2. Cánh đồng tưới nông nghiệp, phục vụ nông nghiệp và xử lý nước thải là những mục tiêu thống nhất.

Nước thải sinh hoạt chứa nhiều vi khuẩn gây bệnh và trứng giun sán. Vì vậy khi xây dựng và quản lý cả 2 loại cánh đồng trên phải tuân theo những yêu cầu về vệ sinh nhất định, cụ thể là cấm không được dùng nước thải chưa qua xử lý sơ bộ để tưới các loại rau ăn sống. Khi sơ bộ lắng nước thải có thể giữ lại được 50-60% tổng số vi khuẩn cùng với các chất lơ lửng ở dạng cặn lắng. Như vậy nước thải sau khi lắng không nguy hiểm lắm về vi trùng. Xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học nhân tạo có thể giảm tới 90-95% lượng vi trùng, vì vậy có thể dùng để tưới cho các loại rau ăn sống không đáng lo ngại lắm.

Sự phát triển bệnh giun sán qua rau là vấn đề trầm trọng đáng phải quan tâm hơn cả.

Trứng giun sán lẫn vào đất và rau có khả năng sống hoạt động trong thời gian dài, đặc biệt trứng giun kim giữ được tính chất xâm nhập trong đất tới 1-1,5 năm. Trong nước thải sau khi lắng có thể giảm tới 50-60% trứng giun sán. Ở các bể lắng ngang với tốc độ dòng chảy 1 mm/s giảm được 95%, xử lý cặn lắng ở nhiệt độ cao (50-55°C) sẽ tiêu diệt được trứng giun sán.

Nếu khu đất chỉ dùng để xử lý nước thải, hoặc chứa nước thải khi cần thiết thì gọi là bãi lọc.

Xử lý nước thải ở hồ sinh học là lợi dụng quá trình tự làm sạch của hồ. Lượng oxy cho quá trình sinh hóa chủ yếu là do không khí xâm nhập qua mặt hồ và do quá trình quang hợp của thực vật nước.

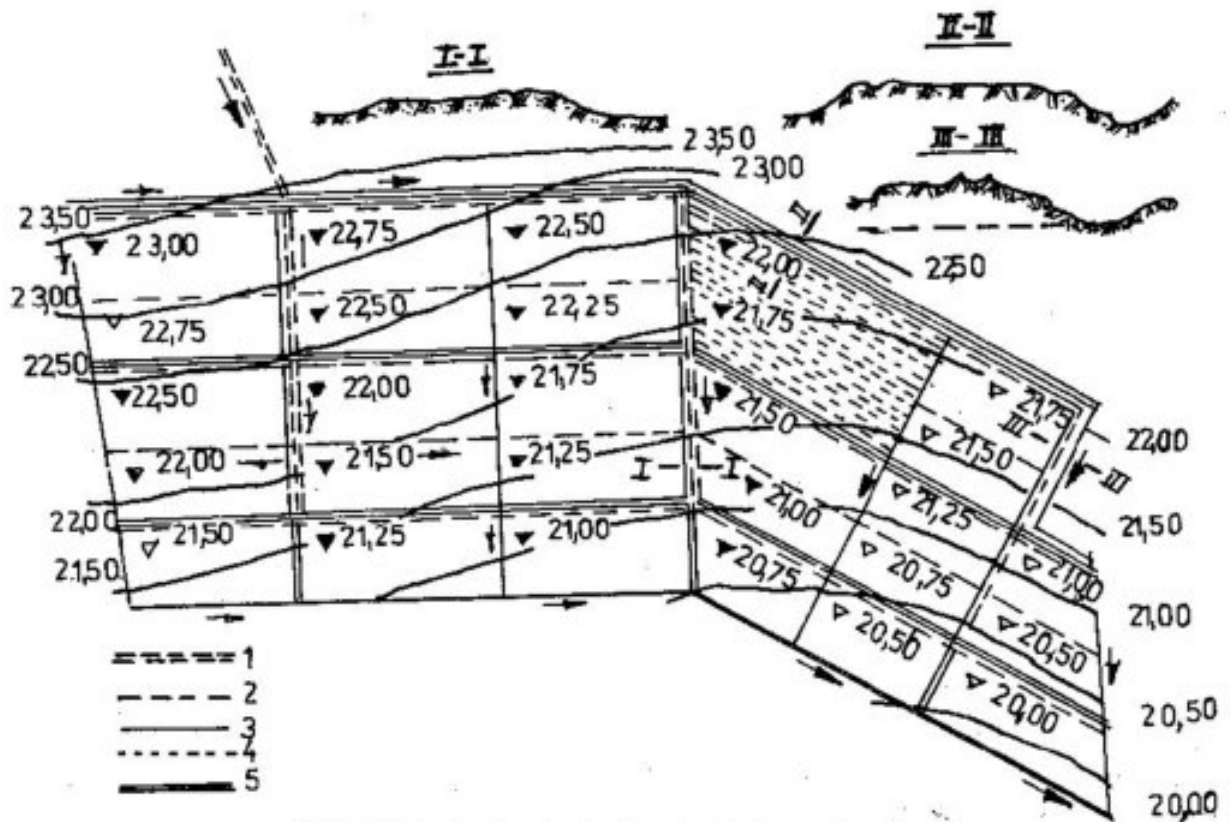
3.1.1. Cánh đồng tưới công cộng và bãi lọc

Trong nước thải sinh hoạt có chứa các thành phần chất dinh dưỡng cho cây trồng như : đạm, lân, kali ... Hàm lượng của chúng phụ thuộc vào tiêu chuẩn thải nước.

Trong đó nitơ (đạm) 15-60 mg/l, lân 3-12 mg/l và 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 85% ở dạng hoà tan, 15% ở dạng lơ lửng ; đối với lân tương ứng là 60 và 40% ; đối với kali 95% và 5%.

Tỷ lệ giữa các nguyên tố dinh dưỡng cần cho thực vật N :P :K trong nước thải là 5 : 1 : 2, trong khi đó ở phân chuồng là 2 : 1 : 2. Như vậy 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 hoặc chứa với hàm lượng không ảnh hưởng đến sự phát triển thực vật). Tổng lượng muối không được quá 4-5 g/l, trong đó muối dinh dưỡng 2 g/l.



Hình 3-1 : Sơ đồ cánh đồng tưới công cộng

- 1- Mương chính và phân phối ; 2- Mương máng trong ô ; 3- Mương máng tiêu nước ;
4- Ống tiêu nước ; 5- Đường đi.

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, bãi lọc cần phải xử lý sơ bộ.

Cánh đồng tưới công cộng và cánh đồng lọc thường xây dựng ở những nơi có độ dốc tự nhiên 0,02, cách xa khu dân cư về cuối hướng gió. Ví dụ, đối với bãi lọc với công suất nước thải 200-5000 m³/ng.đêm là 300m ; với q = 5000 + 50000 m³/ng.đêm là 500m ; q > 50 000 m³/ng.đêm - 1000m. Đối với cánh đồng tưới công cộng khoảng cách vệ sinh tương ứng là 200, 400 và 1000m.

Cánh đồng tưới, bãi lọc nên xây dựng ở những nơi đất cát, acát ... Tuy nhiên cũng có thể xây dựng ở những nơi á sét, nhưng trong những trường hợp đó tiêu chuẩn tưới nước không nên lấy lớn quá, tức là chỉ tưới đủ mức mà cây trồng yêu cầu và đất có thể thấm kịp.

Cánh đồng tưới và bãi lọc là những ô (mảnh) đất được san phẳng hoặc dốc không đáng kể và được ngăn cách bằng những bờ đất. Nước thải phân phối vào những ô đó nhờ hệ thống mạng lưới tưới. Mạng lưới tưới bao gồm : mương chính, mương phân phối và hệ thống mạng lưới tưới trong các ô (xem hình 3-1).

Nếu không ép nước thấm xuống tầng đất phía dưới được thì sẽ thu lại rồi đổ ra sông hồ bằng hệ thống tiêu nước. Hệ thống tiêu nước có thể là mương máng hở xây dựng theo chu vi của từng ô và cũng có thể là một hệ thống kết hợp : ống ngầm tiêu nước đặt dưới các ô với độ sâu 1,2-2m và các mương máng hở bao quanh.

Kích thước của các ô, phụ thuộc vào địa hình, tính chất của đất đai và phương pháp canh tác, lấy với diện tích ô không nhỏ hơn 3,0 ha. Đối với cánh đồng tưới công cộng thì diện tích trung bình ô lấy vào khoảng 5-8 ha và tỷ lệ giữa các cạnh $1 : 4 \div 1 : 8$. Diện tích các ô của bãi lọc, vì tiêu chuẩn tưới nước lớn nên lấy nhỏ hơn. Riêng đối với những cánh đồng nhỏ thì kích thước của các ô xác định từ điều kiện số lượng không ít hơn 3 ô. Để thuận tiện cho canh tác cơ giới, chiều dài của ô nên lấy khoảng 300 - 1500m ; chiều rộng lấy căn cứ vào địa hình, nước ngầm và biện pháp tưới, nhưng không vượt quá 100 - 200m.

Để xác định diện tích của cánh đồng tưới ta cần phân biệt các loại tiêu chuẩn tưới sau :

1. Tiêu chuẩn tưới trung bình ngày đêm - lượng nước thải trung bình ngày đêm tưới trên 1 ha diện tích cánh đồng trong suốt một thời gian nhất định (thường là 1 năm) ;
2. Tiêu chuẩn tưới theo vụ - lượng nước thải tưới cho cây trồng trong suốt thời gian một vụ ;
3. Tiêu chuẩn tưới một lần - lượng nước tưới một lần ;
4. Tiêu chuẩn tưới bón - lượng nước cần thiết đối với mỗi loại cây trồng, xuất phát từ khả năng tưới bón của nước thải.

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 cây trồng. Trong mọi trường hợp điều kiện vệ sinh là yếu tố chủ đạo.

Từ yêu cầu về bón và về độ ẩm đối với từng loại cây trồng người ta định ra tiêu chuẩn tưới và bón (xem phụ lục V, VI, VII). Những số liệu xác định tiêu chuẩn tưới

bón là những yêu cầu về chất dinh dưỡng của cây trồng và hàm lượng các chất đó ở trong nước thải.

Cây trồng chỉ sử dụng một phần lượng chất dinh dưỡng có trong nước thải. Cụ thể là 49% Nitơ, 37% Phốt pho và 90% kali. Phần còn lại các chất đó lại lẫn trong nước thải và tiêu đi khỏi cánh đồng.

Tiêu chuẩn tưới nước đối với bãi lọc lấy căn cứ vào điều kiện khí hậu và đặc tính của đất đai, có thể tham khảo bảng phụ lục VII.

Diện tích thực dụng của cánh đồng tưới, bãi lọc xác định theo công thức sau :

$$F_{td} = \frac{Q}{q_0}, \quad \text{ha} \quad (75)$$

Trong đó :

Q- lưu lượng trung bình ngày đêm của nước thải, m³/ng.đêm ;

q₀- tiêu chuẩn tưới nước, lấy theo bảng phụ lục V, VI, VII.

Tùy thuộc vào điều kiện khí hậu của từng địa phương mà không xả nước thải lên cánh đồng tưới trong thời gian mùa xuân và mùa thu - tức là trong thời gian gieo trồng và thu hoạch. Để thu nhận nước thải trong thời gian đó, trên cánh đồng tưới phải có những ô dự trữ không trồng cây giống như cánh đồng lọc. Diện tích của các ô dự trữ lấy căn cứ vào tính chất của đất đai và tiêu chuẩn tưới nước. Lượng nước đem xả lên những ô này thường chỉ chiếm một phần lượng nước tưới lên cánh đồng và được đặc trưng bởi hệ số α . Trên cánh đồng tưới mà càng có nhiều loại cây trồng khác nhau với nhiệt độ < 10°C thì $\alpha = 0,75$ và nhiệt độ > 10°C $\rightarrow \alpha = 0,5$.

Như vậy diện tích dự trữ của cánh đồng tưới có thể xác định theo công thức :

$$F_{td} = \alpha \frac{Q}{q_{dt}} = \alpha F_{dt} \frac{q_0}{q_{dt}} \quad (76)$$

Trong đó :

q_{dt}- tiêu chuẩn tưới nước lên khu đất dự trữ, có thể lấy theo bảng phụ lục VII ;

$\frac{q_0}{q_{dt}}$ - lấy bằng 0,3 - 0,5.

Để bố trí những công trình phụ trợ cần phải 1-2%, bờ chắn và kênh mương tiêu nước 10 - 15%, đường đi 5 - 10% của tổng diện tích thực dụng và dự trữ. Như vậy diện tích phụ chiếm khoảng 15-20% diện tích cánh đồng tưới.

Tổng diện tích của cánh đồng tưới sẽ là :

$$F = F_{td} + F_{dt} + k (F_{td} + F_{dt}), \quad (77)$$

(Trong đó $k = 0,15 \div 0,25$),

Trong tính toán sơ bộ có thể lấy $k = 0,25$.

Tính toán hệ thống tưới nước tiến hành theo các công thức thủy lực thông thường đối với dòng chảy đều. Trong đó tốc độ không lắng đọng lấy bằng : đối với mạng lưới tưới $0,3 \text{ m/s}$, đối với nhánh phân phối $0,4 \text{ m/s}$, và đối với kênh mương chính $0,5 - 0,6 \text{ m/s}$. Tốc độ không xói mòn lấy phụ thuộc vào tính chất của đất và chiều sâu dòng chảy. Khi chiều sâu $h = 1,0\text{m}$, tốc độ không xói mòn lấy bằng : đối với đất bùn $0,15-0,2 \text{ m/s}$; đất cát nhỏ $0,2-0,3 \text{ m/s}$; đất cát thô $0,3-0,6 \text{ m/s}$; acát và a sét $0,5-0,7 \text{ m/s}$ và đất sét $0,85 \text{ m/s}$.

Với chiều sâu $\neq 1,0\text{m}$, tốc độ không xói mòn có thể xác định theo công thức :

$$V = V_0 \cdot h^{0,2}, \quad \text{m/s} \quad (78)$$

Trong đó :

h - chiều sâu trung bình của dòng chảy, m ;

V_0 - tốc độ không xói mòn khi chiều sâu dòng chảy $h = 1,0\text{m}$.

Đối với kênh mương có bề mặt gia cố bằng gỗ tốc độ không xói mòn có thể tăng lên tới $0,8-1,8 \text{ m/s}$, gia cố bằng đá dăm - $3,0 \text{ m/s}$, xây bằng gạch, bê tông tới $5-6\text{m/s}$.

Độ dốc tối thiểu đối với máng rãnh trong ô tưới là $I = 0,001$, đối với kênh mương chính và phân phối $I = 0,0005$.

Lưu lượng tính toán cho mạng tưới ô :

$$q = \frac{mF_{td}}{t} = \frac{mF_{td} 1000}{t \cdot 3600}, \quad \text{l/s} \quad (79)$$

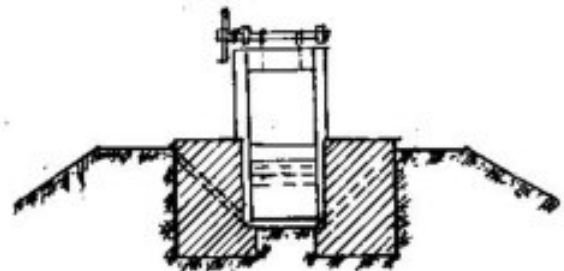
Trong đó :

m - tiêu chuẩn tưới nước cho loại cây ưa nước nhất, m^3/ha ;

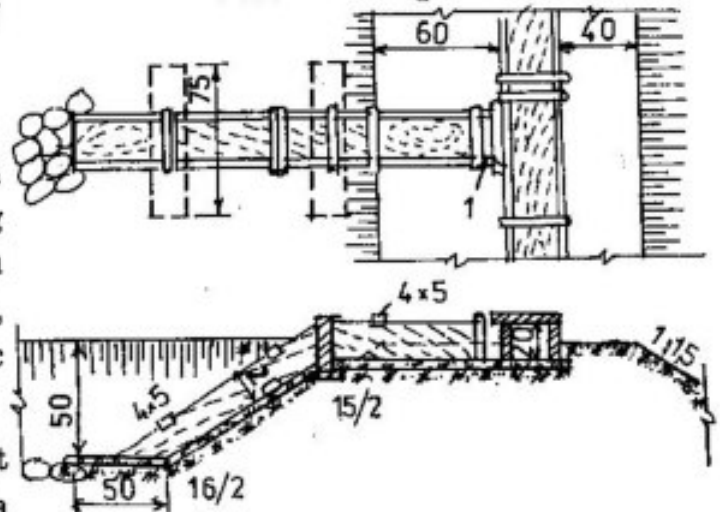
t - thời gian tưới, giờ.

Để công tác quản lý mạng lưới tưới tiêu được tốt cần xây dựng thêm những công trình phụ trợ khác như cống điều tiết (Hình 3-2), cống xả (Hình 3-3), giếng chuyển bậc, những cầu dẫn nước và diuke.

Trong những điều kiện nước ngầm bất lợi và đất đai khó thấm nước người ta phải xây dựng hệ thống tiêu nước cho



Hình 3-2 : Cống điều tiết



Hình 3-3 : Cống và cửa xả vào ô

cánh đồng. Hệ thống tiêu nước bao gồm: mương rãnh hay ống tiêu nước trong các ô, kênh mương chính tiêu nước và cống xả.

Mương rãnh tiêu nước trong từng ô là thành phần quan trọng - vừa để làm thoáng vừa để tiêu nước, xây dựng khi mực nước ngầm $\leq 1,5\text{m}$.

Lượng nước tính toán xác định theo công thức :

$$q_t = \frac{\alpha q_0 T}{t}, \quad \text{m}^3/(\text{ha.ngày đêm}) \quad (80)$$

Trong đó :

q_0 - tiêu chuẩn tưới nước, $\text{m}^3/(\text{ha.ngày đêm})$;

T - thời gian giữa các lần tưới trong ngày, h ;

α - hệ số có tính đến lượng nước bay hơi, thấm xuống đất và cây trồng hút đi, thường lấy bằng 0,5 ;

t - thời gian tiêu nước từ các ô, lấy bằng $(0,4 + 0,5)T$.

Vì nước tiêu không đồng đều theo thời gian, nên để tính toán lưu lượng cực đại theo công thức (79) ta cần đưa thêm hệ số $n = 1,5$ (hệ số không điều hoà) :

$$q_{mt} = \frac{\alpha \cdot q_0 \cdot T \cdot 1000}{86400 \cdot t} \cdot n, \quad \text{l}/(\text{s.ha}) \quad (81)$$

Lưu lượng q_{mt} gọi là môđun dòng chảy tiêu nước.

Lưu lượng giây tính cho một ống tiêu nước xác định theo công thức :

$$q_1 = q_{mt} \cdot F_1 \quad (82)$$

Trong đó :

F_1 - diện tích phục vụ của một ống tiêu nước, xác định theo công thức :

$$F_1 = \frac{b \cdot l}{10000}, \quad \text{ha} \quad (83)$$

l - chiều dài ống tiêu nước, m ; b - khoảng cách giữa các ống tiêu nước. Khoảng cách l xác định theo công thức :

$$l = 629(H - h) \sqrt{\frac{k}{p}} \quad (84)$$

Trong đó :

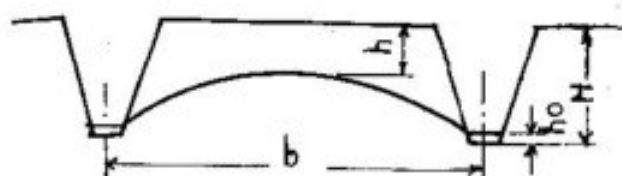
H - chiều sâu chôn ống (xem hình 3-4) ;

h - chiều sâu của lớp đất cần tiêu nước (đối với cánh đồng trồng cỏ $h = 0,6\text{m}$, trồng rau $h = 1,0\text{m}$) ;

k- hệ số thấm, cm/s, m/ng.đêm, lấy theo bảng (3-1) ;

p- chiều cao lớp nước tiêu đi trong ngày,

$$p = \frac{\alpha \cdot q_0 \cdot T}{t \cdot 1000} \quad (85)$$



Hình 3-4 : Sơ đồ tác động của hệ thống tiêu nước.

Bảng 3-1

Loại đất	Kích thước hạt đất, (mm)	Hệ số thấm k	
		cm/s	m/ng.đêm
Cát	1,22-0,12	1-0,01	864-8,64
Acát	0,12-0,076	0,01-0,004	8,64-3,46
Asét	0,076-0,038	0,004-0,001	3,46-0,86
Sét thấm nước	0,038	0,001	0,86

Độ dốc tối thiểu của ống tiêu nước $i_{\min} = 0,002$, tốc độ tự làm sạch 0,2-0,25 m/s. Khoảng cách giữa các ống xác định theo công thức (84). Căn cứ vào tính chất thấm nước của đất mà khoảng cách giữa các ống có thể lấy sơ bộ như sau : đối với đất acát 12-15m, đối với đất cát 16-25m, đối với asét 8-10m. Đường kính tối thiểu lấy bằng 75mm.

Mương máng lộ thiên thường xây dựng với tiết diện hình thang và thành bên có độ dốc tự nhiên. Ở những nơi đất xấu cần gia cố thêm sỏi đá, lát cỏ.

Ngoài ra, cần có biện pháp thoát nước mưa để tránh cho cánh đồng khỏi bị ngập lụt và xói mòn nhất là trong những trận mưa lớn và kéo dài.

3.1.2. Cánh đồng tưới nông nghiệp

Từ lâu người ta đã nghĩ đến việc sử dụng các chất phân bón có chứa trong nước thải không chỉ bằng cách tưới lên những cánh đồng công cộng (chủ yếu để xử lý nước thải) mà còn tưới lên những cánh đồng nông nghiệp thuộc nông trường và thuộc những vùng ngoại ô đô thị v.v... Tuy nhiên, việc xây dựng những cánh đồng này sẽ do cơ quan thanh tra vệ sinh và Ban nông nghiệp Trung ương quyết định.

Theo chế độ tưới nước người ta phân biệt : cánh đồng tưới thu nhận nước thải quanh năm và cánh đồng tưới thu nhận nước thải theo mùa.

Khi thu hoạch, gieo hạt hoặc về mùa mưa người ta lại giữ trữ nước thải trong các đầm hồ (hồ nuôi cá, hồ sinh học, hồ điều hoà ...) hoặc xả ra cánh đồng cỏ, cánh đồng trồng cây ưa nước hay vào vùng dự trữ.

Chọn loại cánh đồng nào là tùy thuộc vào đặc điểm thoát nước của vùng và loại cây trồng hiện có.

Trước khi xả ra cánh đồng, nước thải sinh hoạt phải xử lý sơ bộ qua song chắn rác, bể lắng cát và bể lắng. Khi lưu lượng nước thải lớn có thể cho qua bể điều hoà tính với thời gian nước lưu 6-8h.

Tiêu chuẩn tưới nước lên cánh đồng nông nghiệp lấy thấp hơn tiêu chuẩn tưới lên cánh đồng công cộng. Khi thiết kế và xây dựng cần có ý kiến của chuyên gia nông nghiệp.

Xử lý nước thải ở trên cánh đồng tưới và bãi lọc đạt được hiệu suất cao : BOD₂₀ đạt tới 10-15 mg/l ; chứa RNO₃ tới 25 mg/l ; vi trùng giảm đến 99,9%. Nước thải không cần khử trùng trước khi xả vào nguồn.

3.1.3. Hồ sinh học

Hồ sinh học là hồ chứa không lớn lắm dùng để xử lý nước thải bằng sinh học, chủ yếu dựa vào quá trình tự làm sạch của hồ. Trong số những công trình xử lý trong điều kiện tự nhiên thì hồ sinh học được áp dụng rộng rãi hơn cả.

Ngoài nhiệm vụ xử lý nước thải hồ sinh học còn có thể đem lại những lợi ích sau :

- Nuôi trồng thủy sản,
- Nguồn nước để tưới cho cây trồng,
- Điều hoà dòng chảy nước mưa trong hệ thống thoát nước đô thị.

Ồ tồ hồ sinh học chiếm một vị trí đặc biệt quan trọng trong các biện pháp xử lý nước thải vì có nhiều thuận lợi :

- Không đòi hỏi nhiều vốn đầu tư.
- Bảo trì vận hành đơn giản, không đòi hỏi có người quản lý thường xuyên.
- Hầu hết các đô thị đều có nhiều ao hồ hay khu ruộng trũng có thể sử dụng không cần xây dựng thêm.
- Có nhiều điều kiện kết hợp mục đích xử lý nước thải với việc nuôi trồng thủy sản và điều hoà nước mưa.

Căn cứ theo đặc tính tồn tại và tuần hoàn của các vi sinh và sau đó là cơ chế xử lý mà người ta phân biệt 3 loại hồ : Hồ kỵ khí, hồ hiếu kỵ khí (hồ Facultatív) và hồ hiếu khí.

1. Hồ kỵ khí

a. Đặc điểm :

Dùng để lắng và phân huỷ cặn lắng bằng phương pháp sinh hóa tự nhiên dựa trên cơ sở sống và hoạt động của vi sinh kỵ khí.

Loại hồ này thường dùng để xử lý nước thải công nghiệp có độ nhiễm bẩn lớn, còn ít dùng để xử lý nước thải sinh hoạt, vì nó gây mùi thối khó chịu. Hồ kỵ khí phải đặt cách xa nhà ở và xí nghiệp thực phẩm 1,5-2km.

Để duy trì điều kiện kỵ khí và giữ ấm cho hồ trong mùa đông thì chiều sâu hồ phải lớn, thường thì 2,4÷3,6m.

b. Tính toán :

Cách tính đơn giản nhất là theo kinh nghiệm, diện tích hồ kỵ khí bằng 10-20% diện tích hồ facultativ. Thời gian nước lưu trong mùa hè 1,5 ngày, trong mùa đông không quá 5 ngày. Hiệu quả giảm BOD vào khoảng 65-80% trong mùa hè và 45-65% trong mùa đông.

c. Đặc điểm cấu tạo hồ :

- Hồ nên có 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 cặn lắng đồng đều trong hồ, nếu diện tích hồ dưới 0,5 ha chỉ cần một miệng xả ; nếu lớn hơn thì phải bố trí thêm.
- Cửa tháo nước ra khỏi hồ thiết kế theo kiểu thu nước bề mặt và có tấm ngăn để bùn không thoát ra cùng với nước.

2. Hồ hiếu kỵ khí (facultativ)

a. Đặc điểm

Hồ facultativ là loại hồ thường gặp trong điều kiện tự nhiên. Phần lớn các ao hồ của chúng ta là những hồ facultativ. Hiện nay, nó được sử dụng rộng rãi nhất trong các hồ sinh học.

Trong hồ này xảy ra hai quá trình song song : quá trình oxy hóa hiếu khí chất nhiễm bẩn hữu cơ và quá trình phân huỷ metan cặn lắng.

Đặc điểm của loại hồ này xét theo chiều sâu của nó có thể chia ra 3 vùng : Lớp trên là vùng hiếu khí, lớp giữa là vùng trung gian, còn lớp dưới là vùng kỵ khí.

Nguồn oxy cần thiết cho quá trình oxy hóa các chất hữu cơ trong hồ chủ yếu nhờ quang hợp của rong tảo dưới tác dụng của bức xạ mặt trời và khuếch tán qua mặt nước dưới tác dụng của sóng gió, Hàm lượng oxy hoà tan vào ban ngày nhiều hơn

ban đêm. Do sự xâm nhập của ôxy hoà tan chỉ có hiệu quả ở độ sâu 1m nên nguồn ôxy hoà tan chủ yếu cũng ở lớp nước phía trên.

Quá trình phân huỷ kỵ khí lớp bùn ở đáy hồ phụ thuộc vào điều kiện nhiệt độ. Quá trình này làm giảm tải trọng hữu cơ trong hồ và sinh ra các sản phẩm lên men đưa vào trong nước.

Trong hồ thường hình thành tầng phân cách nhiệt : vùng nước phía trên nóng ấm hơn vùng nước phía dưới. Ở giữa là tầng phân cách đôi khi cũng có lợi. Đó là trường hợp vào những ngày hè do sự quang hợp của tảo, tiêu thụ nhiều CO_2 làm cho pH của nước hồ tăng lên, có khi tới 9,8 (vượt quá tiêu chuẩn tối ưu của vi khuẩn) khi đó tốt nhất là không nên xáo trộn hồ để cho các vi khuẩn ở đáy được che chở bởi tầng phân cách.

Nhìn chung tầng phân cách nhiệt là không có lợi, bởi vì trong giai đoạn phân tầng các loài tảo sẽ tập trung thành một lớp dày ở phía trên tầng phân cách. Tảo sẽ chết làm cho các vi khuẩn thiếu ôxy và hồ bị quá tải các chất hữu cơ. Trong trường hợp này thì sự xáo trộn là rất cần thiết để tảo phân tán tránh sự tích tụ.

Các yếu tố tự nhiên ảnh hưởng tới sự xáo trộn là gió và nhiệt độ.

Khi gió thổi sẽ gây sóng mặt nước hình thành mạch dòng lưu tốc và áp lực, các phân tử nước sẽ xô dịch từ bề mặt đi sâu vào bên trong tạo nên sự xáo trộn. Hồ có diện tích bề mặt lớn thì sự xáo trộn bằng gió tốt hơn hồ có diện tích bề mặt bé.

Ban ngày nhiệt độ của lớp nước phía trên cao hơn nhiệt độ của lớp nước phía dưới. Do sự chênh lệch nhiệt độ mà tải trọng của nước cũng chênh lệch tạo nên sự đối lưu nước ở trong hồ theo chiều đứng.

Nếu gió xáo trộn theo hướng hai chiều (chiều ngang và chiều đứng) thì sự chênh lệch nhiệt độ tạo nên xáo trộn chỉ theo một chiều thẳng đứng. Kết hợp giữa sức gió và sự chênh lệch nhiệt độ sẽ tạo nên sự xáo trộn toàn phần.

Chiều sâu của hồ có ảnh hưởng lớn tới sự xáo trộn, tới các quá trình ôxy hóa và phân huỷ trong hồ. Chiều sâu của hồ facultativ thường lấy vào khoảng 0,9 + 1,5m.

b. Tính toán

* *Tính toán theo mô hình động học của quá trình xử lý.*

Hiệu quả xử lý và thời gian nước lưu trong hồ xác định theo những công thức sau :

$$E = \frac{L_t}{L_a} = \frac{1}{1 + k_t \cdot t} \quad (86)$$

$$t = \frac{L_a - L_t}{k_T \cdot L_t} \quad (87)$$

Trong đó :

E- hiệu suất xử lý, % ;

L_a - BOD₅ của nước thải xả vào hồ, mg/l ;

L_t - BOD₅ của nước đã được xử lý, mg/l ;

t- thời gian nước lưu ở trong hồ ;

k_t - hệ số, phụ thuộc kiểu hồ (tự nhiên hay tiếp khí nhân tạo), nhiệt độ và tính chất của nước thải (sinh hoạt, công nghiệp ...) :

$$k_t = k_{20}.C^{(T-20)} \quad (88)$$

Đối với nước thải sinh hoạt $0,5 < k_{20} < 1$; đối với nước thải công nghiệp $0,3 < k_{20} < 2,5$; C- hằng số, đối với hồ tự nhiên $1,035 + 1,074$; đối với hồ tiếp khí nhân tạo $C = 1,045$.

T- nhiệt độ của nước hồ, °C.

* *Tính theo tải trọng BOD₅*

Tải trọng BOD₅ của hồ phụ thuộc vào nhiệt độ có thể xác định theo công thức sau :

$$BOD_5 = 11,2 (1,054)^{(1,8T + 32)} \quad (84)$$

Trong đó :

BOD₅- tải trọng tối đa, (kg/ha.ng) ;

T- nhiệt độ trung bình tháng, °C.

c. *Đặc điểm về cấu tạo hồ.*

Tỷ lệ chiều dài, chiều rộng hồ thường lấy bằng 1 :1 hoặc 2 :1. Ở những vùng có nhiều gió nên làm hồ có diện tích rộng, còn ở vùng ít gió nên làm hồ có nhiều ngăn.

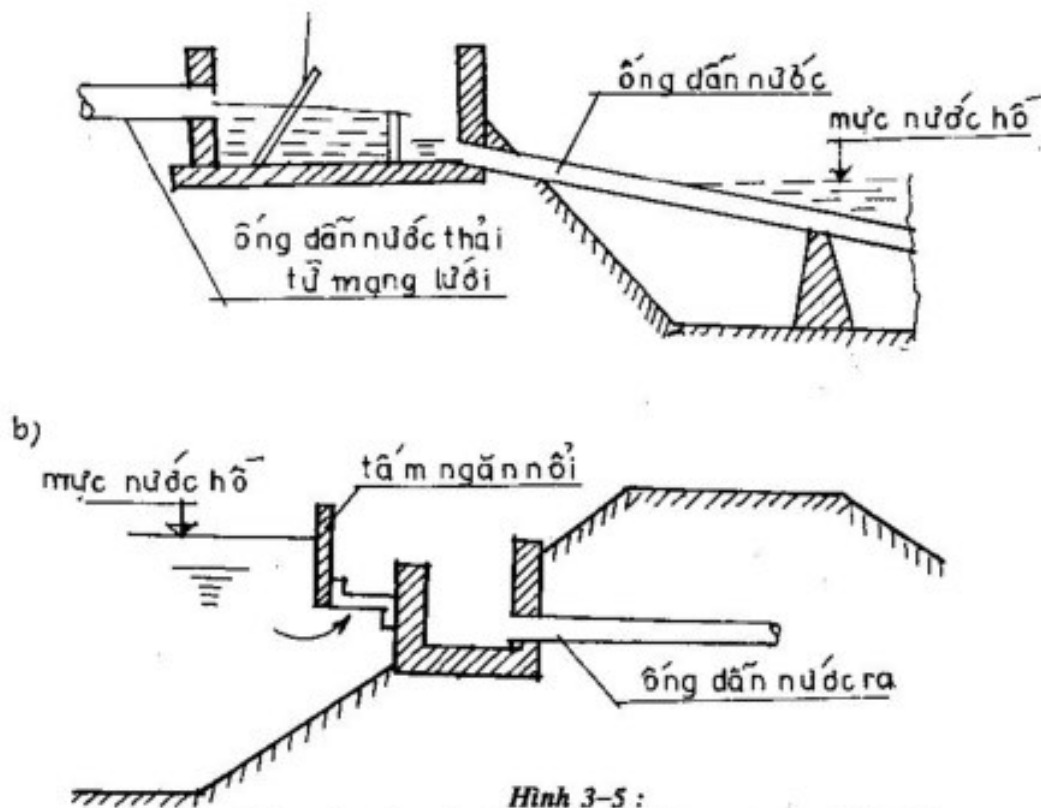
Nếu đất đáy hồ dễ thấm nước thì phải phủ lớp đất sét dày 15cm. Bờ hồ có mái dốc 1 :1 + 1,5 :1 ở phía trong và 2 :1 + 2,5 :1 ở phía ngoài. Bờ hồ nên trồng cỏ, riêng 30cm phía trên và phía dưới mực nước gia cố bằng bê tông hoặc đá hộc.

Cấu tạo cửa vào và cửa ra có thể làm theo cấu tạo trình bày ở hình 3-5.

3. Hồ hiếu khí

Quá trình oxy hóa các chất hữu cơ nhờ các vi sinh vật hiếu khí. Người ta phân biệt loại hồ này làm hai nhóm : Hồ làm thoáng tự nhiên và hồ làm thoáng nhân tạo.

- Hồ làm thoáng tự nhiên. Ôxy cung cấp cho quá trình oxy hóa chủ yếu do sự khuếch tán không khí qua mặt nước và quá trình quang hợp của các thực vật nước (rong tảo...). Để đảm bảo cho ánh sáng có thể xuyên qua, chiều sâu của hồ phải bé



Hình 3-5 :
 a. Cửa xả nước vào hồ ; b. Cửa tháo nước ra khỏi hồ.

≈ 30cm ÷ 40cm. Sức chứa tiêu chuẩn lấy theo BOD khoảng 250-300 kg/(ha.ngày). Thời gian nước lưu trong hồ khoảng 3-12 ngày.

Do độ sâu bé, thời gian nước lưu dài nên diện tích hồ lớn. Vì thế nó chỉ hợp lý về kinh tế khi kết hợp việc xử lý nước thải với việc nuôi trồng thủy sản cho mục đích chăn nuôi và công nghiệp.

- Hồ hiếu khí làm thoáng nhân tạo. Nguồn oxy cung cấp cho quá trình sinh hóa là bằng các thiết bị như bơm khí nén hoặc máy khuấy cơ học. Vì được tiếp khí nhân tạo nên chiều sâu của hồ có thể từ 2-4.5m. Sức chứa tiêu chuẩn khoảng 400 kg/(ha.ngày). Thời gian nước lưu trong hồ khoảng 1-3 ngày.

Hồ hiếu khí làm thoáng nhân tạo, do chiều sâu hồ lớn, mặt khác việc làm thoáng cũng khó đảm bảo toàn phần, vì thế phần lớn chúng làm việc như là hồ hiếu-ky khí, nghĩa là phần trên hiếu khí, phần đáy kỵ khí.

4. Về cấu tạo của hồ

Các loại hồ hiếu và kỵ khí có thể làm một bậc hoặc nhiều bậc, chiều sâu của các bậc phía sau sâu hơn các bậc phía trước. Thiết bị đưa nước vào hồ phải có cấu tạo thích hợp để phân phối nước và bùn điều hoà trên toàn bộ diện tích hồ. Hồ một bậc thường làm với kích thước 0,5 - 7ha, hồ nhiều bậc thì mỗi bậc 2,25ha. Tùy theo công suất mà có thể xây dựng làm nhiều hồ.

5. Về khả năng áp dụng hồ sinh học

Hồ sinh học nói chung, đặc biệt là hồ hiếu khí và kỵ khí áp dụng ở nước ta tương đối thích hợp, có thể kết hợp dùng làm hồ thả bèo nuôi cá. Điều đó đem lại hiệu quả kinh tế và tăng cường khả năng xử lý nước thải. Nếu thả bèo trên mặt hồ sẽ làm tăng thêm nguồn ô xy cho quá trình quang hợp đồng thời rễ của bèo có nhiều vi sinh vật sẽ thúc đẩy quá trình ôxy hóa. Cần lưu ý không nên thả bèo kín mặt hồ để đảm bảo đủ ánh sáng xuyên qua.

Nước thải trước khi đưa vào hồ tuy đã được xử lý sơ bộ, nhưng hàm lượng các chất bẩn vẫn còn cao, muốn kết hợp nuôi cá thì chỉ nên nuôi trong những bậc 2,3... hay trong những hồ có pha loãng bằng nước sông với tỷ lệ 1 : 3 - 1 : 5. Việc lựa chọn cá hay thủy sản khác thích hợp cho việc nuôi trong từng bậc cần có sự hướng dẫn của các chuyên gia nuôi trồng thủy sản.

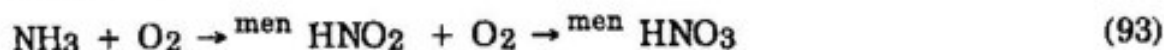
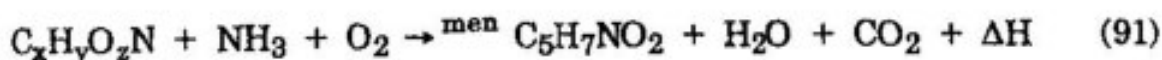
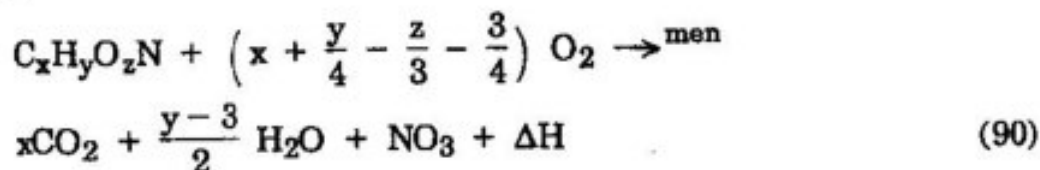
3.2. CÔNG TRÌNH XỬ LÝ SINH HỌC NƯỚC THẢI TRONG ĐIỀU KIỆN NHÂN TẠO

Như đã nói ở mục 3.1 phương pháp xử lý sinh học nước thải là dựa vào khả năng của các vi sinh sử dụng những chất khác nhau có chứa ở trong nước thải làm nguồn dinh dưỡng để sống và biến đổi chất. Nói cách khác là trong quá trình đó các vi sinh vật giải phóng khỏi nước các chất nhiễm bẩn hữu cơ, còn sự chuyển hóa trong tế bào vi sinh đảm bảo những nhu cầu năng lượng của chúng.

Bằng cách sinh hóa có thể xử lý được rất nhiều chất hữu cơ khác nhau. Nó cũng biến đổi một số liên kết không thuộc nguồn gốc hữu cơ như hydro các bon, amôniac, nitrat v.v... Song trong nước thải còn có các chất không chịu ôxy hóa bằng sinh hóa hoặc là có xảy ra nhưng rất chậm. Nhóm chất không chịu ôxy hóa sinh hóa gồm : nhiều hydro các bon, một số ete phức tạp, nhiều chất tổng hợp hoạt tính bề mặt, các loại sơn v.v...

Về vi sinh vật thì chúng phát triển cả trong điều kiện hiếu khí cũng như trong điều kiện kỵ khí.

Trong điều kiện hiếu khí sơ đồ các phản ứng ôxy hóa có thể biểu diễn như sau :



Trong đó :

$C_xH_yO_zN$ - đặc trưng cho chất hữu cơ ;

$C_5H_7NO_2$ - công thức hóa học của tế bào vi sinh.

Phản ứng (90) và (91) tượng trưng cho quá trình xử lý sinh học, loại khỏi nước những chất nhiễm bẩn ban đầu $C_xH_yO_zN$. Phản ứng (90)- ôxy hóa trên nhu cầu năng lượng của tế bào, phản ứng (91)- ôxy hóa trên sự hóa hợp khối vi sinh $C_5H_7NO_2$. Chi phí ôxy cho cả hai phản ứng đó tương ứng với BOD của nước thải.

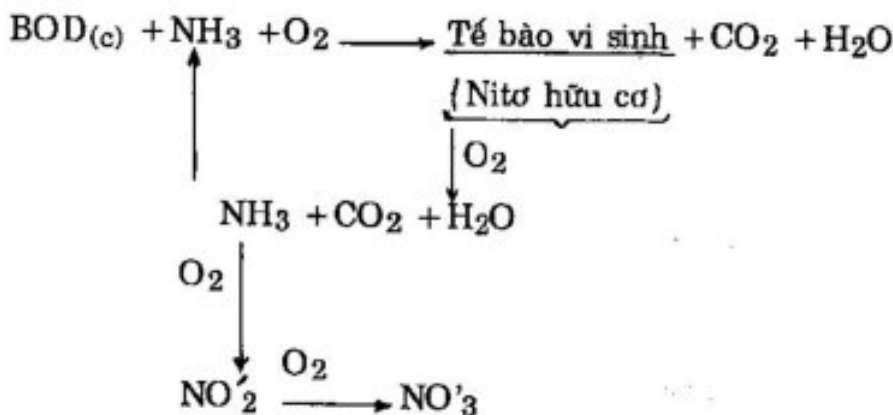
Nếu quá trình ôxy hóa diễn ra đủ lâu, thì sau khi sử dụng hết những chất hữu cơ sẵn có, bắt đầu quá trình ôxy hóa chất tế bào vi sinh.

Các phản ứng (90), (91) do các vi khuẩn Ghetotrop thực hiện. Khi nước thải đã được xử lý thì nguồn ngoại sinh của các bon hữu cơ không còn và bắt đầu điều kiện thuận lợi cho loại vi khuẩn avtotrop phát triển. Những vi sinh này tiến hành ôxy hóa ni tơ muối amôn, ban đầu thành nitrit nitơ, sau là nitrat nitơ (phản ứng 93).

Để quá trình tổng hợp tế bào vi sinh được bình thường hay nói cách khác là để quá trình xử lý nước đạt hiệu quả cần có hàm lượng đầy đủ của các thành phần dinh dưỡng các bon hữu cơ BOD, nitơ, phốt pho. Ngoài những thành phần cơ bản (C,H,O,N) còn cần những thành phần khác nữa. Nói chung trong nước thải có đủ các nguyên tố để thực hiện các quá trình chuyển hóa vi sinh. Nitơ và phốt pho thường không đủ số lượng, có thể bổ sung thêm vào dưới dạng phốt phát kali hay clorid amôn. Tuy nhiên, cũng chỉ với nước thải công nghiệp, còn nước thải sinh hoạt thường có trong chất thải của người và động vật. Mặt khác nước tiểu phân giải cho ta amoniác và CO_2 . Người ta cho rằng trong quá trình xử lý nước thải các vi sinh thường sử dụng nitơ amin, nhưng nếu nó không đủ thì các vi sinh cũng có thể sử dụng nitơ abumin một cách có hiệu quả.

Sự giàu đủ dinh dưỡng cho vi sinh xác định bởi tương quan BOD :N :P. Trong trường hợp cụ thể thì tương quan đó có thể mang tính chất cá biệt. Đối với nước thải đô thị có thể lấy BOD :N :P = 100 :5 :1.

Chu trình biến đổi nitơ trong quá trình sinh hóa chất nhiễm bẩn nước thải có thể biểu diễn dưới dạng sau :



Nitơ anbumin trong kết quả amôn hóa phân huỷ thành nguồn nitơ amôn (sử dụng trong kỹ thuật xử lý nước thải). Ta hiểu BOD ở đây là nguồn dinh dưỡng các bon của tế bào. Nitơ được sử dụng nhiều trong giai đoạn phát triển pha lôga của tế bào, còn trong giai đoạn ôxy hóa tế bào, nitơ được giải phóng dưới dạng amôniac. Nitơ amôn có thể được ôxy hóa thành nitrit và nitrat hoặc được sử dụng lại cho quá trình tổng hợp mới. Như vậy, giai đoạn biến đổi nitơ thoả mãn các phản ứng (90), (91), (92) và (93).

Trong vòng tuần hoàn nitơ, thì nitrit và nitrat có thể thực hiện 2 nhiệm vụ : Làm nguồn ôxy trong điều kiện kỵ khí, và làm nguồn nitơ, ví dụ, khi tổng hợp rong tảo. Người ta tính được rằng cứ 1 mg nitơ nitrat tổng hợp được 10 mg rong tảo. Cũng chính vì vậy mà nước thải xả vào nguồn không được chứa hàm lượng nitrit và nitrat cao. Nếu là do yêu cầu công nghệ có thể cần biện pháp phân huỷ dạng nitơ ôxy hóa thành nitơ phân tử. Nitơ phân tử bay vào không khí là thiệt thòi đối với môi trường sinh vật. Có lẽ trong tương lai cần tìm cách sử dụng nitơ nitrit và nitơ nitrat có hiệu quả hơn.

Quá trình khử nitơ của muối nitrit và nitrat gọi là quá trình khử nitro hóa . Đó là một quá trình phức tạp, nhiều giai đoạn và có thể thực hiện theo nhiều sơ đồ khác nhau, phụ thuộc vào điều kiện môi trường. Sản phẩm cuối cùng của sự phân huỷ có thể là nitơ phân tử hoặc amôniac hoặc axit nitơ, nhưng đối với nước thải thì quá trình này thường diễn ra với kết quả là nitơ phân tử.

Người ta nói xử lý sinh học hoàn toàn là nếu BOD_{20} của nước thải đã xử lý nhỏ hơn 20 mg/l và không hoàn toàn là nếu $BOD_{20} > 20$ mg/l. Thực ra, việc xác định đó chỉ là tương trưng, vì khi xử lý sinh học chất nhiễm bẩn trong nước từng phần đã được giải phóng qua các công trình.

Xử lý sinh học hoàn toàn được phân biệt với hai chỉ tiêu : Chỉ tiêu với quá trình nitơ hóa nitơ của muối amôn và chỉ tiêu không có quá trình đó. Quá trình nitơ hóa diễn ra đồng thời với quá trình ôxy hóa tế bào vi sinh. Vì vậy phương án xử lý sinh học hoàn toàn với quá trình nitơ hóa gọi là quá trình xử lý với việc khoáng hóa bùn hoạt tính hay quá trình làm thoáng kéo dài.

Những chất hữu cơ trong nước thường ở dạng không hoà tan, dạng keo hoặc dạng hoà tan. Nhiều vi sinh vật trong đó có siêu vi trùng, các men, plêxin có thể sử dụng các chất dinh dưỡng ngay ở dạng phân tử nhỏ. Các hạt thô của chất nhiễm bẩn, ban đầu được vi sinh tinh chế bề ngoài. Chúng phân tách vào môi trường một số lượng lớn các men, ở đó chúng tiếp xúc với các hạt thô chất bẩn và tiến hành thủy phân các chất hữu cơ phức tạp thành các chất hữu cơ đơn giản hơn theo kích thước phân tử. Những chất hữu cơ này thấm qua màng tế bào vào nguyên sinh chất.

Thực tế thì tất cả những biến đổi sinh hóa đều từ sự bắt đầu của quá trình chuyển hóa vật chất với sự giúp đỡ của các men và những phản ứng chỉ thị của chúng có trong hoạt động bất kỳ của cơ cấu sống nào.

Người ta phân biệt và nghiên cứu hàng trăm loại men. Mỗi loại men thúc đẩy một loại phản ứng hóa học duy nhất, không phụ thuộc vào chất cụ thể có tác động tương hỗ. Đặc tính của men là có tính tác động cá biệt sâu sắc. Chúng có độ hoạt tính chỉ thị một cách đặc biệt, xuất hiện ở nhiệt độ và áp suất thông thường. Quá trình chỉ thị men nhờ vào cấu tạo đặc biệt của mỗi loại men, diễn ra như một chuỗi những biến đổi thành phần các chất có tổ chức theo thời gian và không gian. Trong thực tế xử lý nước thải, để đặc trưng cường độ oxy hóa người ta đánh giá hoạt tính hai chiều của vi sinh vật. Quá trình oxy hóa sinh học (sơ đồ trình bày ở phản ứng (90) và (91) bao gồm nhiều giai đoạn và bắt đầu từ các men lưỡng tính. Loại oxy hóa này gọi là không trực tiếp. Hydro được các men lưỡng tính chuyển vào hệ thống hô hấp để liên kết với oxy tạo thành nước. Số lượng men nhiều hay ít đều làm ảnh hưởng tới cường độ và tính chất của quá trình và vì vậy người ta cũng dùng số lượng men để làm chỉ tiêu điều chỉnh quá trình.

Các biện pháp oxy hóa trong điều kiện nhân tạo được thực hiện trên hai mô hình cơ bản : vi sinh dính bám vào vật liệu lọc thành màng mỏng bay hơi tự do trong nước thải.

Mô hình thứ nhất được thực hiện trên công trình gọi là bể lọc sinh học (hoặc biophin).

Mô hình thứ hai thực hiện thoáng gió các bông cặn lơ lửng trong nước thải trên công trình gọi là aeroten.

Quần thể vi sinh của bùn hoạt tính (các bông cặn ở bể aeroten) và màng vi sinh (ở bể biophin) rất đa dạng.

Số lượng và chất lượng của quần thể vi sinh của bùn hoạt tính và màng vi sinh phụ thuộc vào nhiều yếu tố : thành phần nước thải, khối lượng chất nhiễm bẩn tính theo lượng bùn trong đơn vị thời gian, lượng oxy hoà tan, chế độ thủy động học công trình v.v...

Số lượng vi khuẩn trong bùn dao động trong khoảng 10^8 đến 10^{12} trên 1 mg chất khô. Phần lớn chúng thuộc loại : Pseudomonas, Achromobacter, Alkaligetes, Bacillus, Bacterium micrococcus, Flavobacterium.

Vi khuẩn nitrit và vi khuẩn nitrat có 2 loại : Nitrosomonas và nitrobacter. Loại vi khuẩn nitrat Sphacrotilus và Cladothrix với số lượng nhiều hay ít thì hầu như luôn có trong bùn.

Trong bùn hoạt tính còn có các vi khuẩn phát triển bề mặt như loại Zooglia Ramigera và nhiều loại khác nữa.

Trong nước thải càng có nhiều liên kết hữu cơ khác nhau thì quần thể vi sinh càng đa dạng về số lượng và chủng loại. Ví dụ, trong bùn của nước thải sinh hoạt người ta tìm được 32 loại vi khuẩn, trong khi đó trong bùn của nước thải sản xuất Vinalaxetat và Axetandezit chỉ có 7 loại.

Quần thể vi sinh trong bùn hoạt tính và màng vi sinh của cùng một loại nước thải có thể tương tự nhau về chất lượng nhưng khác nhau về loài và số lượng.

Số lượng vi sinh vật thay đổi trong quá trình xử lý nước thải, phụ thuộc và nguồn dinh dưỡng trong bùn và trong màng vi sinh, vào chiều cao của lớp vật liệu lọc.

Tính chất quan trọng của bùn là khả năng tạo bông của nó. Bùn tách ra khỏi nước ở bể lắng đợt II, sau đó cho trở lại bể aeroten, còn nước thải được đưa đi xử lý tiếp tục. Bùn hoạt tính thừa - là số lượng được tạo thêm trong quá trình sử dụng chất hữu cơ của nước thải, sẽ lấy ra khỏi công trình. Có một số lý thuyết tạo bông bùn, nhưng đáng kể nhất là lý thuyết của Makhati. Theo lý thuyết này thì sự tạo bông xảy ra ở giai đoạn trao đổi chất khi tỷ lệ hàm lượng chất dinh dưỡng đối với sinh khối trở nên thấp dần. Tỷ lệ thấp đó đặc trưng năng lượng thấp của hệ thống bùn và như vậy sẽ đưa đến chỗ giảm năng lượng chuyển động. Động năng tác động đối kháng với lực hấp dẫn, và nếu động năng nhỏ thì tác động đối kháng cũng nhỏ và vi khuẩn hấp dẫn lẫn nhau. Người ta cho rằng diện tích bề mặt tế bào, sự tạo thành giác mạc và phân tách niêm dịch là những nguyên nhân cơ bản của sự keo tụ.

Kết quả phân tích hóa học niêm dịch và giác mạc của tế bào cho thấy rằng chúng bao gồm từ nhóm axetin và amôn với mức độ đáng kể.

Makhati đề nghị lấy các nhóm đó để xác định diện tích bề mặt tế bào : mang dấu âm khi là nhóm axetin và mang dấu dương khi là nhóm amôn. Khi bông cặn vừa mới được tạo ra thì một số vi khuẩn bên trong bông cặn bị tiêu diệt và phân huỷ, các loại đường tổng hợp hoà tan tồn tại cùng với những vi sinh vật kém hoạt động như : động thực vật nguyên sinh, Calafrat, giun sán, ấu trùng, nhộng, bọ chó, sâu bọ và các nấm nước.

Kết quả nghiên cứu và quản lý các công trình xử lý sinh hóa được tiến hành trong nhiều năm ở Liên Xô cũ cho thấy rằng quần thể vi sinh của cặn có thể dùng làm chỉ tiêu đánh giá quá trình xử lý.

Trong bùn thông thường thấy đặc điểm nhiều về của động thực vật nguyên sinh, trong đó khó có thể xác định cụ thể số lượng của từng loài, thực chất tất cả đều biến đổi và ở trạng thái sống động, bùn dễ keo tụ và lắng đọng.

Nếu nguồn dinh dưỡng trong bùn không đầy đủ thì sẽ xuất hiện sự phân nhỏ các động vật nguyên sinh, chúng trở nên trong suốt, nước bùn đục và có nhiều hạt nhỏ.

Nếu trong bùn dư thừa chất dinh dưỡng thì các vi khuẩn được tạo thành từ một loài về số lượng cũng như đặc tính sẽ ít đa dạng, xuất hiện loài xaclovich, vi khuẩn nitrat có thể phát triển với số lượng đáng kể. Nước bùn có màu sáng đục (màu sữa).

Khi nước thải thay đổi thành phần hoặc khi lượng oxy cấp không đầy đủ thì thành phần của bùn cũng thay đổi.

Tính toán số lượng vi sinh vật có chứa trong bùn người ta tiến hành bằng cách thống kê số lượng riêng cho từng loài. Dùng kính hiển vi xác định số lượng các vi khuẩn trong một giọt, sau đó tính cho 1 ml bùn. Số lượng vi khuẩn trong 1 ml bùn dao động từ một đơn vị ngàn đến hàng trăm đơn vị ngàn. Sơ bộ có thể lấy 1-10 ngàn nếu ít, 10-100 ngàn nếu trung bình và lớn hơn 100 ngàn nếu nhiều.

3.2.1. Bể lọc sinh học (bể Biôphin)

Bể Biôphin là một công trình xử lý sinh học nước thải trong điều kiện nhân tạo nhờ các vi sinh hiếu khí.

Quá trình xử lý diễn ra khi cho nước thải tưới lên bề mặt của bể và thấm qua lớp vật liệu lọc. Ở bề mặt của hạt vật liệu lọc và ở các khe hở giữa chúng các cặn bẩn được giữ lại và tạo thành màng - gọi là màng vi sinh. Lượng oxy cần thiết để oxy hóa các chất bẩn hữu cơ thâm nhập vào bể cùng với nước thải khi ta tưới, hoặc qua khe hở thành bể, hoặc qua hệ thống tiêu nước từ đáy đi lên. Vi sinh hấp thụ chất hữu cơ và nhờ có oxy mà quá trình oxy hóa được thực hiện.

Những màng vi sinh đã "chết" sẽ cùng với nước thải ra khỏi bể và được giữ lại ở bể lắng đợt II.

Người ta phân biệt bể Biôphin như sau :

1. Theo mức độ xử lý : Biôphin xử lý hoàn toàn và không hoàn toàn. Biôphin cao tải có thể xử lý hoàn toàn hoặc không hoàn toàn, còn Biôphin nhỏ giọt dùng để xử lý hoàn toàn.

2. Theo biện pháp làm thoáng, Biôphin làm thoáng tự nhiên và Biôphin làm thoáng nhân tạo. Trong trường hợp làm thoáng nhân tạo thì bể Biôphin thường gọi là aerophin.

3. Theo chế độ làm việc : Biôphin làm việc liên tục và Biôphin làm việc gián đoạn có tuần hoàn và không tuần hoàn. Nếu nồng độ nhiễm bẩn của nước thải lên bể Biôphin không cao lắm và với khối lượng đủ để có thể tự làm sạch thì việc tuần hoàn là không cần thiết. Trong trường hợp ngược lại thì tùy theo nồng độ của nước thải mà nên hoặc bắt buộc phải tuần hoàn.

4. Theo sơ đồ công nghệ : Bể Biôphin một hay hai bậc.

Sơ đồ công nghệ của bể Biôphin một bậc có hay không có tuần hoàn trình bày ở hình 3-6a, còn của bể Biôphin hai bậc có tuần hoàn(Hình3-6b).

Bể Biôphin hai bậc thường được áp dụng khi điều kiện khí hậu không thuận lợi, khi không có điều kiện tăng chiều cao công tác của bể và khi cần nâng cao hiệu suất xử lý.

5. Theo khả năng chuyển tải : Biôphin cao tải và Biôphin nhỏ giọt (Biôphin thông thường).

6. Theo đặc điểm cấu tạo của vật liệu lọc : Biôphin chất liệu khối và Biôphin chất liệu bản.

Biôphin chất liệu khối có thể phân biệt :

- Biôphin nhỏ giọt có kích thước vật liệu lọc 40-60mm, và chiều cao công tác 1-2m.

- Biôphin cao tải có kích thước vật liệu lọc 60-80mm và chiều cao công tác 2-4m.

- Biôphin có chiều cao lớn (tháp lọc) có kích thước vật liệu lọc 60-80mm, chiều cao công tác 8-16m.

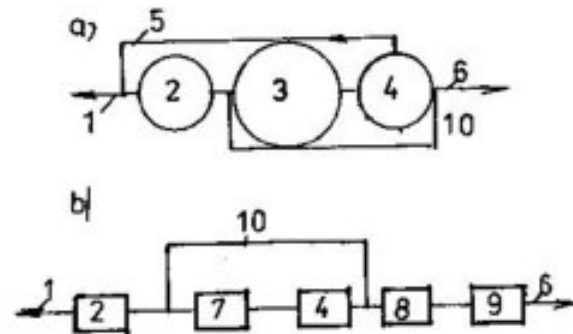
Biôphin chất liệu bản có thể phân biệt :

- Biôphin với chất liệu lọc dạng rắn : Vòng ống hay những cấu tạo khác. Vật liệu có thể là sành, chất dẻo hay kim loại. Tùy thuộc vào loại vật liệu mà khối lượng lấy trong khoảng 100-600 kg/m³, độ rỗng 70-90%, chiều cao làm việc 1-6m.

- Biôphin với vật liệu rắn ở dạng đan lưới hay khối đặc được ghép từ các tấm hay các bản phẳng. Các khối đặc có thể làm bằng chất dẻo và cũng có thể là fibroximăng. Khối lượng chất dẻo 40-100 kg/m³, độ rỗng 90-97%, chiều cao 2-16m. Khối lượng fibroximăng 200-250 kg/m³, độ rỗng 80-90%, chiều cao làm việc 2-6m.

- Biôphin vật liệu mềm và rulô (cuộn) làm từ lưới thép, màng chất dẻo hay vải tổng hợp được cố định trên khung hay dưới dạng cuộn. Khối lượng 5-60 kg/m³, độ rỗng 94-99%, chiều cao cấp phối 3-8m.

Đối với Biôphin chất liệu bản cũng cần kể đến loại đĩa quay sinh học- là bể chứa đầy nước có đáy hình lõm. Dọc theo bờ ở chỗ cao hơn mực nước một ít có đặt trục



Hình 3-6 : Sơ đồ công nghệ của bể Biôphin

- | | |
|--|----------------------------|
| 1. Nước thải lên bể ; | 2. Bể lắng đợt I ; |
| 3. Bể biôphin ; | 4. Bể lắng đợt II ; |
| 5. Bùn từ bể lắng đợt II ; | 6. Xả nước đã được xử lý ; |
| 7 và 8. Bể Biôphin tương ứng đợt I và đợt II ; | |
| 9. Bể lắng đợt III ; | 10. Nước tuần hoàn. |

gắn các đĩa bằng chất dẻo, xi măng amiăng hay kim loại với đường kính 0,6-0,3m. Khoảng cách giữa các đĩa 10-20mm, tốc độ quay của trục đĩa 1-40 v/ph.

Biôphin chất liệu mềm và rulô thường chỉ sử dụng khi lưu lượng nước thải đến 10.000 m³/ngày đêm, còn Biôphin chất liệu rắn ở dạng khối q < 50.000 m³/ngày đêm, đĩa quay sinh học q < 500 m³/ngày đêm.

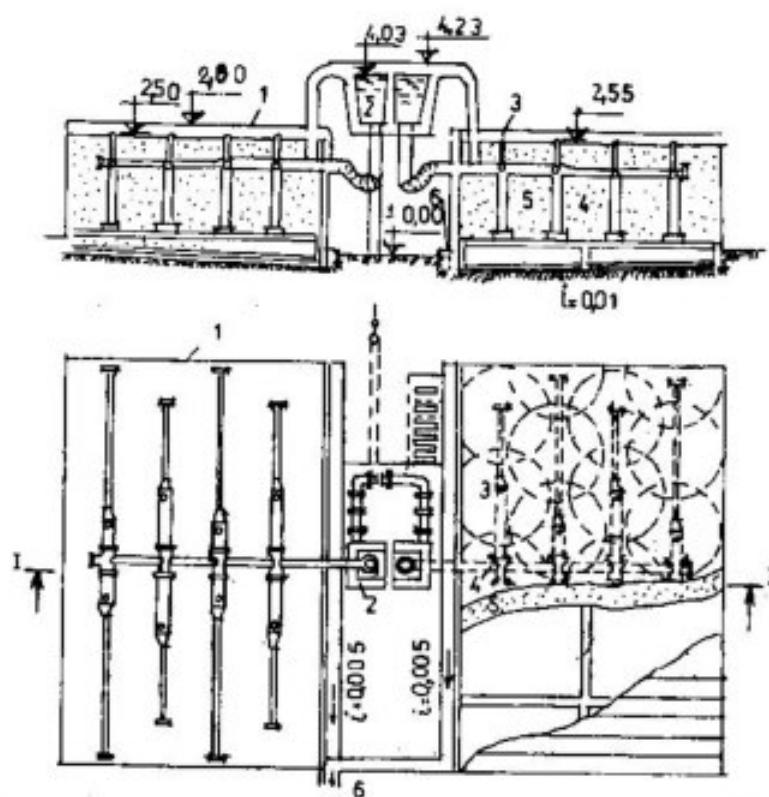
Sau đây xét một vài loại Biôphin cơ bản thường sử dụng trong thực tế.

1. Biôphin nhỏ giọt

Biôphin nhỏ giọt dùng để xử lý sinh hóa nước thải hoàn toàn với hàm lượng BOD của nước sau khi xử lý đạt 15 mg/l.

Bể Biôphin xây dựng dưới dạng hình tròn hay hình chữ nhật có tường đặc và đáy kép. Đáy trên là tấm đan dờ lớp vật liệu lọc, đáy dưới liền khối không thấm nước. Chiều cao giữa hai lớp đáy lấy khoảng 0,4-0,6m, độ dốc hướng về máng thu I ≥ 0,01. Độ dốc theo chiều dọc của máng thu lấy theo kết cấu, nhưng không được nhỏ hơn 0,005. Tường bể làm cao hơn lớp vật liệu lọc 0,5m.

Hình 3-7 trình bày sơ đồ cấu tạo bể Biôphin nhỏ giọt dạng chữ nhật.



Hình 3-7 : Bể Biôphin nhỏ giọt có thùng điều lượng phân phối nước lên mặt bể.

1. Bể Biôphin ; 2. Thùng điều lượng ; 3. Vòi phun ;
4. Ống phân phối ; 5. Vật liệu lọc ; 6. Mương xả nước

Đặc điểm riêng của bể Biôphin nhỏ giọt là kích thước của hạt vật liệu lọc không lớn hơn 25-30mm và tải trọng tưới nước nhỏ $0,5-1,0 \text{ m}^3/(\text{m}^3 \cdot \text{VLL})$.

Bể Biôphin nhỏ giọt thường được sử dụng trong trường hợp lưu lượng nhỏ từ 20 ÷ 1000 $\text{m}^3/\text{ngày đêm}$. Hiệu suất xử lý cao, có thể đạt tới 90% (theo BOD) hay cao hơn nữa.

2. Biôphin cao tải

Bể Biôphin cao tải khác với bể Biôphin nhỏ giọt ở chỗ bể Biôphin cao tải có chiều cao công tác và tải trọng tưới nước cao hơn. Ví dụ, nếu tải trọng lên bể Biôphin nhỏ giọt là $0,5-1,0 \text{ m}^3/(\text{m}^3 \text{VLL}/\text{ngày đêm})$ thì tải trọng thủy lực lên bể Biôphin cao tải là $10-30 \text{ m}^3/(\text{m}^3 \text{VLL}/\text{ngày đêm})$.

Vật liệu lọc có kích thước 40-60mm, vì vậy giữa các hạt có khe hở lớn. Nếu ở bể Biôphin nhỏ giọt thoáng gió là bằng tự nhiên thì ở bể Biôphin cao tải lại là nhân tạo. Như vậy việc trao đổi không khí xảy ra ở trong thân bể cũng với cường độ cao hơn.

Nhờ có tốc độ lọc lớn và sự trao đổi không khí nhanh mà quá trình ôxy hóa các chất hữu cơ xảy ra với tốc độ cao. Bể Biôphin cao tải có thể dùng để xử lý nước thải bằng sinh học hoàn toàn hoặc không hoàn toàn.

Để các màng vi sinh tích đọng lại không làm tắc kín các khe hở giữa các hạt vật liệu lọc thì phải thường xuyên tháo rửa bể.

Bể Biôphin cao tải làm việc bình thường nếu tạo được những điều kiện sau đây :

- Nước thải phải xử lý sơ bộ trước khi đưa lên bể Biôphin.

- Nồng độ nhiễm bẩn của nước không vượt quá $150 + 200 \text{ mg/l}$ tính theo BOD,

Nếu hàm lượng BOD cao hơn mức quy định thì cần pha loãng với nước sông hoặc với nước đã được xử lý.

Tùy theo mức độ yêu cầu phải xử lý mà bể Biôphin cao tải có thể thiết kế với sơ đồ một bậc hoặc hai bậc (xem hình 3-6b). Bể Biôphin một bậc thường dùng để xử lý sinh học không hoàn toàn nước thải.

Bể Biôphin cao tải hai bậc áp dụng trong những trường hợp khi mức độ yêu cầu xử lý đòi hỏi cao mà sơ đồ một bậc không thực hiện được. Trong đó bậc một sẽ giữ lại và ôxy hóa những chất hữu cơ dễ ôxy hóa, còn ở bậc hai ôxy hóa nốt những chất bẩn còn lại để đạt hiệu quả như yêu cầu. Ví dụ, BOD₂₀ của nước thải đã qua xử lý sau hai bậc đạt tới 10-15 mg/l. Tuy nhiên, ta cũng có thể đạt được hiệu quả đó bằng cách tăng thời gian nước lưu ở bể Biôphin cao tải một bậc.

Chiều cao cấp phối vật liệu ở trong bể Biôphin cao tải thường lấy bằng 2-4m.

Bể Biôphin cao tải có thể áp dụng để xử lý sinh học nước thải với công suất $q \leq 50.000 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$.

3. Tính toán bể Biôphin

Yếu tố ảnh hưởng tới hiệu quả xử lý của bể Biôphin là nhiệt độ nước thải, nhiệt độ không khí, tính chất của nước thải, loại vật liệu và phương pháp làm thoáng.

Tính toán bể Biôphin bao gồm việc xác định khối lượng cần thiết của vật liệu lọc, kích thước các bộ phận thiết bị phân phối, thu và dẫn nước ra khỏi bể v.v...

a. Tính toán bể Biôphin nhỏ giọt :

Tính toán bể Biôphin nhỏ giọt thường dựa vào công suất ôxy hoá, tức là lượng ôxy, biểu thị bằng gram BOD, có thể nhận được trong ngày đêm tính trên 1 m³ vật liệu lọc.

Công suất ôxy hóa của bể Biôphin phụ thuộc vào nhiệt độ nước thải và không khí, vào mức độ nhiễm bẩn, vật liệu lọc, phương pháp làm thoáng v.v... Khi tính toán căn cứ vào nhiệt độ trung bình năm của không khí mà lấy công suất ôxy hóa như sau :

Nhiệt độ trung bình năm của không khí	Công suất ôxy hóa (CO) (gr/m ³ .ngày đêm)
6 < t _{kk} < 10°C	CO = 250
t _{kk} ≥ 10°C	CO = 300
t _{kk} ≠ 10°C (t ₁).....	CO = 300x $\frac{t_1}{10^\circ\text{C}}$

Thể tích của vật liệu lọc, tính cho 1m³ nước thải trong ngày đêm, xác định theo công thức :

$$W_1 = \frac{L_a - L_t}{CO} \quad (94)$$

Trong đó :

L_a- hàm lượng BOD lúc ban đầu của nước thải, mg/l ;

L_t- hàm lượng BOD của nước thải sau khi xử lý sinh học, mg/l ;

CO- công suất ôxy hoá, gr/(m³.ngày đêm).

Tải trọng cho phép - lượng nước thải xử lý ngày đêm tính trên 1m³ vật liệu lọc :

$$q = \frac{CO}{L_a - L_t} \quad (95)$$

Tải trọng cho phép q₀ lấy phụ thuộc vào hàm lượng BOD, có thể tham khảo bảng 3-2.

Bảng 3-2

Nhiệt độ trung bình năm của không khí (°C)	Công suất ôxy hóa, CO (g/m ³)	q ₀ , m ³ /(m ³ .ngày đêm)	
		Khi BOD ₂₀ = 200 (mg/l)	Khi BOD ₂₀ = 300 (mg/l)
6°-10°C	250	1,25	0,83
≥ 10°C	300	1,5	1,0

Thể tích yêu cầu của lớp vật liệu lọc :

$$W = W_1 \cdot Q = \frac{Q}{q_0} \quad (96)$$

Q- lưu lượng nước thải, m³/ngày đêm.

Diện tích bề mặt của bể Biôphin :

$$F = \frac{W}{H} \quad (97)$$

H- chiều cao làm việc của bể, lấy đến 2m.

Số lượng bể Biôphin nhỏ giọt lấy trong khoảng 2-8 cái.

Bể Biôphin nhỏ giọt có thể tính toán theo phương pháp của bộ môn Thoát nước trường ĐHXD Moscow.

Tuần tự tính toán như sau :

- Xác định hệ số k ;

$$k = \frac{L_a}{L_t} \quad (98)$$

L_a- BOD₂₀ lúc ban đầu của nước thải, L_a ≤ 200 mg/l ;

L_t - BOD₂₀ của nước thải đã qua xử lý sinh học, mg/l).

- Căn cứ theo nhiệt độ trung bình về mùa đông của nước thải T và giá trị k đã tính, xác định chiều cao của bể H và tải trọng thủy lực q theo bảng 3-3.

Bảng 3-3

Tải trọng thủy lực q (m ³ /m ² .ng)	Giá trị k khi nhiệt độ của nước thải T :			
	8°C	10°C	12°C	14°C
1	8/11,6(*)	9,8/12,6	10,7/13,8	11,4/15,1
1,5	5,9/10,2	7,0/10,9	8,2/11,7	10,0/12,8
2	4,9/8,2	5,7/10,0	6,6/10,7	8,0/11,5
2,5	4,3/6,9	4,9/8,3	5,6/10,1	6,7/10,7
3	3,8/6,0	4,4/7,1	5,0/8,6	5,9/10,2

Ghi chú : (*)- Trước gạch chéo là giá trị k đối với bể có chiều cao H = 1,5m, còn sau gạch chéo là giá trị k đối với bể có chiều cao H = 2,0m.

Nếu giá trị k tính được vượt quá giá trị k lấy theo bảng 3-3 thì phải thiết kế hệ thống tuần hoàn nước. Tính toán hệ thống tuần hoàn tiến hành theo phương pháp tính toán bể Biôphin cao tải.

- Căn cứ theo lưu lượng nước thải cần xử lý Q, m³/ngày đêm, và tải trọng cho phép q, m³/(m².ngày đêm) xác định tổng diện tích bề mặt của bể Biôphin.

$$F = \frac{Q}{q}, \quad \text{m}^2 \quad (99)$$

b. Tính toán bể Biôphin cao tải

Có nhiều phương pháp tính toán, ở đây xin giới thiệu nội dung của một phương pháp tính toán đơn giản.

Dựa vào BOD₂₀ của nước thải đã được xử lý L_t, g/m³, xác định BOD₂₀ của nước thải hoặc hỗn hợp nước thải với nước tuần hoàn đưa lên bể Biôphin L_{hh} :

$$L_{hh} = k.L_t, \quad (100)$$

Trong đó : hệ số k có thể lấy theo bảng 3-4.

Bảng 3-4

Nhiệt độ trung bình về mùa đông của nước thải, °C	Giá trị k khi chiều cao làm việc của bể :				
	2m	2,5	3m	3,5m	4m
8 - 10°C	2,5	3,3	4,4	5,7	7,5
10 - 14°C	3,3	4,4	5,7	7,5	9,6
≥ 14°C	4,4	5,7	7,5	9,6	12

Dựa theo nồng độ BOD₂₀ của hỗn hợp nước thải và nước tuần hoàn và BOD₂₀ lúc ban đầu của nước thải L_a, xác định hệ số tuần hoàn :

$$n = \frac{L_a - L_{hh}}{L_{hh} - L_t} \quad (101)$$

Ở đây n = q_{hh}/Q- tỷ số giữa lưu lượng nước tuần hoàn dùng để pha loãng với lưu lượng nước thải.

Tổng diện tích của bể Biôphin sẽ là :

$$F = \frac{Q(n+1)L_{hh}}{N} \quad (102)$$

Trong đó :

Q- lưu lượng nước thải, m³/ngày đêm,

N- tải trọng cho phép, gr BOD₂₀ tính trên 1m² diện tích mặt bể Biôphin trong ngày, lấy căn cứ vào nhiệt độ trung bình năm của không khí : lấy bằng 3000 gr/m² khi nhiệt độ t > 6°C.

Thể tích tổng cộng của vật liệu lọc :

$$W = F.H \quad (103)$$

H- chiều cao làm việc của bể, m.

Tải trọng thủy lực q, m³/(m².ngày đêm), lượng nước tưới lên 1m² bề mặt bể trong ngày, có thể xác định theo công thức :

$$q = \frac{N}{L_{hh}} \quad (104)$$

Như vậy công thức (102) có thể viết lại như sau :

$$F = \frac{Q(n+1)}{q} \quad (105)$$

Giá trị q giao động trong khoảng 10-30 m³/(m².ngày đêm). Nếu trong tính toán giá trị q < 10 thì cần tăng tỷ lệ tuần hoàn và giảm chiều cao của bể.

Chiều cao bể Biôphin chọn tùy thuộc vào điều kiện địa hình và mức độ cần thiết xử lý nước thải, cụ thể lấy như sau :

Khi	L _t = 25-30 mg/l	thì	H = 2,0 m
	L _t = 20	-	H ≤ 3,0 m
	L _t = 15	-	H ≤ 4 m

Phương pháp này có nhược điểm là vì chiều cao của bể lựa chọn chênh lệch nhau 0,5 m (lấy từ 2-4 m) cho nên không thể đánh giá kỹ càng chế độ công tác của bể Biôphin và không thể tính toán với mức độ xử lý bất kỳ.

4. Việc thoáng gió và cấu tạo bể Biôphin

Để bể Biôphin làm việc được bình thường cần phải đảm bảo thoáng gió trong toàn bộ lớp vật liệu lọc. Bên cạnh đó thoáng gió còn có tác dụng loại khỏi bể Biôphin các khí như CO₂ được tạo thành trong quá trình xử lý.

Thoáng gió có thể bằng tự nhiên hoặc bằng nhân tạo. Khi thoáng gió tự nhiên không khí chuyển động ở trong bể là nhờ có sự chênh lệch nhiệt độ ở trong và ngoài bể. Nếu nhiệt độ của nước thải lớn hơn nhiệt độ của không khí thì không khí sẽ thoát từ dưới đáy bể qua lớp vật liệu lọc đi lên. Ngược lại nếu nhiệt độ của nước thải nhỏ hơn nhiệt độ của không khí thì không khí sẽ thâm nhập qua bề mặt lớp vật liệu lọc theo nước thải xuống đáy bể. Còn nếu nhiệt độ của nước thải và không khí bằng nhau thì hầu như bể Biôphin không được thoáng gió.

Cường độ thoáng gió phụ thuộc vào chiều cao và cỡ hạt của vật liệu lọc.

Thoáng gió nhân tạo là dùng máy quạt gió thổi vào khoảng trống ở đáy bể, từ đó không khí theo thân bể đi lên.

Người ta xác định rằng lượng oxy sử dụng trong bể Biôphin và trong các công trình sinh học thường không quá 7-8%. Lượng không khí cần thiết xác định theo công thức :

$$W_{kk} = \frac{a}{21} , \quad m^3/(m^3 \cdot \text{ngày đêm}) \quad (106)$$

Trong đó :

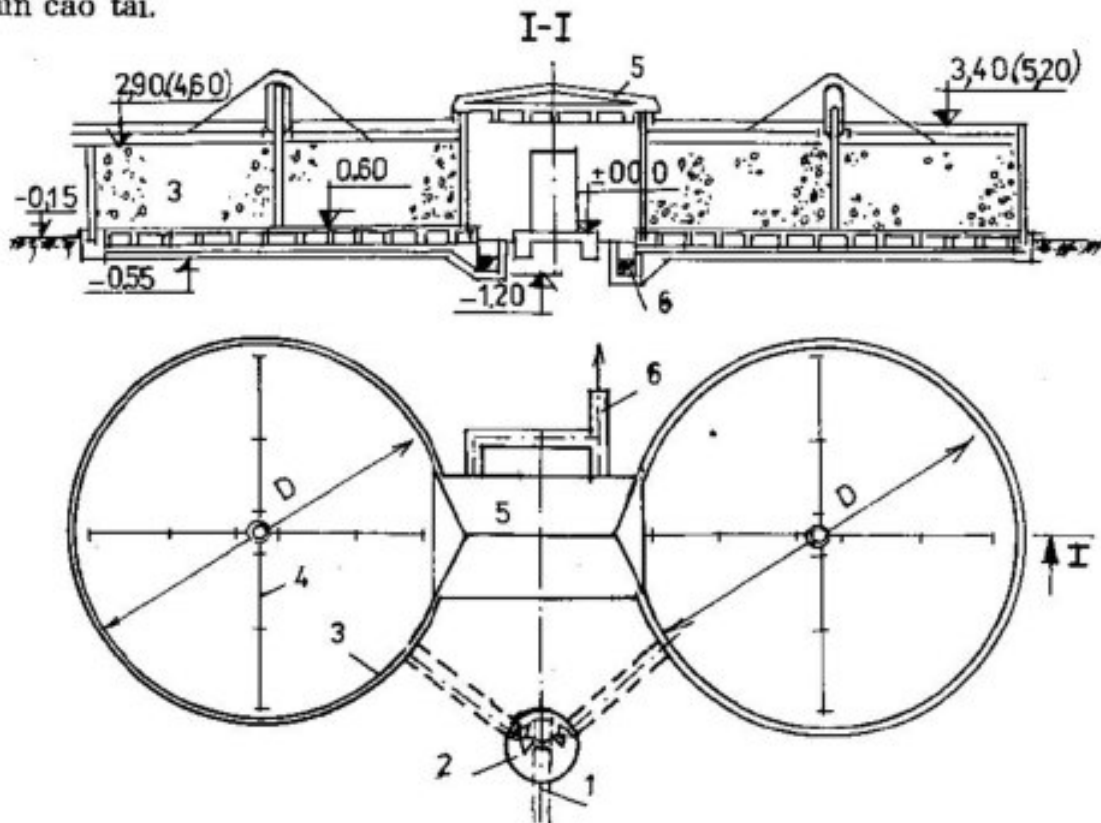
W_{kk} - lượng không khí cần thiết, $m^3/(m^3 \text{ nước thải, ngày đêm})$;

a- hàm lượng BOD_{20} của nước thải, $g/m^3 \cdot \text{ngày đêm}$;

21- tỷ lệ oxy trong không khí, %.

Nhiệt độ ở trong bể không được nhỏ hơn $6^\circ C$, vì khi đó quá trình ôxy hoá không thực hiện được.

Hình 3-7 và 3-8 trình bày khái quát cấu tạo của bể Biôphin nhỏ giọt và bể Biôphin cao tải.



Hình 3-8 : Bể Biôphin cao tải

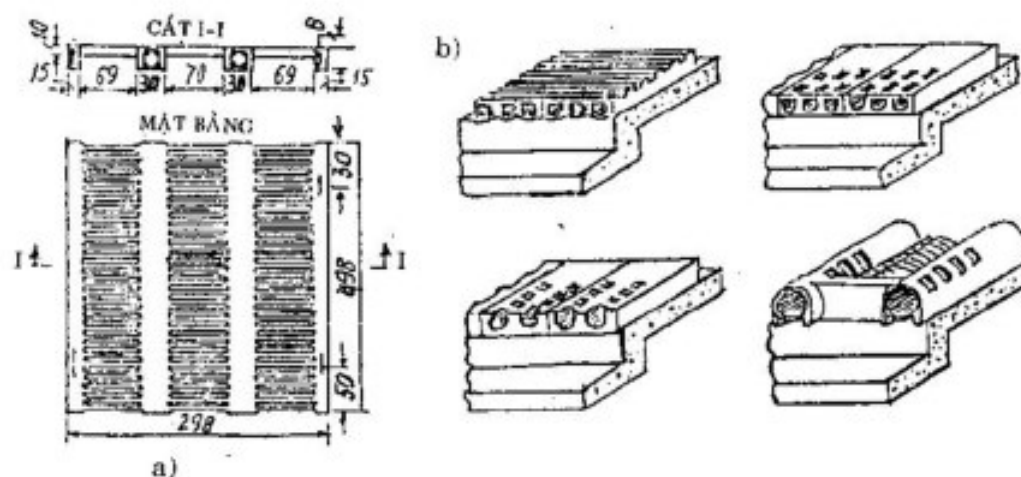
- 1- Dẫn nước vào giếng phân phối ; 2- Giếng phân phối nước vào các bể ;
- 3- Bể biôphin ; 4- Hệ thống dàn quay thủy lực để phân phối nước ;
- 5- Trạm bơm không khí vào bể ; 6- Hệ thống thu nước sau lọc.

Nói chung cấu tạo bể Biôphin bao gồm các bộ phận : tường bể, dàn đỡ vật liệu lọc, hệ thống thu nước đáy bể, hệ thống phân phối và tưới nước lên bể và vật liệu lọc.

Bể có thể dạng vuông, tròn hay chữ nhật phụ thuộc vào điều kiện phân phối nước, kết cấu bể và vật liệu xây dựng.

A. Thành bể : Có thể làm bằng gạch, đá, bê tông cốt thép. Gạch đá chỉ áp dụng đối với những bể nhỏ. Khi thoáng gió tự nhiên thì thành bể có thể chứa các lỗ để không khí lùa vào. Khi thoáng gió nhân tạo thì thành bể xây đặc. Chiều cao của thành bể gồm 3 phần : chiều cao lớp vật liệu lọc, xác định theo tính toán ; chiều cao thành trên lớp vật liệu lọc lấy $\approx 0,5\text{m}$ để nước không tung toé ra ngoài ; chiều cao khoảng trống giữa đáy không thấm nước và tấm đan đỡ vật liệu lọc, thường lấy bằng $0,5-1,0\text{m}$, phụ thuộc vào cấu tạo tấm đan và kích thước bể.

B. Tấm đan đỡ vật liệu lọc : Tấm đan đỡ phải có lỗ để nước và không khí đi qua, thường làm bằng những tấm đan bê tông cốt thép có đục lỗ, (Hình 3-9)



Hình 3-9 : Các kiểu tấm đan đỡ vật liệu lọc
 a- Đan đỡ bằng bê tông cốt thép ;
 b- Tấm đỡ có ống thu nước bằng sành hoặc bằng bê tông.

C. Đáy bể và hệ thống thu nước. Đáy bể phải cấu tạo không thấm nước, có độ dốc $0,02$ nghiêng về máng thu nước. Máng thu đặt cái nọ cách cái kia $2,5 - 4\text{m}$. Độ dốc máng thu lấy bằng $0,005 - 0,02$. Nước từ máng thu đổ về máng dẫn ; độ dốc máng dẫn $0,003-0,005$.

D. Vật liệu lọc : Vật liệu lọc có thể là than cốc, than xi, đá dăm, đá cuội ... Trong những năm gần đây người ta dùng phổ biến các chất dẻo và nhiều loại vật liệu khác nữa. Tất cả những vật liệu lọc phải được xác định theo cấp phối. Lớp dưới cùng ở đáy $0,2\text{m}$ thường cỡ hạt lớn $60-100\text{mm}$ gọi là lớp đỡ. Phần còn lại xác định theo bảng 3-5.

CẤP PHỐI VẬT LIỆU LỌC

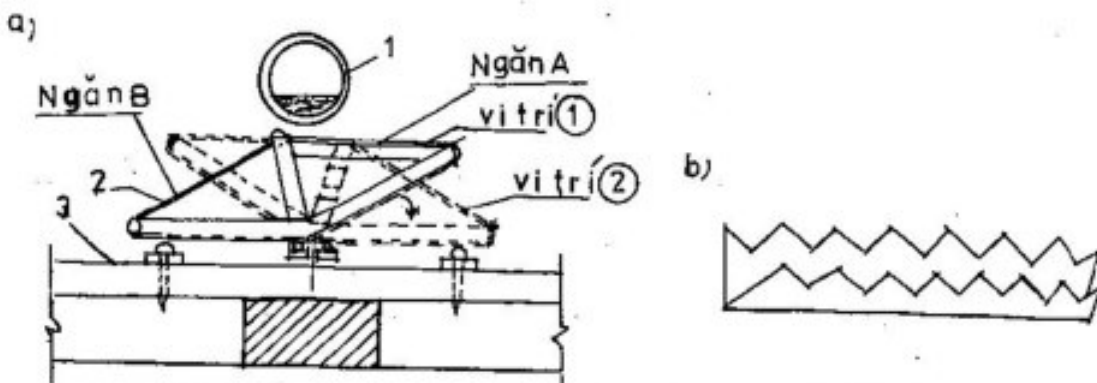
Loại bể Biôphin	Đường kính tương đương của cấp phối	% trọng lượng vật liệu lọc qua sàng theo kích thước, (mm)					
		70	55	40	30	25	20
- Sức chứa cao (đá dăm)	40 - 70	0 - 5	40 - 70	95 - 100			
- Nhỏ giọt (đá dăm)	25 - 40	-	-	0 - 5	40 - 70	95 - 100	-

5. Việc phân phối nước lên bể Biôphin

Hệ thống phân phối nước lên bể chia làm hai loại : Loại cố định và loại di động. Loại cố định thường áp dụng cho những bể nhỏ.

A. Loại cố định

Loại I. Gồm thùng lật để điều lượng và hệ thống máng đục lỗ hoặc máng răng cưa để phân phối, (Hình 3-10).



Hình 3-10 : a- Thùng lật ; b- Máng răng cưa phân phối nước.
1- Ống dẫn nước tới ; 2- Thùng lật ; 3- Máng phân phối.

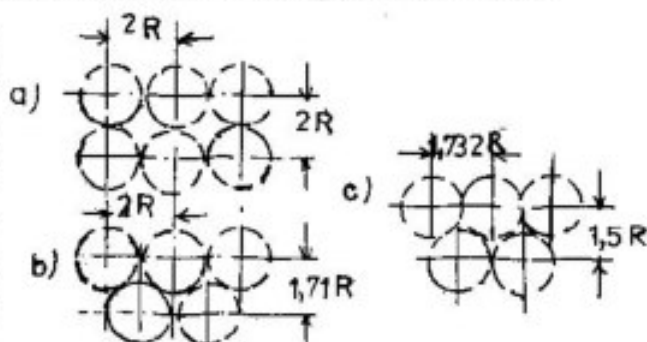
Nước từ bể lắng lần I chảy vào thùng lật, tích lũy đến mức nhất định thì lật xuống và đổ vào hệ thống phân phối.

Nguyên lý hoạt động của thùng lật như sau : Ban đầu thùng lật ở vị trí (1). Khi tích lũy đầy nước, thì do trọng lượng bản thân tăng lên, trọng tâm dịch chuyển làm tự động lật thùng xuống, nước đổ vào hệ thống phân phối ở một bên ; đồng thời lúc đó nước lại được tích lũy vào ngăn khác, khi đầy lại lật xuống và đổ sang hệ thống bên kia. Cứ như vậy thùng lật hoạt động liên tục.

Hệ thống phân phối bao gồm các ống hay các máng đục lỗ (hoặc các máng răng cưa), cái nọ đặt cách cái kia 0,3m, khoảng cách giữa các lỗ 0,2m.

Phương pháp phân phối này rất đơn giản, nhưng không đảm bảo phân phối điều hoà hoàn toàn, do đó chỉ áp dụng cho những bể nhỏ, kích thước mỗi ngăn dưới 50 m^2 .

Loại II. Gồm thùng điều lượng và hệ thống dàn mưa phân phối có gắn các vòi phun. Muốn nước phun lên mặt bể được cân tạo áp lực ở đầu vòi phun bằng cách nâng cao mực nước ở trong thùng điều lượng lên 1,2-1,5m cao hơn mặt lớp vật liệu lọc. Các vòi phun bố trí theo hình bàn cờ (Hình 3-11).



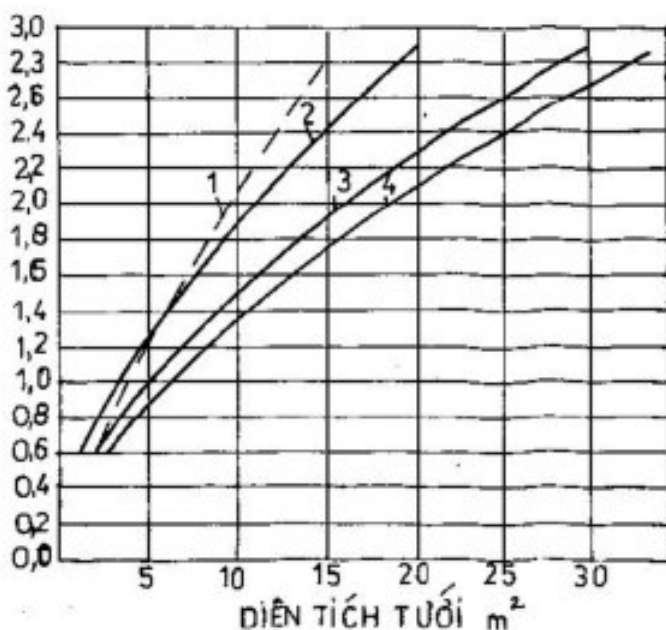
Hình 3-11 : Sơ đồ phân bố vòi phun

Khoảng cách giữa các vòi phun lấy bằng $1,732R$ (R - bán kính tưới) và giữa các dãy với nhau $1,5R$. Dàn mưa đặt cao hơn lớp vật liệu lọc khoảng $0,2\text{m}$.

Bán kính và lượng hoa sen tưới xác định căn cứ vào lưu lượng nước và áp lực yêu cầu. Bán kính R xác định theo công thức :

$$R = \frac{\sqrt{f_t}}{1,61} \quad (107)$$

Trong đó : f_t - diện tích tưới hoa sen xác định theo đồ thị hình 3-12.



Hình 3-12 : Đồ thị dùng để xác định diện tích hoa sen tưới

1 và 2- Vòi phun đầu vuông đường kính 22 và 25mm ;
3 và 4- Vòi phun đầu tròn đường kính 22 và 25mm.

cốc bằng áp suất không khí ở bên ngoài và nước chảy vào chiếm chỗ và chảy qua ống phân phối tới vòi phun lên bể.

Quá trình tưới nước lên bể xảy ra cho tới lúc mực nước ở trong thùng hạ xuống tới mực thấp nhất và sau đó quá trình lặp lại.

Để điều chỉnh mực nước cao nhất trong thùng (ứng với cột nước đó si phông bắt đầu hoạt động), người ta làm phần trên của ống điều áp có thể di động được. Ống nối (5) có thể kéo cao lên hoặc hạ thấp xuống, cho nên có thể thay đổi thời điểm bắt đầu hoạt động của si phông. Thời điểm đó ứng với lúc mực nước dưới cốc chạm tới mép ống xả (1). Đường kính d của ống si phông lấy bằng đường kính ống phân phối. Đường kính trong của cốc $D_c = 2d$.

Mực nước trong thùng điều lượng giảm dần làm cho bán kính tác động của vòi phun cũng giảm. Để phân phối nước được điều hoà trên toàn bộ diện tích tưới người ta dùng thùng điều lượng sao cho tiết diện ngang của nó (ở những mức khác nhau) tỷ lệ với lưu lượng nước chảy ra khỏi thùng ở từng thời điểm.

Thể tích của thùng điều lượng có thể xác định theo công thức sau :

$$W = 1,1.60.Q_{tb}t \quad (108)$$

Trong đó :

1,1- hệ số tính đến lượng nước thải còn lại ở trong thùng điều lượng và trong hệ thống phân phối ;

Q_{tb} - lưu lượng trung bình của nước thải, m^3 /ngày đêm ;

t - thời gian tích lũy nước, (5-15) phút.

Kích thước của các phụ tùng của thùng điều lượng lấy phụ thuộc vào đường kính của ống si phông, có thể tham khảo số liệu ở bảng phụ lục VIII.

Để đơn giản hóa công việc tính toán hệ thống phân phối nước, thùng điều lượng và vòi phun có thể sử dụng phương pháp đồ thị.

B. Loại di động

Có nhiều loại hệ thống tưới di động, ví dụ, tưới di động trên bánh xe, dàn quay phân lực ... nhưng sử dụng rộng rãi nhất là hệ thống tưới dàn quay thủy lực.

Hệ thống tưới dàn quay thủy lực thường áp dụng để phân phối nước lên các bể Biôphin có kích thước lớn dạng hình tròn.

Cấu tạo của hệ thống gồm 2 hoặc 4 ống phân phối đục lỗ về một phía. Các ống này gắn liền với trục trung tâm, hình 3-8, từ đó nước phân phối về các ống. Dưới tác động phân lực của dòng chảy qua lỗ mà các ống được quay tròn đồng thời tưới nước đều lên lớp vật liệu lọc.

Chiều dài ống phân phối thường làm ngắn hơn bán kính của bể khoảng 100mm. Ống phân phối đặt cao hơn lớp vật liệu lọc 0,2m. Đường kính lỗ hở lấy khoảng

10-15mm, khoảng cách giữa các lỗ giảm dần từ trung tâm ra. Tốc độ nước chảy trong ống lấy bằng 0,5-1,0 m/s.

Tính toán thủy lực hệ thống dàn quay tưới nước có thể sử dụng phương pháp của Viện AKX.

Áp lực cần thiết để đảm bảo tốc độ yêu cầu khi nước thải chảy qua lỗ hở ở thành ống và khắc phục những tổn thất áp lực, có thể xác định theo công thức :

$$H_{tb} = \left(\frac{q}{4}\right)^2 \left(\frac{256 \cdot 10^6}{d^4 \cdot m^2} - \frac{81 \cdot 10^6}{D_{pp}} + \frac{294 \cdot D_t}{k^2 \cdot 10^3}\right), \quad (109)$$

Trong đó :

q- lưu lượng tính toán của nước thải, //s ;

d- đường kính lỗ hở, mm ;

m- số lượng lỗ hở trên mỗi ống phân phối ;

D_{pp} - đường kính của ống phân phối, mm ;

D_t - đường kính tưới, lấy bằng đường kính của bể trừ đi 200 mm ;

k- mô đun lưu lượng, xác định theo công thức :

$$k = \frac{\pi \cdot D_{pp}^2}{4} \cdot C \sqrt{R}, \quad (110)$$

C- hệ số xác định theo công thức của Pavlovski ; R bán kính thủy lực của ống phân phối.

Hệ số k cũng có thể lấy theo bảng 3-6.

Bảng 3-6

D_{pp} (mm)	50	63	75	100	125	150	175	200	250
k (l/s)	6	11,6	19	43	86,5	134	209	300	560

Số lỗ trong mỗi cánh ống phân phối xác định theo công thức (3.37) :

$$m = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{80}{D_t}\right)^2} \quad (111)$$

Khoảng cách từ một lỗ hở bất kỳ tới tâm :

$$r_1 = R_t \sqrt{\frac{l}{m}}, \quad (112)$$

Trong đó :

R_t - bán kính tưới, m ;

i - số thứ tự lỗ hở tính từ trung tâm.

Số vòng quay xác định như sau :

$$n = \frac{348 \cdot 10^6}{4 \cdot m \cdot d^2 \cdot D_t} \cdot q \quad (113)$$

Nhược điểm của hệ thống tưới thủy lực là chỉ áp dụng đối với bể Biôphin dạng tròn.

Ở một số nước, người ta còn dùng hệ thống tưới đặt trên các giá đỡ bánh xe di động dọc theo đường ray trên các bể (Hình 3-15).

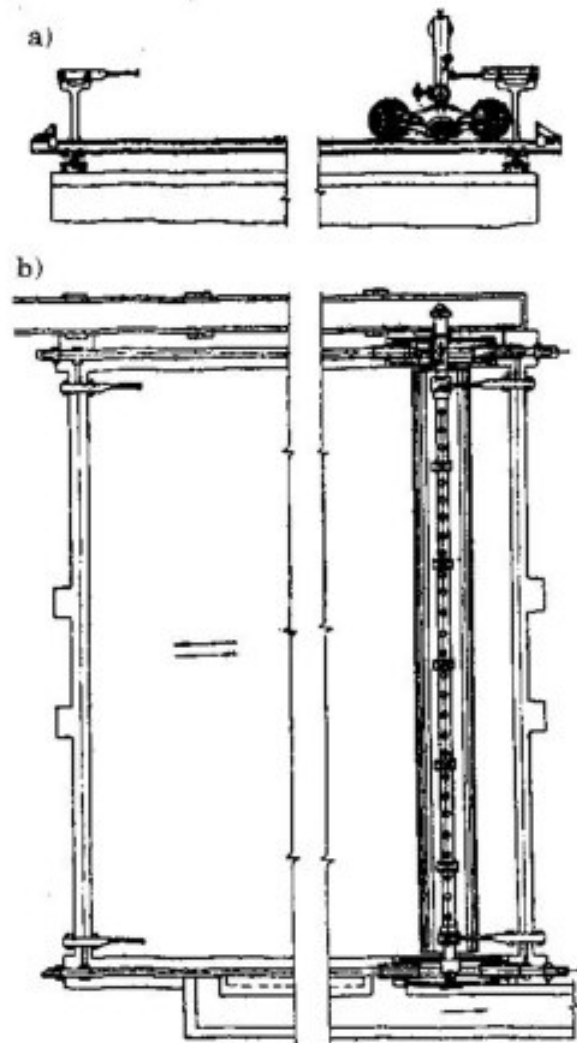
Nước dẫn vào máng rồi qua si phông vào ống phân phối đục lỗ. Ở phía dưới ống đục lỗ đặt một trụ ngoài, rỗng bên trong, có các cánh tưới gắn ở mặt ngoài.

Từ ống phân phối, nước đổ lên các cánh tưới về một hướng và do trọng tâm của trụ thay đổi mà nó tự quay để tưới nước lên bể và nhờ sức phản lực của nước làm cho hệ thống di động.

Ở hai đầu các đường ray có thiết bị tự động chuyển hướng đổ nước lên các cánh tưới, do đó mà cũng thay đổi hướng di động ngược với lúc ban đầu.

6. Việc áp dụng bể Biôphin

Bể Biôphin có cấu tạo đơn giản, quản lý cũng thuận tiện, thích hợp với những nơi có nhiệt độ không khí cao, trình độ công nghiệp chưa phát triển. Vì vậy trong



Hình 3-15 : Hệ thống tưới di động trên giá đỡ - bánh xe ray

một thời gian dài bể Biôphin được áp dụng khá rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới, nhất là đối với những trạm xử lý công suất nhỏ và trung bình ($q < 20\ 000\ m^3/\text{ngày}$ đêm). Nhưng bể Biôphin cũng có nhược điểm là dùng tốn vật liệu lọc, do đó giá thành xây dựng và quản lý vẫn đắt. Trong những năm lại đây khả năng áp dụng có bị hạn chế.

Ở nước ta, với khí hậu nhiệt đới, nền công nghiệp phát triển chưa cao thì việc áp dụng bể Biôphin cũng có điều kiện phát triển. Riêng đối với bể Biôphin thoáng gió tự nhiên cần được tiếp tục nghiên cứu. Vì khi nhiệt độ không khí gần bằng nhiệt độ của nước thải thì quá trình thoáng gió trở nên rất kém. Hiện tượng này có thể xảy ra vào những lúc nhiệt độ không khí từ $25 - 30^\circ\text{C}$.

Mặt khác, đối với những vùng khí hậu nóng ẩm, về mùa hè nhiều loại ấu trùng nhỏ có thể xâm nhập vào phá hoại trong các bể Biôphin nhỏ giọt, ruồi muối sinh sôi gây ảnh hưởng xấu đến công trình và môi trường chung quanh.

3.2.2. Bể Aeroten

1. Nguyên lý làm việc của bể Aeroten

Lý thuyết xử lý nước thải trong bể Aeroten được nêu ra năm 1887 do nhà khoa học người Anh Dudin, nhưng mãi tới năm 1914 mới được áp dụng trong thực tế.

Bể Aeroten là công trình làm bằng bê tông, bê tông cốt thép .. với mặt bằng thông dụng là hình chữ nhật. Hỗn hợp bùn và nước thải cho chảy qua suốt chiều dài của bể.

Bùn hoạt tính là loại bùn xốp chứa nhiều vi sinh có khả năng oxy hóa và khoáng hóa các chất hữu cơ chứa trong nước thải.

Để giữ cho bùn hoạt tính ở trạng thái lơ lửng và để đảm bảo oxy dùng cho quá trình oxy hóa các chất hữu cơ thì phải luôn luôn đảm bảo việc thoáng gió. Số lượng bùn tuần hoàn và số lượng không khí cần cấp lấy phụ thuộc vào độ ẩm và mức độ yêu cầu xử lý nước thải.

Thời gian nước lưu trong bể Aeroten không lâu quá 12 giờ (thường là 4-8 giờ).

Nước thải với bùn hoạt tính tuần hoàn sau khi qua bể Aeroten cho qua bể lắng đợt II. Ở đây bùn lắng một phần đưa trở lại bể Aeroten, phần khác đưa tới bể nén bùn.

Do kết quả của việc sinh sôi nảy nở các vi sinh vật cũng như việc tách các chất bẩn ra khỏi nước thải mà số lượng bùn hoạt tính ngày một gia tăng. Số lượng bùn thừa chẳng những không giúp ích cho việc xử lý nước thải, ngược lại, nếu không lấy

đi thì còn là một trở ngại lớn. Độ ẩm của bùn hoạt tính khoảng 98-99%, trước khi đưa lên bể metan cần làm giảm thể tích.

Thực chất của quá trình xử lý nước thải ở bể Aeroten không khác quá trình xử lý ở các công trình xử lý sinh học khác.

Quá trình ôxy hóa xảy ra qua 3 giai đoạn. ;

Ở giai đoạn một tốc độ ôxy hóa xác định bằng tốc độ tiêu thụ ôxy.

Ở giai đoạn hai, bùn hoạt tính khôi phục khả năng ôxy hoá, đồng thời ôxy hóa tiếp những chất hữu cơ chậm ôxy hoá. Ở giai đoạn này tốc độ cũng xác định bởi tốc độ tiêu thụ ôxy, nhưng nhỏ hơn nhiều so với ở giai đoạn một.

Quan sát trên số liệu quản lý các bể Aeroten cho thấy rằng trong giai đoạn một tốc độ ôxy hóa rất cao, sau đó giảm dần. Tốc độ ở giai đoạn một nhanh gấp 3 lần tốc độ ở giai đoạn hai.

Sau một thời gian khá dài tốc độ ôxy hóa cầm chừng (hầu như không thay đổi) lại tăng lên - Đây là giai đoạn nitơ hóa các muối amôn.

Sơ đồ xử lý trên bể Aeroten, ngoài các công trình chính ra còn có các công trình khác như : trạm bơm không khí, bơm bùn hoạt tính, bể lắng đợt hai, bể nén bùn và đường ống dẫn bùn, dẫn không khí v.v...

Bể Aroten có thể sử dụng để xử lý sinh hóa nước thải với lưu lượng $Q \geq 7000$ m³/ngày đêm và những nơi đầy đủ năng lượng điện.

2. Những chỉ tiêu công nghệ của hệ thống làm thoáng

Một từ những đặc tính cơ bản của bùn hoạt tính ở bể Aeroten là tải trọng chất nhiễm bẩn tính trên một đơn vị khối lượng bùn trong đơn vị thời gian. Thông thường người ta lấy tương đương bằng giá trị BOD hoặc COD. Trong một số trường hợp riêng biệt, tải trọng đó tính theo các chất nhiễm bẩn như : kim loại nặng ; chất hoạt tính bề mặt và một số chất độc hại khác.

Người ta phân biệt tải trọng trên bùn và công suất ôxy hóa (CO), công suất ôxy hóa của bùn là số lượng bùn được khử bỏ. Khi xử lý sinh hóa hoàn toàn với BOD₂₀ của nước thải đã xử lý $L_t = 15-20$ mg/l thì công suất ôxy hóa có thể đạt tới 90%.

Công suất ôxy hóa của hệ thống làm thoáng tính cho 1m³ dung tích bể Aeroten trong ngày đêm, có thể xác định theo công thức sau :

$$CO = n.a \quad (114)$$

Trong đó :

n- tải trọng ôxy tính cho 1 gr chất khô hữu cơ của bùn hoạt tính, gr/(gr. ngày đêm) ;

a- nồng độ bùn hoạt tính, tính theo vật chất khô hữu cơ của hỗn hợp nước thải và bùn, gr/l.

Giá trị n có thể lấy bằng 200-500 gr/(gr.ngày đêm) khi xử lý sinh học hoàn toàn và lên tới 2000 mg/(gr.ngày đêm) khi xử lý sinh học không hoàn toàn.

Công suất ôxy hóa tính cho một giờ gọi là tốc độ ôxy hóa và là chỉ tiêu tính toán cơ bản của bể Aeroten.

Người ta còn sử dụng khái niệm tuổi lớn của bùn để đánh giá tính hoạt tính của bùn, tức là thời gian bùn hoạt tính lưu trong hệ thống làm thoáng.

Tuổi lớn của bùn, được xác định theo công thức :

$$B = \frac{(V_a + V_m) a_{tb} + V_{bl} \cdot a'_{tb}}{\pi_p Q} \quad (115)$$

Trong đó :

V_a, V_m và V_{bl} - thể tích tương ứng của Aeroten, máng và vùng lắng của bể lắng II ;

a_{tb} - nồng độ trung bình của bùn hoạt tính ở trong bể Aeroten và trong máng dẫn, kg/m^3 ;

a'_{tb} - nồng độ trung bình của bùn hoạt tính ở vùng lắng của bể lắng lần II, kg/m^3 ;

Q- lưu lượng nước thải, $m^3/ngày\ đêm$;

π_p - mức tăng của bùn hoạt tính, kg/m^3 .

Vì khối lượng bùn ở bể lắng II so với khối lượng bùn ở bể Aeroten là không nhiều , nên trong công thức (115), giá trị $V_{bl} \cdot a_{tb}$ có thể bỏ qua.

Chỉ tiêu chất lượng bùn là chỉ số bùn - khối lượng bùn hoạt tính, ml, với thời gian lắng 30 phút, tính cho 1 gr chất khô của bùn.

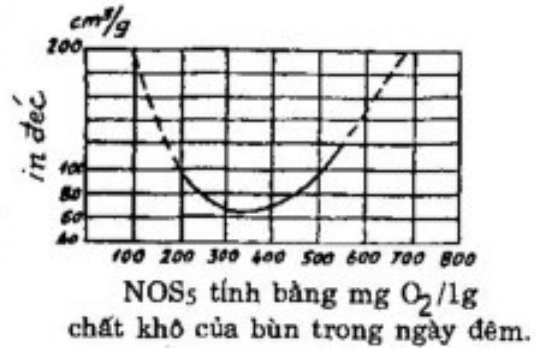
Bùn dễ lắng là loại bùn có chỉ số bùn không vượt quá 100-120. Bùn khoáng hóa triệt để có thể có chỉ số 60-90. Trong những điều kiện bất lợi, khi lượng bùn quá tải hoặc không đầy đủ, hoặc có sự thay đổi lớn về nhiệt độ, thành phần của nước thải v.v... thì bùn có thể "phồng" lên. Bùn "phồng" có chỉ số lớn hơn 100-200. Ở bể lắng II loại bùn đó lắng rất kém, một phần cùng nước thải ra khỏi công trình, do vậy mà làm giảm hiệu suất xử lý của bể lắng và giảm nồng độ bùn hoạt tính tuần hoàn. Tuy bùn "phồng" có bề mặt phát triển, khi xử lý sinh học nước thải rất đạt hiệu quả, song bể Aeroten làm việc không ổn định.

Ảnh hưởng của sự thay đổi tải trọng trên bùn trình bày ở hình 3-16. Rõ ràng khi bùn quá tải, nó nặng động hơn so với khi bùn "nghèo" chất dinh dưỡng.

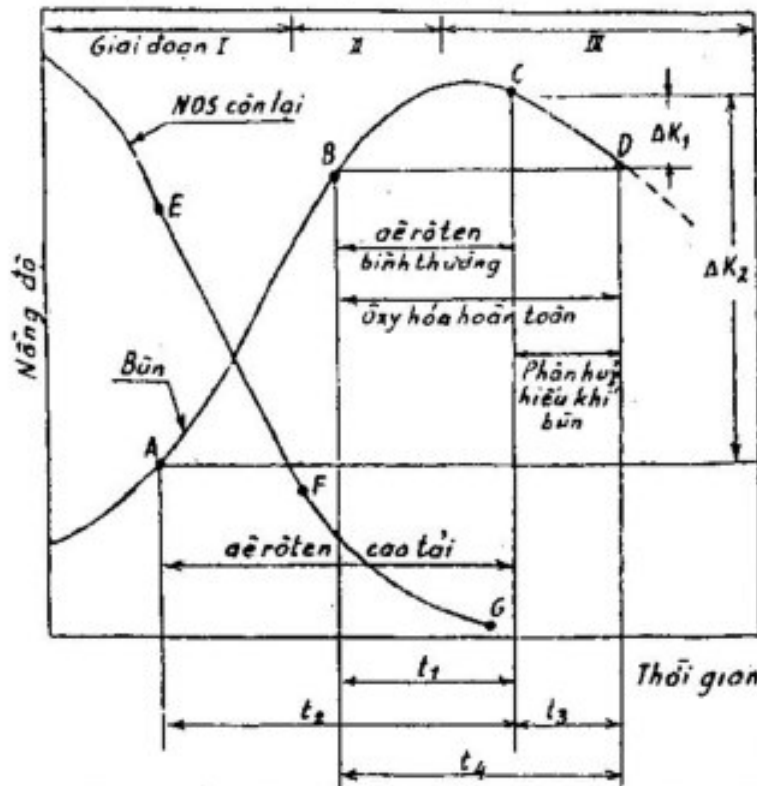
Khi làm thoáng hỗn hợp nước thải với bùn hoạt tính, thì quá trình xử lý nước thải được thực hiện và số lượng bùn hoạt tính tăng lên do mức tăng sinh khối. Nếu quá trình đó tiếp tục với thời gian đủ lâu, thì sau khi đạt được giá trị max nào đó, khối lượng riêng của bùn trong hệ thống giảm dần.

Sơ đồ biểu diễn các hiện tượng đồng hành trong quá trình xử lý nước thải, trình bày ở hình 3-17.

Trong phần lớn các trường hợp thì tính chất và nồng độ chất nhiễm bẩn của nước thải ở bể Aeroten tương ứng với đoạn BC của đường cong thay đổi nồng độ bùn. Tải trọng trên bùn trong trường hợp



Hình 3-16 : Sự phụ thuộc của index bùn vào tải trọng trên bùn.



Hình 3-17 : Quan hệ giữa mức tăng bùn và độ giảm BOD₂₀ với những chế độ khác nhau.

này là 150-400 mg BOD₂₀ tính trên 1gr chất không tro trong ngày đêm. BOD₂₀ lúc ban đầu bằng tung độ K-H, không lớn, để thực hiện quá trình đòi hỏi một thời gian t_1 , còn kết quả xử lý đạt mức tăng bùn là ΔS_1 .

Phần lớn chất nhiễm bẩn được oxy hóa ngay ở thời gian ban đầu khi thực hiện làm thoáng. Nhu cầu oxy tương ứng bằng độ giảm BOD₂₀. Hiện tượng đó đặc trưng bởi hàm lượng cao của BOD lúc ban đầu, sau đó nó giảm nhanh tới nhu cầu ở giai

đoạn "nội" hô hấp, mà thực tế sẽ tồn tại đến cuối cùng. Người ta gọi quá trình đó là làm thoáng cổ điển hoặc làm thoáng thông thường.

Khi nồng độ các chất nhiễm bẩn nước thải cao (với BOD₂₀ lúc ban đầu $L_a > 500$ mg/l) thì quá trình được biểu diễn bởi đoạn A-C. Thời gian xử lý tăng lên tới t_2 ; còn mức tăng của bùn trong hệ thống là ΔS_2 ; tải trọng trên bùn 400-1000 mg BOD₂₀ trên 1 gr chất không tro trong ngày đêm.

Phụ thuộc vào nồng độ và thời gian bùn lưu trong hệ thống làm thoáng mà BOD sẽ giảm tới một giới hạn xác định, sau đó thì không giảm nữa. Dưới giới hạn đó, tốc độ oxy hóa phụ thuộc vào hàm lượng chất bẩn còn lại. Nhu cầu oxy trên đoạn EF, hoặc là không đổi theo thời gian, hoặc là tăng lên không đáng kể. Dưới điểm F, tốc độ tiêu thụ oxy nhanh chóng giảm xuống và đạt mức "nội" hô hấp.

Nếu thời gian làm thoáng bình thường được kéo dài và làm thoáng hỗn hợp trong thời gian t_3 , thì nồng độ bùn ở cuối quá trình xác định bởi điểm D, nghĩa là hầu như bằng nồng độ lúc ban đầu. Nói cách khác là toàn bộ lượng bùn được tạo thành trong thời gian t_3 đã kịp khoáng hoá. Quá trình này gọi là oxy hóa hoàn toàn ở bể Aeroten hoặc làm thoáng kéo dài v.v... Gần đây, phương pháp xử lý này được áp dụng rộng rãi, nhất là đối với những trạm xử lý nhỏ. Nếu bỏ bể lắng I ra khỏi hệ thống công trình xử lý thì khi bùn được oxy hóa hoàn toàn ở bể Aeroten sẽ bỏ qua được các công trình xử lý cặn (ngoại trừ các công trình sấy khô cặn).

Về mặt lý thuyết không thể thực hiện quá trình khoáng hóa hoàn toàn, nghĩa là đạt $\Delta S = 0$. Bùn hoạt tính có thể oxy hóa đạt 35-70% (tính theo khối lượng), phần còn lại gồm: các chất oxy hóa sinh hóa và các vi sinh có sức ỳ. Phần này đọng lại trong các công trình và được lấy ra sau đó. Đối với bể Aeroten làm thoáng kéo dài, tải trọng trên bùn nằm ở mức 100-150 mg BOD₂₀/1gr chất không tro ngày đêm.

Quá trình oxy hóa hoàn toàn có thể xảy ra ở hai giai đoạn:

1. Với thời gian t_1 - xử lý nước thải tới mức yêu cầu;
2. Với thời gian t_4 - xử lý bùn hoạt tính thừa ΔS_1 (sau khi nén), tổng thời gian $t_1 + t_4 = t_3$ là kết quả xử lý chung cũng tương tự như sơ đồ oxy hóa hoàn toàn, nhưng giảm được thể tích công trình vì trong t_4 chỉ oxy hoá đối với bùn hoạt tính. Nồng độ bùn ở đây 3-5 lần cao hơn nồng độ bùn ở trong bể Aeroten.

Xử lý bùn trong điều kiện hiếu khí thường gọi là ổn định hiếu khí hay khoáng hóa hiếu khí. Ổn định hiếu khí được áp dụng rộng rãi trong thời gian hiện tại để xử lý bùn với lưu lượng không lớn.

Lượng oxy dùng để đảm bảo hiệu suất xử lý nước thải và bùn tính bằng $m^3/(m^3$ nước thải) hoặc $m^3/(kg$ BOD). Khi xử lý nước thải đó thì với hệ thống thoáng gió bằng không khí nén, lấy lưu lượng đơn vị không khí bằng 5-15 $m^3/(m^3$ nước thải ngày đêm) và 25-60 $m^3/(kg$ BOD ngày đêm).

3. Phân loại bể Aeroten

a. Phân loại theo nguyên lý làm việc :

- Bể Aeroten thông thường. Thời gian làm thoáng t_1 (Hình 3-16) thường áp dụng để xử lý sinh hóa nước thải với công suất lớn. Loại này có thể phân biệt thành :

+ Bể Aeroten xử lý sinh hóa không hoàn toàn. BOD_{20} của nước thải đã xử lý đạt 60-80 mg/l, tương ứng với thời gian làm thoáng t_a vào khoảng 2 giờ. Trong bể này chỉ oxy hóa những chất hữu cơ dễ oxy hóa, một phần chất không hoà tan và keo cũng được hấp thụ.

Loại này cần có ngăn phục hồi bùn hoạt tính.

+ Bể Aeroten xử lý sinh hóa hoàn toàn. BOD_{20} của nước thải đã được xử lý đạt 15-20 mg/l, thời gian làm thoáng $t_1 = t_a + T_b = 4-8h$ và không quá 12h.

Trong thời gian t_b , các chất hữu cơ khó bị oxy hóa sẽ được oxy hóa và bùn hoạt tính được tái sinh.

- Bể Aerotank sức chứa cao. Để xử lý nước thải có nồng độ nhiễm bẩn cao $BOD_{20} > 500mg/l$. Tải trọng trên bùn (sức chứa) vào khoảng 400-1000 mg/gr bùn khô không tro tính trong ngày đêm, thời gian làm thoáng tương ứng bằng t_2 .

Bể Aeroten loại này thường áp dụng để xử lý nước thải công nghiệp thực phẩm (sữa, thịt ...).

Bể Aeroten oxy hóa hoàn toàn còn được gọi là bể Aeroten kéo dài thời gian làm thoáng $t_3 = t_1 + t_4$ (Hình 3-17). Trong đó t_1 - chính là thời gian ổn định hiếu khí cần lắng.

b. Phân loại theo sơ đồ công nghệ :

Theo cách phân biệt này có Aeroten một bậc và Aeroten hai bậc. Loại Aeroten hai bậc thường áp dụng để xử lý nước thải có nồng độ cao.

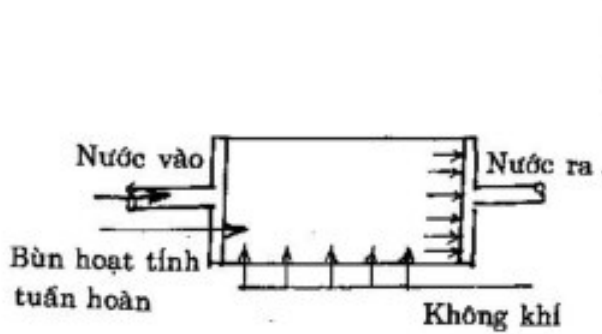
c. Phân loại theo cấu trúc dòng chảy :

Người ta phân biệt ba loại, căn cứ vào phương pháp đưa nước và bùn hoạt tính vào và ra khỏi bể : Bể Aeroten - đẩy, bể Aeroten - trộn và bể Aeroten kiểu hỗn hợp.

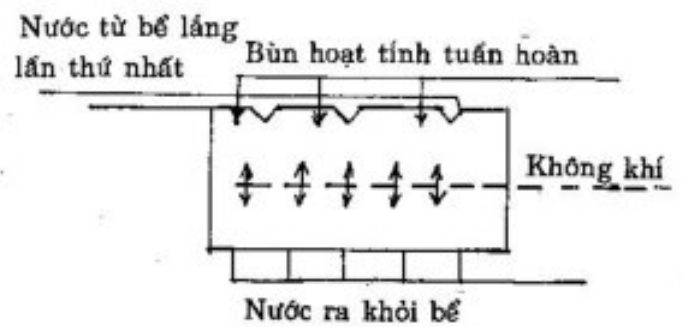
Hình 3-18 trình bày sơ đồ bể Aeroten - đẩy, hình 3-19- Aeroten - trộn và hình 3-20 Aeroten kiểu hỗn hợp

d. Phân biệt theo phương pháp làm thoáng

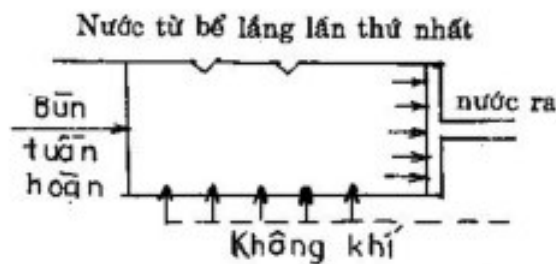
Phân biệt theo phương pháp làm thoáng có loại : Aeroten làm thoáng bằng bơm khí nén, Aeroten làm thoáng bằng máy khuấy cơ học, Aeroten làm thoáng kết hợp. Ngoài ra, cũng cần kể đến loại Aeroten làm thoáng áp lực thấp, tức là không dùng bơm khí nén mà dùng quạt gió.



Hình 3-18 : Sơ đồ Aeroten - dây.



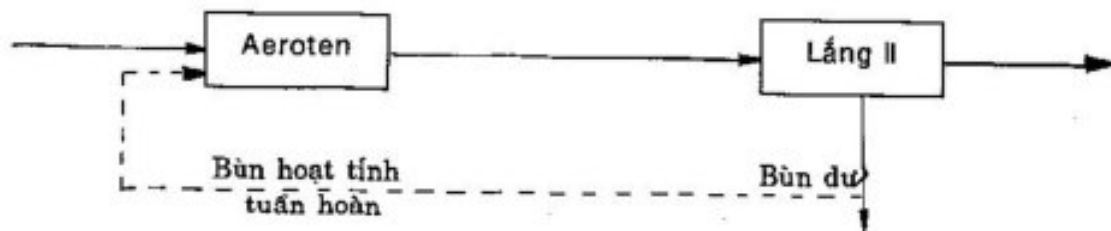
Hình 3-19 : Sơ đồ Aeroten - trộn



Hình 3-20 : Sơ đồ Aeroten kết hợp

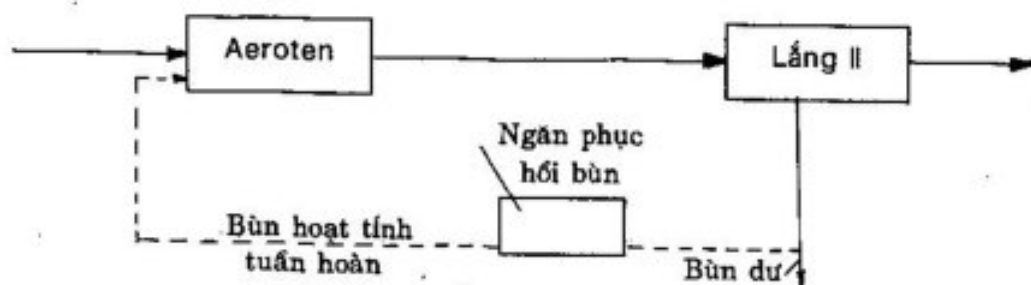
4. Sơ đồ xử lý nước thải ở bể Aeroten

Sơ đồ 1 : Xử lý hoàn toàn bằng phương pháp sinh học ở bể Aeroten một bậc không có ngăn phục hồi bùn hoạt tính. Ưu điểm là thiết bị kỹ thuật và quản lý đơn giản, được áp dụng rộng rãi (Hình 3-21).



Hình 3-21 :

Sơ đồ 2 : Xử lý hoàn toàn bằng phương pháp sinh học ở bể Aeroten một bậc có ngăn phục hồi bùn hoạt tính (Hình 3-22)



Hình 3-22

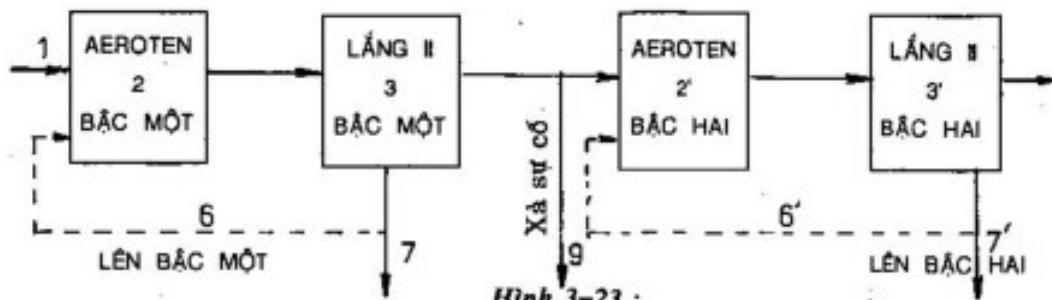
Ở bể Aeroten chỉ thực hiện quá trình ôxy hóa những chất hữu cơ dễ bị ôxy hoá. Hỗn hợp bùn và nước thải tới bể lắng đợt II, bùn từ bể lắng đợt II cho tuần hoàn trở lại bể Aeroten qua ngăn phục hồi bùn. Ở đây quá trình ôxy hóa lại tiếp tục diễn ra với những chất hữu cơ khó bị ôxy hoá, đồng thời phục hồi khả năng hoạt tính của bùn.

Nồng độ bùn ở ngăn phục hồi rất cao (7-8 gr/l) so với nồng độ của nó ở bể Aeroten (1-3 gr/l).

Dung tích của ngăn phục hồi bùn lấy bằng 25-50% tổng dung tích của bể Aeroten.

Sơ đồ 3 : Xử lý sinh học hoàn toàn nước thải ở trong bể Aeroten - trộn hai bậc không có ngăn phục hồi bùn hoạt tính. Bậc II dùng để xử lý thêm (sơ đồ xem hình 3-23).

Sơ đồ 4 : Xử lý sinh học hoàn toàn ở bể Aeroten hai bậc có ngăn phục hồi bùn hoạt tính. Ngăn phục hồi ở đây đóng vai trò đảm bảo thêm cho tính an toàn của hệ thống (sơ đồ xem hình 2-24).



Hình 3-23 :

Sơ đồ 5 : Xử lý sinh học không hoàn toàn ở bể Aeroten sức chứa cao (cao tải) không có ngăn phục hồi. Sơ đồ này tương tự như sơ đồ 1.

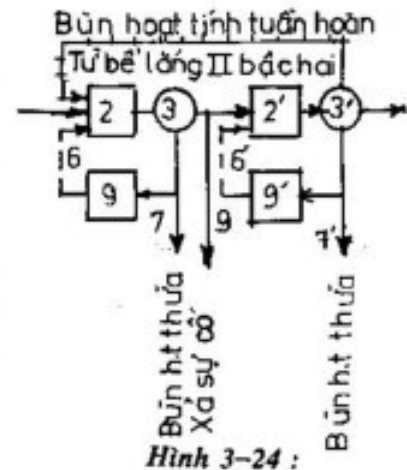
Theo tài liệu nghiên cứu của Viện AKX thì có hai chế độ sử dụng bể Aeroten (Hình 3-25).

Bùn hoạt tính tuần hoàn khi xử lý ở bể Aeroten thường có tuổi lớn 3-7 ngày (bùn già) và có khả năng chứa tải trọng theo BOD không lớn hơn 0,5 kg tính trên 1 kg chất hữu cơ trong ngày. Bùn hoạt tính ở bể

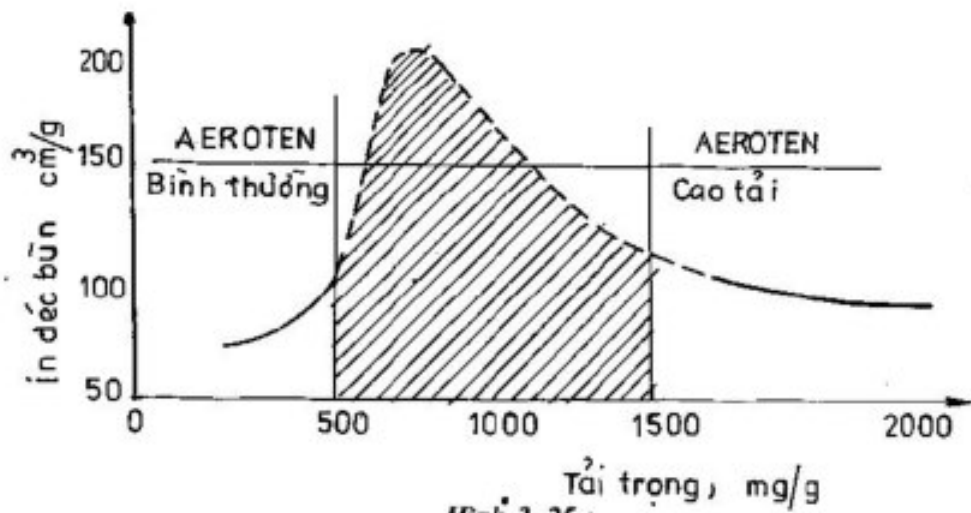
Aeroten cao tải có tuổi lớn nhỏ hơn 0,5 ngày (bùn non), có thể chứa tải trọng trên bùn lớn hơn 1,3 kg BOD tính trên 1kg chất khô hữu cơ trong ngày. Chi phí năng lượng điện ít hơn các loại khác. Hiệu suất xử lý theo BOD₂₀ có thể đạt tới 70-75%.

Sơ đồ 6 : Xử lý nước thải ở trên Aeroten - trộn, Aeroten kết hợp đẩy - trộn.

Tăng sức mạnh của bể Aeroten có thể đạt được bằng cách làm điều hoà tốc độ tiêu thụ ôxy trên cả chiều dài của bể. Để đạt được mục đích đó ta cho nước và bùn hoạt tính đổ vào bể Aeroten ở nhiều vị trí khác nhau. Có hai trường hợp :



Hình 3-24 :



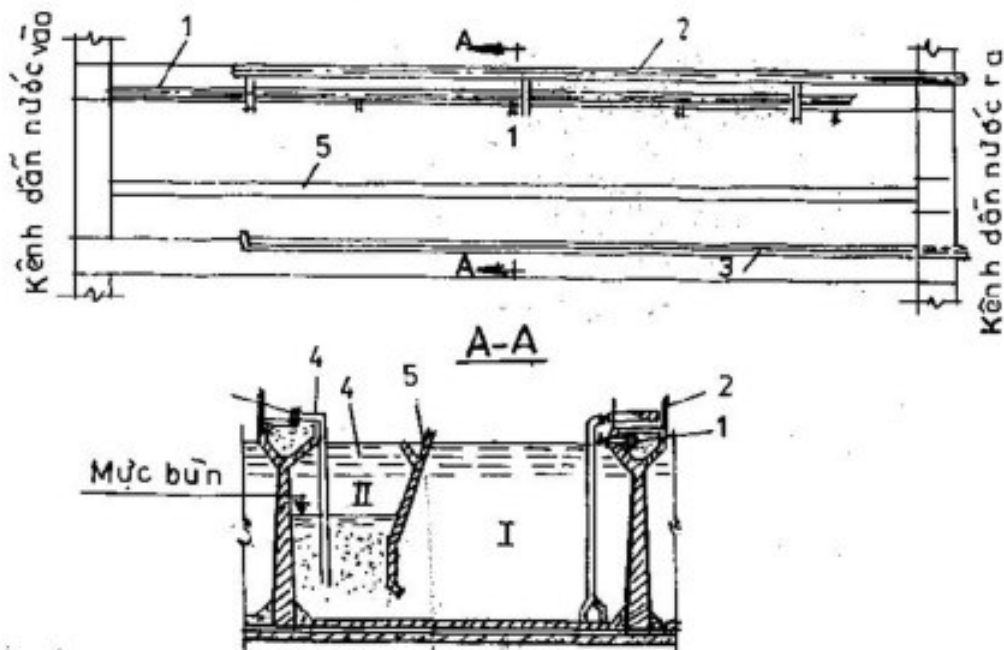
Hình 3-25 :

Trường hợp Aeroten trộn : Khoảng cách giữa các vị trí xả nước và bùn lấy bằng 3-4m. Nước đã xử lý thu về máng đặt đối diện (hình 3-19).

Trường hợp Aeroten đáy - trộn (hình 3-20), nước thải xả vào 4 vị trí ở nửa đầu của bể. Ở vị trí đầu xả 10% tổng lưu lượng nước, ở vị trí 2 và 3 mỗi nơi 35%, còn ở vị trí 4 xả 20%. Bùn hoạt tính đưa vào tại một điểm ở đầu, còn nước đã xử lý thu về máng đặt ở cuối bể.

Loại bể này chủ yếu dùng để xử lý nước thải có nồng độ nhiễm bẩn cao và thành phần tính chất thay đổi thất thường (nước công nghiệp hoặc nước sinh hoạt với nước công nghiệp).

Sơ đồ 7 : Xử lý sinh học nước thải trên bể Aeroten - lắng. Nguyên tắc làm việc tương tự như bể Aeroten trộn, nhưng bể lắng đợt II hợp khối với Aeroten. Bùn được tách khỏi nước thải không bằng cách lắng trọng lực, mà thực hiện khi nước đi qua lớp chất lơ lửng. Sơ đồ trình bày ở hình 3-26.



Hình 3-26 :

5. Tính toán bể Aeroten.

Tính toán bể Aeroten bao gồm việc xác định kích thước, tính toán hệ thống làm thoáng và số lượng bùn hoạt tính dư v.v...

Có nhiều phương pháp tính toán. Sau đây sẽ trình bày 2 phương pháp : phương pháp tính toán tổng quát và phương pháp tính toán dựa trên cơ sở động học của các phản ứng men.

A. Phương pháp tính toán tổng quát

Phương pháp này có thể áp dụng chung cho tất cả các loại bể Aeroten. Ngoài ra chúng tôi đưa thêm các số liệu để sử dụng cho tính toán công trình với quy mô nhỏ. Nếu tính toán cho công trình quy mô lớn, phải tham khảo thêm các phương pháp và các thông số khác để xác định cho thoả đáng.

Thời gian làm thoáng trong bể Aeroten, t , xác định theo công thức :

$$t = \frac{L_a - L_t}{a(1 - Z_b)\rho} \quad (116)$$

Trong đó :

L_a, L_t - BOD₂₀ của nước thải trước và sau khi xử lý, mg/l ;

a - liều lượng bùn hoạt tính theo chất khô, g/l ;

Z_b - độ tro của bùn, lấy bằng phần đơn vị ;

ρ - tốc độ ôxy hóa , mg BOD₂₀ tính trên 1 gr chất không tro trong 1 giờ.

Thể tích làm việc của bể :

$$W = Q.t, \quad (117)$$

Q - lưu lượng nước thải tính toán, m³/h.

Nếu hệ số không điều hoà chung $k_c \leq 1,25$, thì lưu lượng tính toán lấy bằng lưu lượng trung bình giờ. Còn nếu $k_c > 1,25$, thì lưu lượng tính toán lấy bằng lưu lượng trung bình giờ với chu kỳ làm thoáng tối đa (khi lưu lượng nước là tối đa).

Khi thành lập công thức (116) người ta coi phần hoạt tính của bùn là chất không tro. Số lượng tế bào và tính hoạt tính của bùn xác định căn cứ vào các giai đoạn phát triển quần thể vi sinh khác nhau. Chính vì vậy mà có khi có cùng số lượng, chất lượng bùn, nhưng tốc độ ôxy hóa khác nhau.

Trong công thức (116), người ta khẳng định nồng độ bùn càng cao thì tốc độ ôxy hóa càng cao. Trong thực tế điều đó có những phức tạp, vì giá trị ρ là hàm của a . Song rõ ràng là nồng độ bùn càng đậm đặc, thì thời gian ôxy hóa càng ít và thể tích yêu cầu của công trình nhỏ hơn. Nhưng cũng như đã nói ở trên, nồng độ bùn trong

hỗn hợp ảnh hưởng tới hiệu suất làm việc của bể lắng II, thông thường nó không được vượt quá 1,5-3 gr/l. Liều lượng bùn lấy với giá trị lớn khi BOD ban đầu của nước lớn. Với $L_a \leq 100$ mg/l, $a = 1,2$ gr/l ; $L_a = 100 \dots 150$ mg/l, $a = 1,5$ gr/l ; $L_a = 150-200$ mg/l, $a = 1,8$ gr/l và $L_a > 200$ mg/l, $a = 1,8 \dots 3,0$ gr/l. Ở bể Aeroten khoáng hóa bùn triệt để $a = 5$ gr/l (xử lý hoàn toàn).

Độ tro của bùn ở bể Aeroten lấy bằng 0,3, còn khi khoáng hóa triệt để $\approx 0,35$.

Tốc độ oxy hóa trung bình đối với nước thải đô thị, có thể lấy theo bảng 3-7.

Với L_a và L_t nằm giữa các giá trị ở trong bảng thì ρ lấy bằng 4 mg BOD₂₀ tính trên 1 gr chất không tro trong giờ.

Giá trị t tính theo công thức (116) đúng cho trường hợp nhiệt độ trung bình năm $T = 15^\circ\text{C}$. Với những nhiệt độ khác giá trị t cần nhân thêm hệ số $15/T$. Thời gian làm thoáng không ít hơn 2 giờ.

Bảng 3-7

GIA TRỊ ρ , MG BOD₂₀ TRÊN 1 GR CHẤT KHÔNG TRO TRONG GIỜ,
ĐỐI VỚI BỂ AAEROTEN - TRỘN.

L_a (mg/l)	Với L_t , mg/l					
	15	20	25	30	40	≥ 50
Đối với Aeroten không ngăn phục hồi với $a \leq 18$ mg/l						
100	20	22	24	27	35	47
200	22	24	28	32	42	57
Đối với Aeroten không ngăn phục hồi, với $a > 1,8$ mg/l và Aeroten có ngăn phục hồi.						
150	18	21	23	26	33	45
200	20	23	26	29	37	50
300	22	26	30	30	44	60
400	23	28	33	38	53	73
500	24	29	35	41	58	82

Khi thiết kế bể Aeroten có ngăn phục hồi, thì người ta tính riêng các thời gian xử lý nước, t_a , tổng thời gian oxy hóa chất nhiễm bẩn, t_o , và hiệu số giữa chúng - tức là thời gian bùn lưu trong ngăn phục hồi, t_{ph} , giờ.

Tính toán theo công thức :

$$t_a = \frac{2,5}{a a'} \lg \frac{L_a}{L_t} \quad (118)$$

$$t_o = \frac{L_a - L_t}{\alpha \cdot a_{ph} (1 - Z_p) \rho} \quad (119)$$

$$\alpha = \frac{a_a}{a_{ph} - a_a} \quad (120)$$

Trong đó :

a_a và a_{ph} - liều lượng bùn, tương ứng ở bể Aeroten và ngăn phục hồi bùn, gr/l ;

α - tỷ lệ giữa lượng bùn tuần hoàn và lưu lượng nước thải.

Các giá trị a_a và a_{ph} , lấy tương ứng bằng 1,5 và 4 gr/l để đảm bảo dung tích dự trữ của công trình xử lý. Song khi quản lý bể Aeroten có ngăn phục hồi thì liều lượng bùn có thể có những giá trị khác nhau. Nếu liều lượng lớn nghĩa là công suất ôxy hóa của hệ thống cao. Cái đó tạo điều kiện hoặc là tách được một khối lượng đáng kể các chất nhiễm bẩn, hoặc là đạt được sự ôxy hóa sâu sắc hơn.

Thể tích công trình tính theo các công thức sau :

$$W_a = t_a (Q + q) , \quad (121)$$

$$W_{th} = t_{ph} \cdot q , \quad (122)$$

$$W = W_a + W_{ph} , \quad (123)$$

Trong đó :

W_a và W_{ph} - thể tích tương ứng của bể Aeroten và ngăn phục hồi, m^3 ;

W - tổng thể tích của hệ thống, m^3 .

Đối với bể Aeroten có ngăn phục hồi, thì thời gian tính toán nước lưu trong hệ thống là :

$$t = t_a (1 + \alpha) + t_{ph} \cdot \alpha \quad (124)$$

Thời gian đó có thể xác định được từ công thức (116) với giá trị a bằng nồng độ trung bình của bùn, a_{tb} , ở trong công trình, nghĩa là :

$$a_{tb} = \frac{a_a W_a + W_{ph} \cdot a_{ph}}{W} , \quad (125)$$

Khi thiết kế bể Aeroten hai bậc, tính toán được tiến hành theo công thức (116), trong đó ở bậc I khử 50% các chất bẩn, ở bậc II 50%. Các giá trị ρ lấy theo bảng 3-7.

Lưu lượng đơn vị không khí D , m^3/m^3 , khi xử lý ở bể Aeroten, xác định bằng tỷ số giữa lưu lượng yêu cầu để xử lý $1m^3$ nước thải và lưu lượng ôxy được sử dụng trong $1m^3$ không khí cấp vào.

$$D = \frac{e(L_a - L_t)}{k_1 k_2 n_1 n_2 (C_h - C)} \quad (126)$$

Trong đó :

e- lưu lượng ôxy, tính bằng mg, để giảm 1mg BOD₂₀ ;

k₁- hệ số tính đến loại thiết bị làm thoáng, lấy theo bảng 3-8 ;

k₂- hệ số phụ thuộc vào độ sâu ngập thiết bị làm thoáng, lấy theo bảng 3-9 ;

n₁- hệ số có tính đến ảnh hưởng của nhiệt độ :

$$n_1 = 1 + 0,02 (T - 20) ; \quad (127)$$

T- nhiệt độ trung bình của nước thải trong mùa hè

n₂- hệ số có tính đến sự thay đổi tốc độ chuyển dời ôxy trong hỗn hợp bùn theo tỷ lệ với tốc độ chuyển dời của nó trong nước sạch (hệ số chất lượng nước, phụ thuộc cơ bản vào những việc làm thay đổi sức căng mặt ngoài của nước),

$$C_h = C_t \frac{10,3 + (h/2)}{10,3} \quad (128)$$

C_t- độ hòa tan ôxy, phụ thuộc vào nhiệt độ và áp suất, mg/l, lấy theo bảng phụ lục II.

C- nồng độ tối thiểu ôxy hoà tan trong bể Aeroten, mg/l.

Bảng 3-8

GIÁ TRỊ HỆ SỐ K₁ VÀ CƯỜNG ĐỘ LÀM THOÁNG I_{MAX}.

Các chỉ tiêu	Với f/F							
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0
k ₁	1,34	1,47	1,68	1,89	1,94	2	2,13	
I _{min} , m ³ /(m ² .h)	5	10	20	20	40	50	75	

Bảng 3-9

GIÁ TRỊ HỆ SỐ K₂ VÀ CƯỜNG ĐỘ LÀM THOÁNG I_{MAX}.

Các chỉ tiêu	Với f/F									
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	3	4	5	6
k ₁	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

Tồn tại nhiều ý kiến về hệ số e. Người ta cho rằng giá trị e chỉ nên lấy phần BOD chi phí cho yêu cầu năng lượng trong quá trình trao đổi chất (theo phản ứng 91).

Ngoài ra, do bùn hoạt tính thừa phải lấy ra khỏi hệ thống, mà trong đó chất nhiễm bẩn ban đầu chưa được ôxy hóa đầy đủ, và chính vì vậy mà lưu lượng chung cần phải nhỏ hơn mức giảm BOD₂₀.

Phần BOD₂₀ chi phí cho nhu cầu năng lượng và tổng hợp, phụ thuộc vào bản chất hóa học của vật chất và có thể thay đổi trong phạm vi rộng. Đối với nước thải đô thị phần BOD₂₀ theo phản ứng 91 thường lấy bằng (0,6...0,7)BOD₂₀.

Kết quả nghiên cứu của các tác giả H.A Baziakina, C.V.Iakovlev, K.A. Kariukhina và E.P.Doskina cho phép xác định các giá trị e : Khi xử lý hoàn toàn $\approx 1,1$ mg/mg ; không hoàn toàn $\approx 0,9$ và với Aeroten khoáng hoá bùn triệt để $\approx 2,2$ mg/mg.

Hệ số k₁ (bảng 3-8) có tính đến điều kiện chuyển dời ôxy từ không khí vào nước, phụ thuộc vào thiết bị phân tán bọt khí (bọt khí to hoặc nhỏ) và hệ số sử dụng diện tích. Tỷ lệ giữa diện tích vùng được làm thoáng f và diện tích của bể F (giá trị f lấy bằng diện tích mà thiết bị phân tán bọt khí chiếm chỗ, khoảng trống giữa những thiết bị đó cũng được coi là vùng làm thoáng).

Dựa vào giá trị D và t đã tìm được, xác định cường độ làm thoáng :

$$I = \frac{DH}{t}, \quad (129)$$

Trong đó :

H- chiều sâu công tác của bể, m.

Nếu cường độ tính theo công thức (129) mà lớn hơn I_{max}, thì cần tăng diện tích làm thoáng. Ngược lại nếu nhỏ hơn I_{min}, thì cần tăng lượng không khí và lấy I_{min} theo bảng (3-9).

Mức tăng sinh khối của bùn trong hệ thống làm thoáng nước thải đô thị và công nghiệp đều có thể xác định theo công thức :

$$\pi_p = 0,8B + 3L_a, \quad \text{mg/l} \quad (130)$$

Trong đó :

B- hàm lượng cặn lơ lửng trong nước thải đưa lên bể Aeroten, mg/l.

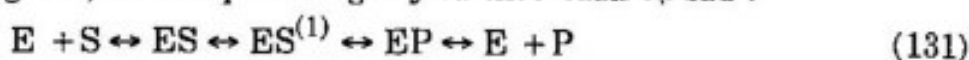
Đối với bể Aeroten khoáng hóa bùn triệt để, thì kết quả tính theo công thức (130) cần bổ sung hệ số 0,7. Còn khi tính toán bể nén bùn và hệ thống bơm, thì mức độ tăng sinh khối thêm 30%, có xét đến chế độ công tác của hệ thống làm thoáng không đồng đều theo các mùa.

Mức tăng sinh khối bùn bằng mức giảm chất nhiễm bẩn bởi quá trình ôxy hóa hoàn toàn (quá trình tạo thành CO₂ và H₂O).

B. Phương pháp tính toán bề Aeroten trên cơ sở động học phản ứng các men.

Tất cả các lý thuyết về quá trình sinh hóa hiện đại đều được xây dựng trên cơ sở quan niệm quy luật phản ứng men ; Sự tạo thành tổ hợp các chất men nên có ý nghĩa to lớn trong cơ chế xúc tác men. Ở giai đoạn đầu của quá trình xúc tác giữa chất nền (chất bản hữu cơ) và men xuất hiện liên kết cộng hóa trị hay một loại liên kết nào đó. Ở giai đoạn II, dưới tác động của men, chất nền phải chịu sự thay đổi, trở nên dễ dàng sử dụng hơn đối với các phản ứng tương ứng. Ở giai đoạn III, diễn ra phản ứng hóa học trên bề mặt của men và cuối cùng của giai đoạn IV các sản phẩm tạo thành của các phản ứng giải phóng khỏi tổ hợp sản phẩm men.

Nếu ký hiệu men qua E ; chất nền- S ; chất nền hoạt hóa - S⁽¹⁾ và sản phẩm của phản ứng - P, thì các phản ứng xảy ra theo tuần tự sau :



Đối với nhiều phản ứng, sơ đồ này đã được xác nhận để phân chia trực tiếp các tổ hợp ES, ES⁽¹⁾ và EP.

Ở đây ta hiểu "động học men" là quy luật biến đổi tốc độ phản ứng, phụ thuộc vào thành phần hóa học và điều kiện tác động tương hỗ của các chất xúc tác. "Tác động tương hỗ" là sự ảnh hưởng tương hỗ của các chất xúc tác, nhiệt độ, áp suất, sự có mặt của các chất ức chế hay kích thích v.v... Ở đây ta chỉ khảo sát ảnh hưởng nồng độ của chất nền và men.

Giả thiết rằng phản ứng có dạng (132) :



Trong đó : K+1, k-1, k+2- hệ số tốc độ của các phản ứng tương ứng.

Trong trường hợp này, tốc độ chung của phản ứng được xác định bằng nồng độ tổ hợp men-chất nền [ES]. Ở giai đoạn tĩnh của quá trình, nếu [S] >> [E], thì nồng độ [ES] sẽ tồn tại mãi như thế mỗi khi bất đẳng thức chưa thay đổi. Như vậy điều kiện không lưu động (tĩnh) của quá trình là :

$$\Sigma \frac{d [ES]}{dt} = 0 \quad (133)$$

Tốc độ thay đổi nồng độ tổ hợp xác định bởi hệ thức của các tốc độ thuận và nghịch.

$$\Sigma \frac{d[ES]}{dt} = k_{+1}[E] \cdot [S] - k_{-1}[ES] - k_{+2}[ES] \quad (134)$$

Ký hiệu nồng độ chung của men $[E]_0$, vì $[E]_0 = [E] + [ES]$, nên :

$$k_{+1} \{ [E]_0 - [ES] \} [E] - k_{-1}[ES] - k_{+2}[ES] = 0 \quad (135)$$

và tự đó xác định nồng độ tổ hợp men-chất nền :

$$[ES] = \frac{k_{+1}[E]_0[E]}{k_{-1} + k_{+2} + k_{+1}[S]} \quad (136)$$

Đặt $(k_{-1} + k_{+2})/k_{+1} = k_m$, ta có biểu thức của nồng độ không lưu động của tổ hợp men chất nền :

$$[ES] = \frac{[E]_0[S]}{k_m + [S]} \quad (137)$$

Tốc độ phản ứng men tổng quát được xác định bởi sự tạo thành sản phẩm P, tương ứng với công thức (132) có thể biểu diễn :

$$v = \frac{d[ES]}{dt} = k_{+2}[ES] \quad (138)$$

và cùng với biểu thức (137) ta có

$$v = \frac{k_{+2}[E]_0[S]}{k_m + [S]} \quad (139)$$

Phương trình (139) là phương trình động tính học cơ bản của các phản ứng men đơn giản và được mang tên phương trình Mikhailic-Mentin. Bằng thực nghiệm người ta khẳng định phương trình (139) có thể áp dụng cho nhiều phản ứng men. Mikhailic-Mentin cho rằng, nồng độ tổ hợp $[ES]$ cũng xác định bởi tỷ lệ k_{-1}/k_{+1} . Ảnh hưởng của k_{+2} lên giá trị $[ES]$ đã được Brrie và Khondin đề cập tới, song công thức (139) vẫn được mang tên của tác giả lập ra nó.

Căn cứ vào phương trình (139), thì tốc độ không lưu động của phản ứng men đơn giản, phụ thuộc vào nồng độ ban đầu của men. Theo thực nghiệm cho thấy quy luật trên áp dụng được cho các phản ứng men khác nhau về nồng độ và đảm bảo với điều kiện $[E]_0 \ll [S]$. Nếu nồng độ men tăng vượt ra ngoài phạm vi giới hạn đó (hoặc giảm thấp nồng độ chất nền), thì không tồn tại quy luật tuyến tính nữa.

Sự phụ thuộc tốc độ không lưu động của phản ứng men đối với nồng độ chất nền biểu diễn bởi hàm số hypebol. Với nồng độ chất nền tối đa $[S] \ll k_m$, có thể lấy $k_m + [S] \approx k_m$, và thành thử :

$$v = \frac{k+2 [E]_0 [S]}{k_m} \quad (140)$$

Như vậy với nồng độ chất nền là tối đa thì tốc độ phản ứng men gần với quy luật đường thẳng, thay đổi với sự thay đổi nồng độ chất nền. Khi tăng nồng độ chất nền lên một cách đáng kể, $[S] \gg k_m$, có thể tính $k_m + [S] \approx [S]$. Trong trường hợp đó phương trình (139) có dạng :

$$v = k+2[E]_0 \quad (141)$$

Do đó, với những nồng độ nào đó của chất nền, tốc độ không lưu động của phản ứng đạt giá trị không đổi, không phụ thuộc vào mức tăng tiếp tục của $[S]$. Tốc độ không đổi của phản ứng men, mà nó đạt được khi bão hoà chất nền, mang tên tốc độ tối đa V , nghĩa là :

$$V = k_m[E]_0 \quad (142)$$

Có thể xác định được các số liệu tính toán của các hệ số k_m và V bằng nhiều nghiên cứu thực nghiệm.

Nếu ở phương trình (139), thay tích số $k+2[E]_0$ bằng V , ta có phương trình Mikhailic-Mentin dưới hình thức sau :

$$v = \frac{V [S]}{k_m + [S]} \quad (143)$$

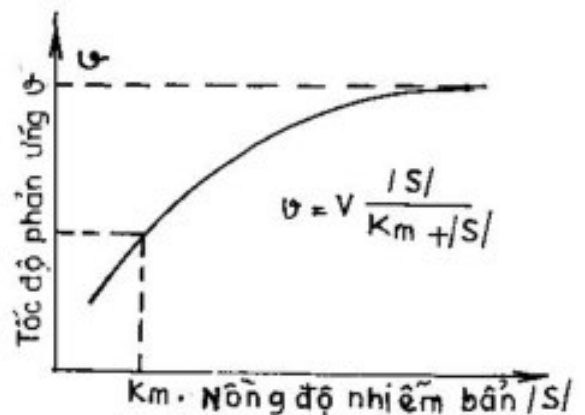
Dễ dàng thấy rằng, khi $v/V = 0,5$, thì $k_m = [S]$, nghĩa là hệ số k_m bằng nồng độ chất nền.

Xác định V và k_m trong biểu thức $v = f(S)$, dưới dạng phương trình (143), sẽ đưa tới những khó khăn nhất định về kỹ thuật, vì biểu thức phụ thuộc có đặc tính hipebol. Vì thế người ta đã đưa ra một số biện pháp biến đổi phương trình Mikhailic-Mentin về hàm tuyến tính. Được sử dụng rộng rãi hơn cả là phương trình Lainuiver và Bercom :

$$\frac{1}{v} = \frac{k_m}{V} \frac{1}{[S]} + \frac{1}{V}, \quad (144)$$

$$\frac{[S]}{v} = \frac{1}{V} [S] + \frac{k_m}{V}, \quad (145)$$

Khi xử lý các thông số thực nghiệm theo phương trình (144), trên trục tung ta đặt các giá trị nghịch đảo của tốc độ không lưu động của phản ứng, còn trên trục



Hình 3-27 : Tốc độ phản ứng men theo phương trình của Mikhailic-Mentin

hoành - các giá trị nghịch đảo của nồng độ tương ứng của chất nền. Trong đó nếu phản ứng tuân theo phương trình Mikhailic-Mentin thì sẽ có đường thẳng cắt trục tung một đoạn tương ứng bằng $1/V$, nối tiếp đường thẳng đến điểm cắt trục hoành và lấy trên đó đoạn $1/k_m$.

Kể từ thời điểm thành lập lý thuyết Mikhailic và Mentin 1913, lý thuyết động học phản ứng men đã được các công trình nghiên cứu của Afanaser (1949), Laidler và Khoar (1950), Pakhinski (1955) hoàn thiện thêm.

Phương trình Mikhailic-Mentin được sử dụng rộng rãi trong các nghiên cứu về phản ứng sinh hóa. Nghiệm túc mà nói thì phương trình đó được sử dụng ngay cả trong những trường hợp, khi nghiên cứu một loại phản ứng men cụ thể nào đó.

Người ta cũng đồng thời sử dụng phương trình Mikhailich-Mentin và những phương trình điều chỉnh của Gerbeta để mô tả cơ chế tổ hợp phức tạp của quá trình oxy hóa sinh hóa chất nhiễm bẩn nước thải khi nhiều các phản ứng đa dạng diễn ra với sự tham gia của nhiều hệ thống men khác nhau.

Trong kỹ thuật xử lý nước thải thì từ "chất nền" ta hiểu là nồng độ những chất bẩn tính theo BOD, còn từ "nồng độ men" - nồng độ bùn hoạt tính.

Đối với trường hợp xử lý sinh học nước thải, người ta xác nhận rằng trong những điều kiện tải trọng trên bùn cao, khi mà nồng độ các chất hữu cơ cao hơn khả năng tích đọng của bùn, thì tốc độ xử lý V đạt giá trị cực đại và quá trình không phụ thuộc vào BOD của hỗn hợp. Khi các chất nhiễm bẩn thuộc nguồn gốc các bon trở nên ít, phản ứng chuyển qua vùng bậc một và phụ thuộc trước hết là vào nồng độ bùn hoạt tính và sau đó là vào nồng độ chất nhiễm bẩn còn lại, nghĩa là vào L_t . Trong giai đoạn "nội" hô hấp, tốc độ phản ứng cũng biểu thị bằng phương trình bậc một tương ứng với nồng độ bùn.

Nếu xử lý nước thải tiến hành ở bể Aeroten, thì cũng như đã nói ở trên, với tải trọng chất nhiễm bẩn trên bùn không đổi, thì tốc độ của quá trình cũng không đổi và nằm trong một vùng động học nào đó. Nếu xử lý nước thải ở trên Aeroten-đẩy, thì tốc độ phản ứng thay đổi một số lần và có thể biểu thị bởi hệ thống phương trình hay bởi một phương trình tổng quát, nhưng với số lượng lớn các hệ số thực nghiệm.

Hiện tại, tính toán bể Aeroten tiến hành theo chỉ tiêu chung : - tốc độ oxy hóa lấy trung bình cho cả quá trình xử lý có tính đến sự phức tạp của những lập luận động học khác nhau, phụ thuộc vào loại Aeroten được chọn, nghĩa là phụ thuộc vào điều kiện khuấy trộn thủy động thể tích công trình.

6. Cấu tạo của bể Aeroten và hệ thống làm thoáng

Tùy thuộc vào phương pháp làm thoáng mà người ta phân biệt bể aerotan thành : bể làm thoáng bằng khí nén ; bể làm thoáng bề mặt hoặc bằng cơ học ; và bể làm thoáng bằng hỗn hợp không khí nén - cơ học.

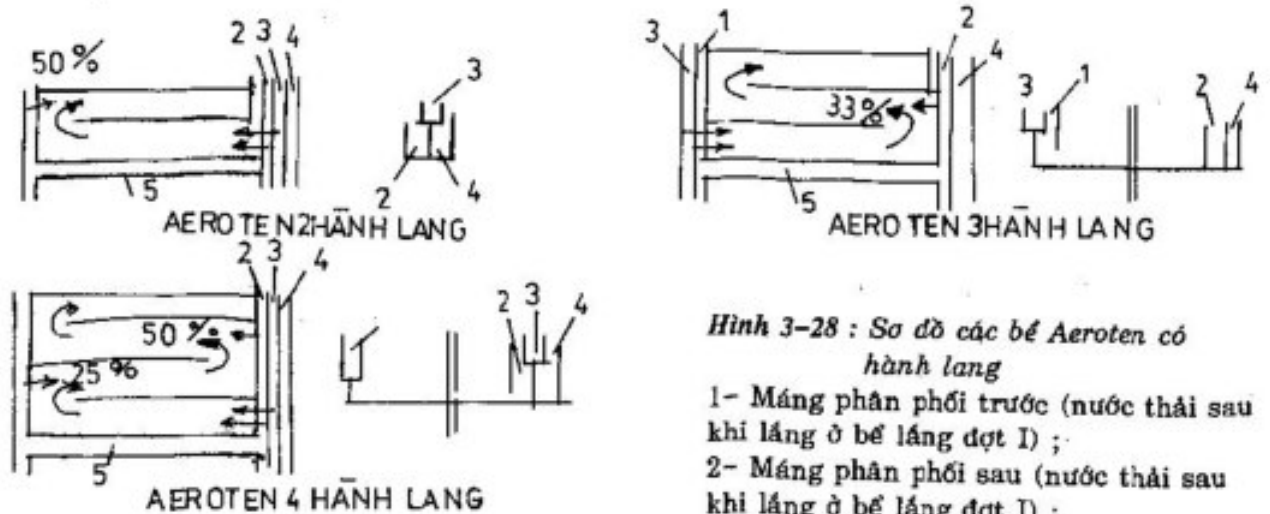
A. Bể Aeroten làm thoáng bằng khí nén

Đó là những bể bằng bê tông cốt thép thường là hình chữ nhật trên mặt bằng, gồm một hoặc nhiều ngăn (đơn nguyên). Mỗi ngăn có một hoặc nhiều hành lang. Các hành lang ngăn cách bằng các tường dọc lơ lửng không kéo dài tới tường đối diện. Nước thải chảy nối tiếp theo các hành lang. Tiết diện ngang của mỗi hành lang có thể là hình chữ nhật hoặc hình vuông. Chiều sâu H của bể thường lấy từ 3 đến 5m. Chiều rộng hành lang $B \leq 2H$, chiều dài bể lấy không nhỏ hơn $10B$.

Bể Aeroten kiểu một hành lang chỉ dùng với các trạm xử lý nhỏ và làm việc theo sơ đồ không phục hồi bùn hoạt tính. Nước sau khi lắng ở bể lắng đợt I và bùn hoạt tính tuần hoàn từ bể lắng đợt II đều cho vào đầu hành lang (máng phân phối nước nằm ở phía trên, còn máng phân phối bùn ở phía dưới).

Hình 3-28 trình bày sơ đồ các bể Aeroten 2-3-4 hành lang.

Bể Aeroten hai hành lang thường có ngăn phục hồi bùn hoạt tính. Dung tích ngăn phục hồi lấy bằng 50% tổng dung tích của hệ thống, tức là dùng một hành lang làm ngăn phục hồi. Loại bể này thường dùng đối với các trạm nhỏ và trung bình.



Hình 3-28 : Sơ đồ các bể Aeroten có hành lang

- 1- Máng phân phối trước (nước thải sau khi lắng ở bể lắng đợt I) ;
- 2- Máng phân phối sau (nước thải sau khi lắng ở bể lắng đợt I) ;
- 3- Máng dẫn bùn hoạt tính tuần hoàn ;
- 4- Máng thu nước sau bể Aeroten ;
- 5- Máng liên kết phân phối nước.

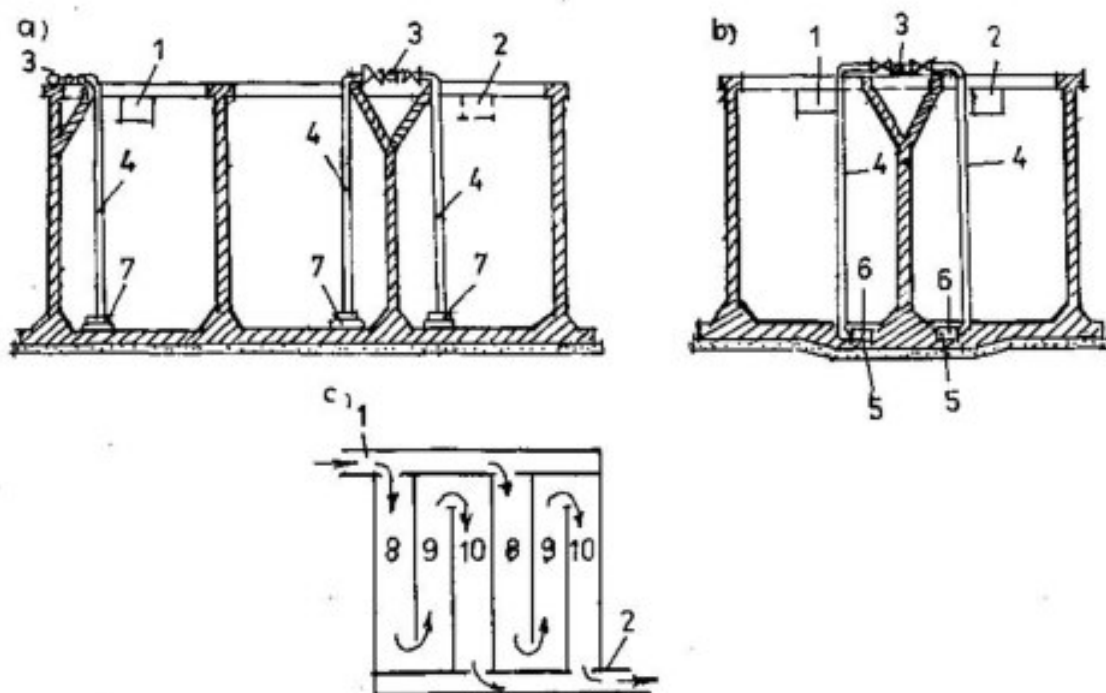
Bể Aeroten 3 hành lang làm việc thuận tiện khi không có phục hồi bùn hoạt tính. Song cũng có thể dùng một hành lang làm ngăn phục hồi, dung tích chiếm 33%.

Bể Aeroten 4 hành lang có nhiều ưu điểm - làm việc với bất kỳ sơ đồ công nghệ nào. Dung tích ngăn phục hồi có thể chiếm 25-75% dung tích tổng cộng.

Việc phân phối đều không khí trong lớp nước ở bể có ý nghĩa lớn, vì công suất thiết bị làm thoáng, hệ số sử dụng không khí và chi phí quản lý trạm đều phụ thuộc vào yếu tố đó.

Để phân phối không khí trong bể Aeroten người ta dùng các tấm xốp, ống đục lỗ, ống xốp hoặc các tấm xốp hình vòng tròn, hình nón v.v...

Phổ biến nhất là phương pháp phân phối không khí qua tấm xốp. Không khí dẫn theo đường ống tới máng khí có nắp đậy bằng các tấm xốp. Những tấm xốp thường bố trí thành hai hàng ở hai bên tường bể. Những bọt khí phụt khỏi các tấm xốp vào lớp nước trong bể và tạo cho hỗn hợp nước bùn một chuyển động vòng xoắn (Hình 3-29). Diện tích của các tấm xốp chiếm 6-10% diện tích đáy bể.



Hình 3-29 : Phân phối không khí vào Aeroten

- a- Mặt cắt bể ba hành lang ;
- b- Mặt cắt bể hai hành lang ;
- c- Mặt bằng bể ba hành lang.

1- Kênh dẫn nước ; 2- Xà nước ; 3- Ống phân phối không khí ; 4- Ống đứng dẫn không khí ; 5- Máng dẫn không khí ; 6- Tấm xốp ; 7- Ống đục lỗ ; 8-9-10- Các hành lang.

Mỗi tấm xốp thường có kích thước $0,3 \times 0,3 \times 0,04\text{m}$ và chế tạo từ nhiều vật liệu khác nhau : oxyt nhôm hỗn hợp với keramzit, đá thạch anh, than cốc, bakelit và bột thủy tinh rồi nung nóng chảy. Trước khi đặt vào máng phải chọn các tấm xốp có độ rỗng như nhau.

Dùng tấm xốp để tạo bọt không khí có nhiều ưu điểm so với ống đục lỗ, hệ số sử dụng không khí lớn hơn 1,75 lần. Song có nhược điểm là : chất bẩn, bụi trong không khí, rỉ sắt hoặc okelin trong ống thép đen cũng có thể vít kín các lỗ rỗng của tấm xốp. Ngoài ra, còn có các vi khuẩn phát triển trong đó. Do đó sẽ làm tăng sức cản thủy lực một cách nhanh chóng.

Để phục hồi các tấm xốp, người ta phải tháo dỡ cọ sạch tại chỗ bằng bàn chải sắt, hoặc dùng dung dịch axit clohydric và sulfuric 30%. Tuy nhiên các biện pháp này cũng chỉ phục hồi khả năng làm việc của chúng trong một khoảng thời gian ngắn mà thôi.

Khi chọn áp lực và lưu lượng máy bơm khí nén phải có hệ số dự trữ và tính với khả năng nhiễm bẩn các tấm xốp.

Để phân phối không khí người ta còn dùng các ống đục lỗ. Song kinh nghiệm quản lý cho thấy, sau một thời gian, các lỗ bị okelin vít lại và lưu lượng không khí bị giảm xuống, hệ số sử dụng không cao.

Ở một số trạm xử lý nước thải của Pháp, người ta sử dụng hệ thống làm thoáng bọt lớn. Không khí nén đưa vào bể qua ống hở cắm sâu xuống gần sát đáy bể. Các bọt lớn không khí phụt ra làm nước bị xáo trộn mạnh, khi đó không những ôxy của không khí nén mà cả ôxy qua mặt thoáng cũng được tiếp xúc với nước thải.

Gần đây, người ta còn dùng "phương pháp Inc" để phân phối không khí. Không khí dẫn vào qua các ống có lỗ 2,5 mm, đặt ở lưng chừng cách mặt nước 0,8-1,0m.

Vì do áp lực nén khí không lớn, cho nên có thể sử dụng máy quạt gió áp lực cao hoặc máy bơm khí nén áp lực thấp. Nước thải cho chảy vào bể qua các khe hở ở thành máng phía đối diện với hệ thống làm thoáng. Bùn hoạt tính đưa vào tại nhiều điểm ở đầu bể. Do vậy mà mức độ phục hồi bùn hoạt tính có thể điều chỉnh được bằng cách thay đổi khe hở xả nước vào bể. Cần xây dựng tường ngăn lơ lửng (không nổi lên mặt nước và cũng không chìm sâu xuống đáy) chạy suốt chiều dài của bể để tăng cường thêm mức độ xáo trộn nước thải và bùn hoạt tính.

Để đo lưu lượng không khí dẫn vào bể, đặt đồng hồ đo khí trên các đường ống chính hoặc đặt các thiết bị kiểm tra đặc biệt trên các ống nhánh dẫn tới từng bể riêng biệt.

B. Bể Aeroten-lắng kết hợp

Bể Aeroten-lắng được phân tách làm 2 phần (ngăn) bằng vách tường lơ lửng không đến đáy : ngăn làm thoáng và ngăn lắng.

Nước dẫn vào ngăn làm thoáng theo kiểu phân tán như ở bể Aeroten-trộn. Sau khi trộn với bùn hoạt tính, nước thải được tiếp xúc với không khí và các quá trình sinh hóa xảy ra, nước đã được xử lý chuyển qua ngăn lắng. Ở đây nước đi qua lớp cặn lơ lửng và để lại các tạp chất không hoà tan. Để cặn lơ lửng không bị phá vỡ và bị trôi theo nước thải ra khỏi ngăn lắng thì vận tốc nước dâng không được vượt quá 0,4-0,5 mm/s.

Đặc điểm của bể Aeroten-lắng kết hợp là liều lượng bùn hoạt tính cao (4-5gr/l). Khả năng chuyển tải trên $1m^3$ bể Aeroten-lắng cao hơn 20-30% so với bể Aeroten thông thường. Tuy nhiên, loại bể này làm việc không được ổn định và quản lý phức tạp.

Hình 3-26 trình bày bể Aeroten-lắng kết hợp.

C. Bể Aeroten làm thoáng bằng cơ học

Từ lâu người ta đã biết tác dụng của hệ thống làm thoáng cơ học đối với bể Aeroten, nhưng mãi tới những năm gần đây mới được áp dụng rộng rãi.

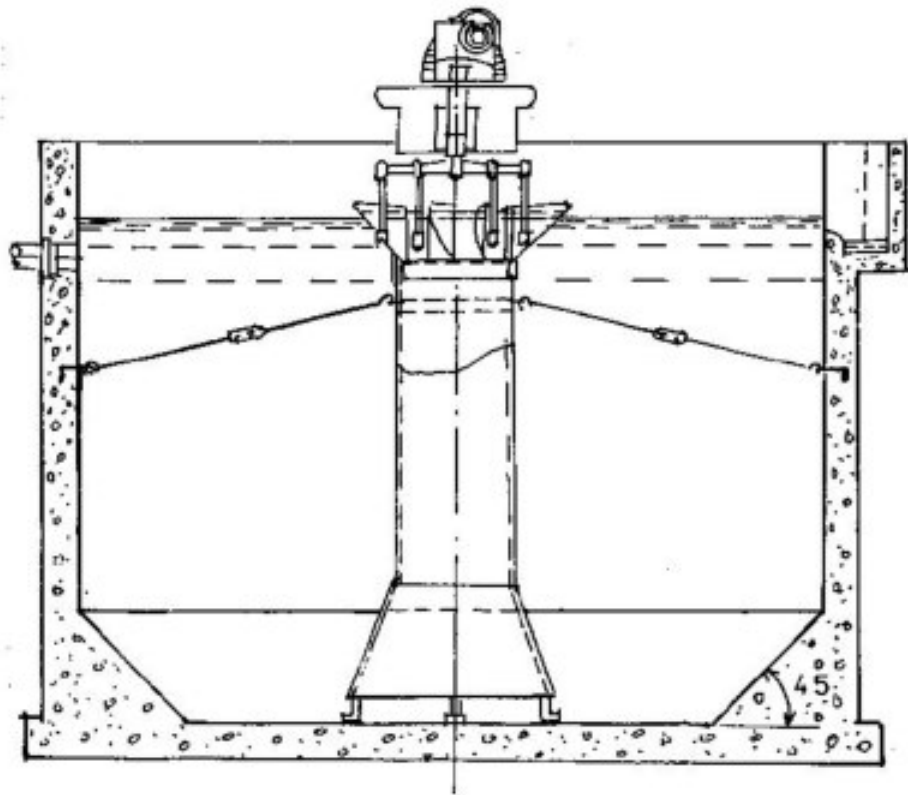
Thiết bị làm thoáng cơ học về kết cấu có nhiều loại khác nhau, nhưng nguyên lý công tác đều giống nhau : khi các thiết bị làm thoáng quay, tạo ra các vùng áp suất thấp để không khí xâm nhập vào nước.

Các thiết bị làm thoáng cơ học có thể phân biệt thành :

- Theo hiệu ứng : loại xâm nhập sâu, loại xâm nhập bề mặt.
- Theo mặt phẳng đặt trục quay của máy khuấy : loại nằm ngang, loại đứng.
- Theo cấu tạo của thiết bị làm thoáng (máy khuấy) : Loại nón, đĩa, trụ, bánh xe, tước bin và xoắn ốc.

Loại làm thoáng cơ học bề mặt được sử dụng rất rộng rãi. Đặc điểm của loại này là ngập ở trong nước thải với độ sâu không đáng kể và Rôto liên quan trực tiếp với không khí ngoài trời. Loại này có thể bao gồm các loại kết cấu sau : "Simplex", Simcar, loại đĩa "lainin", lưới chải "kesener" và nhiều loại khác nữa (loại trụ, "Mamut") ...

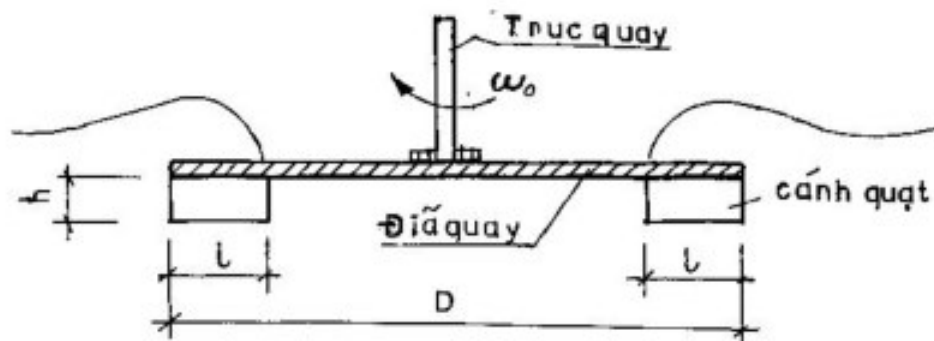
Hình 3-30 trình bày sơ đồ thiết bị làm thoáng "Simplex". Đó là một hình nón quay có cánh quay đặt ở phía trên. Bể Aeroten với thiết bị làm thoáng "Simplex" gồm 3 ngăn dạng kênh dài 40m, rộng gần 7m và sâu 4,5m. Ở mỗi kênh đặt 5 hệ thống làm thoáng cơ giới, đường kính 1,5m.



Hình 3-30 : Sơ đồ đặt thiết bị "Simplex".

Thiết bị "Simplex" đặt nửa ngập trong nước thải, phần trên cao hơn mực nước ở trong bể một khoảng 5-20cm, phần dưới gắn với ống đứng $\phi 0,6-0,9\text{m}$ sâu không đến đáy với 3 trụ đỡ điều chỉnh.

Thiết bị làm thoáng kiểu đĩa quay là một đĩa quay, phía dưới của nó gắn các cánh quạt hướng ly tâm (Hình 3-31). Tốc độ quay của đĩa lấy trong khoảng 3,5-4,5m/s, phụ thuộc vào đường kính của đĩa.



Hình 3-31 : Sơ đồ làm việc của thiết bị làm thoáng cơ học hiệu ứng bề mặt kiểu đĩa quay.

Thiết bị làm thoáng "lainin" là một tuốc bin hờ, ở trục gắn các cánh quạt nghiêng một góc 45° so với trục nằm ngang.

Thiết bị làm thoáng "Kesener" là một trụ quay, bề mặt được bọc lớp "lông" kim loại không rỉ với đường kính 1-2 mm và dài 15 mm. Tần số quay của trụ đạt tới 100 v/phút. Thiết bị được đặt ngập dưới nước ở độ sâu 10-12 cm. Nói chung khi làm thoáng nước thải bằng cơ giới thì bùn hoạt tính lắng đọng tốt hơn, giá thành quản lý thấp hơn 15% so với khi làm thoáng bằng không khí nén.

Bể Aeroten làm thoáng bằng cơ học có thể áp dụng với công suất từ 800-3000m³/ngày đêm.

D. Hệ thống làm thoáng kết hợp

Hệ thống làm thoáng kết hợp là hệ thống kết hợp cả hai phương pháp làm thoáng bằng không khí nén và bằng cơ học.

Thiết bị làm thoáng kết hợp của hãng "Dor-Oliver và Permutit" được sử dụng phổ biến.

Thiết bị làm thoáng của hãng "Dor-Oliver" có thể có một, hai hay ba tước bin đặt trên một trục đứng quay được nhờ động cơ điện. Một tước bin đặt sát đáy, cái thứ hai đặt ở độ sâu gần 0,75m thấp hơn so với mặt nước. Ở phía dưới tước bin cuối cùng (tước bin sát đáy) đặt cái "vành" có đục lỗ để phân phối không khí. Không khí cấp vào từ máy bơm dưới áp lực nào đó và từ cái vành phân phối không khí theo hướng ly tâm của tước bin đi vào tầng nước. Nhờ đó không khí được phân tán và khuấy trộn với nước thải tốt hơn.

Trong những năm gần đây, do yêu cầu cần thiết phải xử lý thêm nước thải ở trong các hồ sinh học mà người ta chế tạo ra loại kết cấu của thiết bị làm thoáng cơ học di động (Hình 3-32).

E. Tính toán hệ thống làm thoáng.

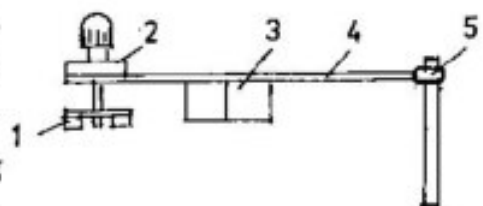
Tính toán hệ thống làm thoáng bao gồm việc lựa chọn đường kính ống dẫn, xác định tổn thất áp lực, xác định áp lực yêu cầu để chọn máy bơm khí nén...

Tốc độ chuyển động của không khí trong mạng lưới, trong ống phân phối thường lấy bằng 10-12 m/s; trong ống đứng dẫn tới máng phân phối 4-5 m/s. Tổn thất áp lực chung trong ống dẫn khí nén h, m, bao gồm tổn thất theo chiều dài và cục bộ :

$$h = h_d + h_{cb} = \frac{\lambda l}{D} \cdot v^2 \cdot \gamma + \frac{\xi v^2}{2g} \gamma = \left(\frac{\lambda l}{D} + \xi \right) \frac{v^2}{2g} \gamma, \quad (146)$$

Trong đó :

h_d - tổn thất áp lực theo chiều dài ;



Hình 3-32 : Thiết bị làm thoáng loại di động

1. Thiết bị ; 2. Bộ truyền động ;
3. Cấu phao ; 4. Thanh giàng ;
5. Cái lấy điện.

- h_{cb} - tổn thất áp lực cục bộ ;
 λ - hệ số kháng ;
 l và D - chiều dài và đường kính của ống dẫn ;
 v - tốc độ chuyển động của không khí ở trong ống ;
 g - gia tốc rơi tự do ;
 γ - tỷ trọng của không khí ;
 ξ - hệ số tổn thất cục bộ.

Hệ số kháng λ có thể xác định theo công thức sau :

$$\lambda = 0,0125 + \frac{0,011}{D}, \quad (147)$$

Tổn thất ở trong các thiết bị tạo bọt khí lấy phụ thuộc vào tốc độ không khí thấm qua nó. Theo điều kiện kỹ thuật thì tổn thất qua tám xóp khi cho qua $2 \text{ m}^3/\text{phút}$ tính trên 1 m^2 diện tích bề mặt lấy không lớn hơn 200mm. Tuy nhiên trong thực tế thì tổn thất đó nhanh chóng tăng lên, nên trong tính toán thường lấy bằng 500- 800mm.

Áp lực yêu cầu chung H_c , m, khi tạo bọt khí (tám xóp) :

$$H_c = h_d + h_{cb} + h_{tx} + H, \quad (148)$$

Trong đó :

- h_{tx} - tổn thất áp lực qua tám xóp ;
 H - chiều sâu lớp nước ở trong bể Aeroten.

Áp lực của khí nén là (at) :

$$P_2 = \frac{10,33 + H_c}{10,33} \quad (149)$$

Công suất của máy bơm khí :

$$N = \frac{Lq}{102\eta}, \quad (150)$$

Ở đây : L - chi phí để nén 1 m^3 không khí từ áp lực ban đầu P_1 đến áp lực yêu cầu P_2 :

$$L = 34400(P_2^{0,29} - 1), \quad (151)$$

Từ đó :

$$N = \frac{34400(P_2^{0,29} - 1) \cdot q}{102}, \quad (152)$$

q - lưu lượng không khí

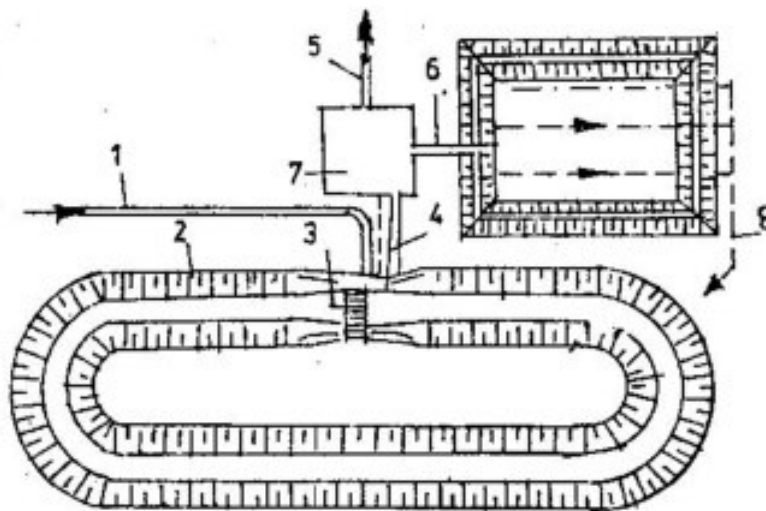
Từ lưu lượng không khí và áp lực cần thiết ta chọn máy bơm khí nén. Số lượng máy bơm không ít hơn 2 chiếc (một công tác một dự trữ).

7. Mương ôxy hóa tuần hoàn (MOT)

Trong những năm gần đây MOT được sử dụng rộng rãi để xử lý nước thải với quy mô nhỏ. MOT là loại công trình xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học hoàn toàn. Thời gian làm thoáng kéo dài từ 1-3 ngày. Có thể dùng để xử lý nước thải với nồng độ $BOD_{20} = 1000-5000 \text{ mg/l}$ và đối với nước thải sinh hoạt thì không cần qua lắng mà chỉ cần cho qua song chắn rác với khe hở mắt lưới 8mm. Sức chứa tính theo bùn hoạt tính vào khoảng $200 \text{ gr } BOD_5 / (\text{kg. ngày đêm})$. Một phần bùn hoạt tính được khoáng hóa ngay trong mương. Khi tải trọng bùn khoảng $50 \text{ gr } BOD_5 / (\text{kg. ngày đêm})$, thì thực tế bùn hoạt tính được khoáng hóa hoàn toàn. Do đó số lượng bùn hoạt tính giảm khoảng 2,8 lần, tức là còn khoảng 30 gr chất khô tính cho một người trong ngày.

MOT có hình dạng chữ nhật hoặc hình tròn, đáy và bờ thường được gia cố, chiều sâu công tác từ 0,7 đến 1m, tốc độ chuyển động của nước ở trong mương không nhỏ hơn 0,3 m/s. thể tích công tác khoảng $0,3 \text{ m}^3 / \text{người}$, làm thoáng bằng cơ học (máy khuấy trục nằm ngang).

Hình 3-33 trình bày sơ đồ mặt bằng MOT và các công trình trong dây chuyền xử lý.



Hình 3-33 : Mương ôxy hóa tuần hoàn

1. Nước vào ; 2. Bờ mương ; 3. Máy khuấy cơ học trục nằm ngang ; 4. Dưa nước vào bể lắng hai ;
5. Nước ra khỏi bể lắng II ; 6. Bùn hoạt tính dư lên sân phơi ; 7. Bùn hoạt tính tuần hoàn ;
8. Nước tiêu từ sân phơi bùn.

Bể lắng lần II thường tính với thời gian 1,5-2,0 giờ, chủ yếu áp dụng kiểu bể lắng đứng. Trong những trường hợp khi mà yêu cầu xử lý không cao và khi tải trọng trên bùn thấp thì có thể bỏ bể lắng đợt II. Như vậy xử lý nước thải ở MOT có thể bỏ được bể lắng đợt I và cả bể lắng đợt II.

Do tính đơn giản của nó, mà có nhiều khả năng áp dụng rộng rãi để xử lý nước thải sinh hoạt và công nghiệp có tính chất tương tự (xí nghiệp chế biến sữa, thực phẩm...).

Bảng 3-10

MỘT SỐ KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA MOT

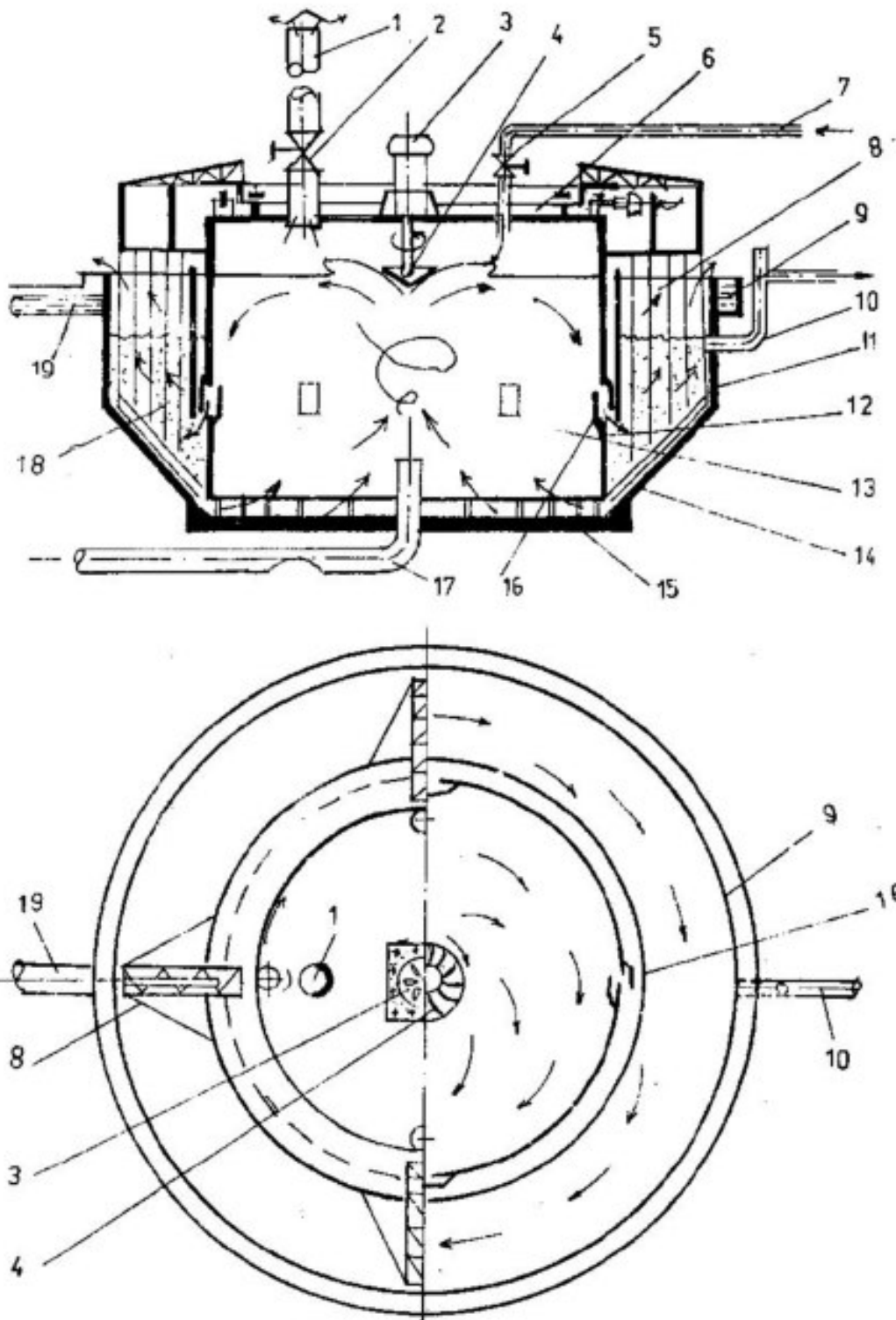
Công suất, (m ³ /ng)	Nồng độ nhiễm bẩn, (mg/l)	Tổng chiều dài, (m)	Tổng diện tích, (m ²)	Kích thước của máy khuấy		Dài, m	Đường kính, m
				Số vòng quay, (v/phút)	Số lượng máy khuấy, (cái)		
100	150	34	2,5	2,5	900	60	1
	250	56	2,5				
	400	88	2,5				
200	150	68	2,5	2,5	900	60	1
	250	110	2,5				
	400	178	2,5				
400	150	71	4,25	2,5	900	60	1
	250	130	4,25				1
	400	210	4,25				2
700	150	138	4,25	2,5	900	80	1
	250	230	4,25				2
	400	366	4,25				4
1400	150	275	4,25	2,5	900	80	1
	250	450	4,25				2
	400	735	4,25				4

8. Ôxyten

Ôxyten là công trình hiệu quả cao, dùng để xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học tăng cường với việc sử dụng ôxy kỹ thuật và bùn hoạt tính đậm đặc.

Hình 3-34 trình bày một kiểu bể Ôxyten

Ôxyten là dạng bể chứa có mặt bằng hình tròn. Bên trong làm tường (hình trụ) phân chia vùng làm thoáng và vùng lắng. Ở khoảng giữa tường phân chia có cửa sổ để nước bùn từ vùng làm thoáng trào vào vùng lắng. Ở khoảng dưới tầng phân chia làm cửa sổ để bùn hoạt tính tuần hoàn từ vùng lắng sang vùng làm thoáng.



Hình 3-34 : Bể Ôxyten

1. Ống thông hơi ; 2 và 5. Các van khoá ; 3. Động cơ điện ; 4. Thiết bị làm thoáng kiểu tuốc bin ; 6. Mái che ; 7. Ống dẫn cấp ôxy ; 8. Song chắn ; 9. Máng thu ; 10. Ống dùng để tháo bùn thừa ; 11. Bể chứa tròn ; 12. Tường ngăn ; 13. Vùng làm thoáng ; 14. Cái nãi ; 15. Cửa số để bùn tuần hoàn từ vùng lắng sang vùng làm thoáng ; 16. Cửa số để nước bùn trào từ vùng làm thoáng sang vùng lắng ; 17. Ống dẫn nước thải vào vùng làm thoáng ; 18. Vùng lắng ; 19. Ống xả nước đã xử lý ;

Vùng làm thoáng có nắp dây kín, ở phía trên đặt động cơ điện của thiết bị làm thoáng tuốc bin và ống dẫn cấp ôxy kỹ thuật.

Vùng lắng có thiết bị khuấy trộn bằng các song chắn đặt đứng $d = 30...50\text{mm}$, khoảng cách giữa chúng 300mm .

Phần dưới của song chắn treo cái nảo bình cầu. Phần lắng làm việc với lớp bùn lơ lửng có ống tháo để điều chỉnh mức độ bùn.

Nguyên lý làm việc của ôxyten như sau : Nước thải dẫn theo ống trung tâm vào vùng làm thoáng. Dưới tác động của áp lực động do tuốc bin gây nên mà hỗn hợp nước thải và bùn hoạt tính bão hoà ôxy trào qua cửa sổ lưng chùng vào vùng lắng. Do các song chắn hướng dòng mà hỗn hợp nước bùn chuyển dịch dần theo chu vi của vùng lắng, và ở đây bùn được tách khỏi nước thải và mịn lại. Nước thải đi qua lớp chất lơ lửng (chất không hoà tan được giữ lại) vào máng thu quanh thành bể và xả theo ống dẫn. Bùn tuần hoàn lắng xuống, chui qua cửa sổ ở phần dưới tường phân chia vào vùng làm thoáng.

Bể Ôxyten thường được trang bị hệ thống cấp ôxy tự động theo yêu cầu tiêu thụ. Hệ thống này tự động đảm bảo nồng độ ôxy hoà tan trong nước bùn theo yêu cầu khi có sự thay đổi thành phần, nồng độ và lưu lượng nước thải.

Trong vùng làm thoáng luôn giữ nồng độ ôxy hoà tan đậm đặc ở lớp nước trên cùng. Nhờ đó mà tốc độ ôxy hóa chất hữu cơ tăng lên và đồng thời cũng tăng liều lượng ở trong hỗn hợp. Do lượng ôxy hoà tan tới mức độ bão hoà mà trong nước bùn ở vùng lắng tiếp tục ôxy hóa các chất nhiễm bẩn hữu cơ còn lại.

Các chỉ tiêu biểu thị công nghệ tối ưu của bể ôxy ten là : nồng độ ôxy hoà tan $10-12\text{ mg/l}$ (trong các bể Aeroten khoảng $2-4\text{ mg/l}$) ; liều lượng bùn $6-8\text{ mg/l}$ (trong các bể Aeroten $2,5-3\text{ mg/l}$) ; thời gian làm thoáng (kể cả thời gian nước lưu ở vùng lắng) $2,5-3$ giờ (ở bể Aeroten $5-6$ lần ; chi phí xây dựng ít hơn $1,5-2$ lần ; chi phí quản lý ít hơn $2,5-3$ lần.

Hiện nay, bể Aeroten thường được áp dụng ở những nơi có ôxy kỹ thuật hoặc gần đây có các xí nghiệp sản xuất cao su tổng hợp, hóa chất, hóa dầu, hóa than ...

Tính toán bể ôxyten có thể tiến hành theo công thức :

$$t = \frac{L_a - L_t}{\rho C_b k_b} \quad (153)$$

Trong đó :

t - thời gian làm thoáng (thời gian nước bùn lưu ở vùng làm thoáng và vùng lắng) h ;

L - BOD của nước thải lúc ban đầu, mg/l ;

L_t - BOD của nước thải đã xử lý, mg/l ;

ρ - tốc độ ôxy hóa , mg/(gr.h) ;

C_b - nồng độ bùn theo chất không tro, gr/l ;

k_b - hệ số tính đến ảnh hưởng của nồng độ bùn hoạt tính lên cường độ ôxy hóa , có thể tham khảo bảng 3-11.

Bảng 3-11

CÁC GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ K_B

Nồng độ bùn (gr/l)	1	2	3	5	8	10	15
Hệ số k_b	1,8	1,3	1	0,7	0,5	0,4	0,3

Giá trị cho mỗi mức độ xử lý và nồng độ ôxy hoà tan có thể tính theo công thức :

$$\rho = \frac{V_{\max} [O_2] L_t}{[O_2] L_t + k'_{O_2} L_t + k'_2 [O_2]} \quad (154)$$

$[O_2]$ - nồng độ ôxy hoà tan ở trong nước bùn ; V_{\max} , k'_{O_2} và k'_2 - các giá trị của các thông số động học, được xác định bằng thực nghiệm theo những phương pháp đặc biệt.

Khối lượng ôxy thường lấy bằng mức giảm BOD₂₀ với hệ số 1,2.

Tính toán thiết bị làm thoáng tiến hành theo phương pháp tính toán chung có kể đến áp lực cục bộ của ôxy ở pha hơi.

3.2.3. Bể lắng II và bể nén bùn

Bể lắng II dùng để chắn giữ bùn hoạt tính đã qua xử lý ở Aeroten hay màng vi sinh đã "chết" từ bể Biôphin và các phần nhỏ chất không hoà tan không chịu rơi lắng ở bể lắng lần I.

Bể lắng II cũng có thể là các bể lắng đứng, ngang và Radian. Đối với những trạm xử lý nhỏ dùng bể lắng đứng, còn đối với những trạm trung bình và lớn dùng bể lắng ngang và Radian.

Bể lắng đứng II về cấu tạo không có gì khác với bể lắng đứng I, nhưng có chiều cao công tác bé hơn.

Tính toán bể lắng đứng là xác định chiều cao, đường kính của bể dựa theo tốc độ và thời gian nước lưu trong bể. Tính toán tiến hành theo các công thức quen thuộc.

$$h = v.t.3600 \quad (155)$$

$$W = \frac{Q \cdot t \cdot k_h}{24} \quad (156)$$

$$F = \frac{W}{h}, \quad (157)$$

Trong đó :

h- chiều cao làm việc của bể, m ;

v- tốc độ nước dâng, m/s ;

W- thể tích công tác của bể, m³ ;

Q- lưu lượng nước thải, m³/ngày đêm ;

kh- hệ số không điều hoà giờ ;

F- diện tích hữu ích (không tính phần ống trung tâm), m².

Thời gian nước lưu trong bể (thời gian lắng) và tốc độ nước chảy qua công trình chọn phụ thuộc vào chức năng của bể, tức là phụ thuộc vào loại công trình xử lý sinh học trước đó : Đối với bể lắng đứng đặt sau bể Biôphin nhỏ giọt $v \leq 5 \text{ mm/s}$, $t = 0,75 \text{ h}$; sau bể Biôphin cao tải và bể Aeroten (xử lý hoàn toàn) $v \leq 5 \text{ mm/s}$, $t = 1,5 \text{ h}$. Còn đối với bể lắng ngang và bể Radian đặt sau bể Biôphin nhỏ giọt $v \leq 5 \text{ mm/s}$, $t = 0,75 \text{ h}$; sau bể Biôphin cao tải và Aeroten xử lý hoàn toàn $v \leq 5 \text{ mm/s}$, $t = 1,5 \text{ h}$. Khi bể lắng đứng đặt sau bể Aeroten xử lý không hoàn toàn thì chọn $v \leq 0,7 \text{ mm/s}$, $t = 0,75 \text{ h}$ khi giảm BOD dưới 50% ; với $v \leq 0,5 \text{ mm/s}$, $t = 1,0 \text{ h}$ khi giảm BOD đến 80%. Đối với bể lắng ngang và Radian đặt sau bể Aeroten xử lý không hoàn toàn lấy tương ứng là : $v \leq 7 \text{ mm/s}$, $t = 0,75 \text{ h}$ khi giảm BOD dưới 50% và $v \leq 5 \text{ mm/s}$, $t = 1 \text{ h}$ khi giảm BOD đến 80%.

Ống trung tâm xác định với lưu lượng tổng cộng (nước thải và bùn hoạt tính tuần hoàn) và tốc độ chảy $v \leq 30 \text{ mm/s}$. Còn bể chỉ tính với lưu lượng nước thải, vì bùn hoạt tính sẽ lắng xuống và lấy đi.

Đáy bể có dạng chòm nón để bùn dễ dàng tụt xuống đáy. Độ nghiêng thành trên của đáy không nhỏ hơn $45-50^\circ$.

Việc lấy bùn ra khỏi bể dùng ống $\phi 200$ đặt dưới áp lực thủy tĩnh 0,9-1,2m.

Giữa phần công tác của bể và phần chứa bùn là phần nước trung hoà, thường lấy bằng 0,5m.

Vận tốc hướng lên tại mặt phẳng ngang ở đầu dưới ống trung tâm - chỗ nước ra, phải không quá 0,8-0,9 m/s.

Khoảng cách giữa miệng ống trung tâm và tấm chắn phải chọn sao cho tốc độ tại tiết diện vùng đó không quá 15 mm/s.

Thể tích phần chứa bùn, lấy bằng thể tích bùn lắng xuống trong thời gian 2 ngày nếu bể đặt sau Biôphin và 2 giờ nếu bể đặt sau Aeroten.

Trên các trạm xử lý công suất lớn, người ta sử dụng rộng rãi các bể lắng lần II là các bể kiểu Radian và ngang.

Tính toán bể lắng có thể tiến hành theo phương pháp của Orłowski A.A. Giá trị cho trước là B_t - hàm lượng chất lơ lửng trong nước ra khỏi bể lắng II :

$$B_t = \frac{B_0}{b^{-1,04} \sqrt{B_0 t + 1}} \quad (158)$$

Trong đó :

B_0 - hàm lượng bùn hoạt tính (chất lơ lửng) ở thời điểm bắt đầu lắng (sau 5-6 phút). Theo số liệu thực nghiệm $B_0 = 150$ mg/l khi xử lý hoàn toàn, và $B_0 = 2000$ mg/l khi xử lý không hoàn toàn ;

t- thời gian lắng, phút ;

b- BOD₅ của hỗn hợp nước và bùn sau khi xử lý.

Cũng có thể theo điều kiện địa phương, giả định giá trị B_t , xác định thời gian lắng theo công thức (158). Hoặc thời gian lắng phụ thuộc vào các chất lơ lửng ở trong nước đã xử lý, có thể lấy theo bảng 3-12.

Bể lắng lần II cũng có thể tính toán theo tải trọng lên mặt thoáng. Phương pháp này cho kết quả không chính xác lắm. Song khi thiết kế mở rộng trạm xử lý, tức là đã có sẵn các số liệu về tải trọng cho phép thì nó lại là phương pháp thích hợp. Thường lấy tải trọng tính toán khoảng 1,2- 1,6m³ trên m² diện tích mặt thoáng.

Bảng 3-12

Thời gian lắng, t, (giờ)	Hàm lượng chất lơ lửng trong nước thải sau lắng b (mg/l) khi BOD ₅ của nước thải đã qua 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	20	20	25	51	70	83

Việc thu gom xả cặn cũng tiến hành như ở bể lắng I.

Bùn hoạt tính giữ lại ở bể lắng II có độ ẩm cao (99-99,2%). Một phần lớn bùn hoạt tính cho qua ngăn phục hồi và quay lại bể Aeroten, phần khác gọi là bùn dư trước khi đưa lên bể Mêtan .. cho qua bể nén bùn để giảm bớt độ ẩm và thể tích.

Lượng bùn hoạt tính dư, phụ thuộc vào hàm lượng các chất lơ lửng và hoà tan (chủ yếu là các chất hữu cơ) ở trong nước thải, vào hiệu suất lắng của bể lắng đợt I, có thể chọn theo bảng 3-13.

Lượng bùn hoạt tính dư cũng có thể xác định theo công thức của Karpinski A. A.

$$P = \alpha C_1 - b, \quad (159)$$

Trong đó :

P- hàm lượng bùn hoạt tính dư, mg/l ;

α - hệ số, lấy bằng 1,25-1,35 (trung bình 1,3) khi xử lý hoàn toàn và 1,0-1,2 (trung bình 1,1) khi xử lý không hoàn toàn ;

C_1 - hàm lượng các chất lơ lửng của nước thải sau lắng đợt I, mg/l ;

b- hàm lượng chất lơ lửng (bùn hoạt tính) trôi theo nước thải ra khỏi bể lắng đợt II, mg/l.

Bảng 3-13

BOD ₂₀ của nước thải sau khi xử lý	Khi xử lý hoàn toàn, (g/m ³)			Khi xử lý không hoàn toàn, (g/m ³)			
	15	20	25	50	60	70	80
Lượng bùn hoạt tính dư, gr chất khô trên 1m ³ nước thải.	160	200	220	170	190	210	220

Lượng bùn hoạt tính dư cũng giao động theo thời gian trong năm (về mùa hè giảm xuống). Lượng tối đa có thể xác định theo công thức :

$$P_{\max} = kP \quad (160)$$

k- hệ số không điều hoà tháng của bùn hoạt tính dư, k = 1,15-1,2.

Làm mịn bùn có thể thực hiện trong các bể nén bùn đứng hoặc Radian, hoặc cũng có thể thực hiện ngay trong các bể lắng II.

Bể nén bùn đứng là bể lắng đứng bình thường, chỉ sử dụng ở những trạm xử lý nước thải có nhiều bùn nặng.

Tính toán bể nén bùn phải dựa theo lưu lượng giờ tối đa của bùn hoạt tính dư :

$$q_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q}{24 \cdot C} \quad \text{m}^3/\text{h}, \quad (161)$$

Trong đó :

P_{\max} - hàm lượng bùn hoạt tính dư tối đa, gr/m³ ;

Q- lưu lượng nước thải, m³/(ngày đêm) ;

c- hàm lượng bùn hoạt tính dư sau khi nén, g/m³ ;

Chiều cao phần lắng của bể nén bùn :

$$h = 3,6.v.t \quad (162)$$

Trong đó :

v- tốc độ của nước bùn, mm/s ;

t- thời gian nén bùn, h.

Các giá trị hàm lượng bùn hoạt tính, thời gian nén bùn, tốc độ chuyển động của nước bùn có thể lấy theo bảng 3-14.

Diện tích mặt thoáng của bể :

$$F = \frac{q_x}{3,6.v} \quad m^2 \quad (163)$$

Trong đó :

q_x - lượng nước tối đa được tách ra trong quá trình nén bùn, m^3/h ;

$$q_x = q_{max} \frac{P_1 - P_2}{100 - P_2} \quad (164)$$

P_1 - độ ẩm ban đầu của bùn, $P_1 = 99,2\%$; P_2 - độ ẩm của bùn sau khi nén, lấy bằng : 98%- khi xử lý hoàn toàn ; 95%- khi xử lý không hoàn toàn.

Bảng 3-14

NHỮNG SỐ LIỆU CƠ BẢN ĐỂ TÍNH TOÁN BỂ NÉN BÙN

Đặc tính của bùn hoạt tính dư	Độ ẩm của bùn sau khi nén, (%)		Thời gian nén bùn, (h)		Tốc độ nước bùn trong vùng lắng của bể nén đứng, mm/s
	Loại bể nén bùn				
	Đứng	Radian	Đứng	Radian	
- Bùn hoạt tính từ bể Aeroten khi xử lý sinh học hoàn toàn					
a- Hỗn hợp bùn từ bể Aeroten với nồng độ 2-3 gr/l	-	97	-	5-8	-
b- Bùn hoạt tính từ bể lắng II với nồng độ 5-6 gr/l	98	97	10-12	9-11	≤ 0,1
c- Cũng như trên nhưng nồng độ 7-8 gr/l	98	97	16	12-15	≤ 0,1
- Hỗn hợp bùn từ bể Aeroten khi xử lý sinh học không hoàn toàn với nồng độ 1,5-2,5 gr/l	95	95	3	3	≤ 0,2

Diện tích tiết diện của ống trung tâm :

$$f_{dv} = \frac{q_{\max}}{3600 \cdot v_{tb}} \quad (165)$$

Trong đó :

v_{tr} - tốc độ của nước bùn ở trong ống trung tâm, thường lấy bằng 0,1 m/s.

Tổng diện tích :

$$F = F_b + f_{tr} \quad (166)$$

Đường kính của bể :

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi \cdot n}} \quad (167)$$

n - số lượng bể.

Dung tích phần bùn của bể :

$$W_b = q_{\max} \frac{100 - P_1}{100 - P_2} \cdot \frac{t_b}{n} \quad (168)$$

Trong đó :

t_b - thời gian giữa hai lần lấy bùn, thường lấy bằng 8 giờ.

Chiều cao toàn phần :

$$H = h + h_b + h_{th} + h_u + h_{tb} \quad (169)$$

Ở đây :

h - chiều cao phần lắng, m ;

h_b - chiều cao phần bùn, m ;

h_{th} - chiều cao phần trung hoà, lấy bằng 0,3-0,5m ;

h_u - khoảng cách giữa ống trung tâm và tấm lá chắn (0,25-0,5)m ;

h_{tb} - chiều cao thành bể trên mực nước bùn, 0,3m.

Trong trường hợp xử lý nước thải bằng phương pháp sinh học hoàn toàn, thì bể nén bùn nên làm theo kiểu lắng Radian.

Diện tích mặt thoáng của bể nén bùn Radian xác định theo công thức :

$$F = \frac{q_{\max}}{q_0} \quad (170)$$

Trong đó :

q_{\max} - theo công thức (161) ;

q_0 - tải trọng tính trên diện tích mặt thoáng của bể, lấy phụ thuộc hàm lượng ban đầu của bùn hoạt tính : khi $c = 2-3 \text{ gr/l} - 0,5$, khi $c = 5-8 \text{ gr/l} - 0,3 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{h})$.

Đường kính của bể nén bùn xác định theo công thức (167).

Chiều cao vùng công tác của bể :

$$H = q_0 \cdot t \quad (171)$$

Trong đó :

t - thời gian nén bùn, lấy khi $c = 2-3 \text{ gr/l} - 5-8$ giờ, khi $c = 5-8 \text{ gr/l} - 10$ giờ.

Chiều cao toàn phần :

$$H_{tp} = H + h_1 + h_{hb} \quad (172)$$

Trong đó :

h_1 - chiều cao lấy bằng 0,3m khi dùng thanh gạt bùn và 0,7m khi dùng vòi hút.

Bùn mịn cần lấy ra liên tục. Tốc độ quay của thanh gạt bùn lấy bằng (0,75- 4) vòng/phút, và khi dùng hệ thống vòi hút, quay với tốc độ 1 vòng/phút.

Độ dốc đáy bể, khi dùng vòi hút bùn $i = 0,003$ (từ trung tâm ra thành bể), khi dùng thanh gạt $i = 0,001$ (từ thành bể tới hố thu trung tâm).

Ngoài ra, người ta còn dùng bể nén bùn làm việc theo nguyên tắc tuyển nổi. Tuy nhiên, lượng chất lơ lửng trong nước sau khi ra khỏi bể tuyển nổi lên tới 300-1500 mg/l. Do đó loại bể này không được áp dụng rộng rãi.