



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет водного господарства та  
природокористування

Кафедра водопостачання, водовідведення та бурової справи

**01-04-27**

### **Методичні вказівки**

до виконання курсового проекту та практичних занять з дисципліни  
«Очистка стічних вод» для студентів за напрямом підготовки  
6.060103 „Будівництво” усіх форм навчання  
(Технологічна схема та розрахунок  
споруд для очистки стічних вод)

Рекомендовано методичною  
комісією за напрямом підготовки  
„Будівництво”  
Протокол № 2 від 22.10.13 р.

Рівне 2013



Національний університет

водного господарства

та природокористування

Методичні вказівки до виконання курсового проекту та практичних за-  
нятий з дисципліни "Очистка стічних вод" для студентів за напрямом підго-  
товки 6.060103 „Будівництво” усіх форм навчання (Технологічна схема та  
розрахунок споруд для очистки стічних вод) / В.А. Ковальчук. – Рівне:  
НУВГП, 2013. – 38 с.

Упорядник: В.А.Ковальчук, д-р. техн. наук, професор.

Відповідальний за випуск: В.О.Орлов, д-р техн. наук, професор, завідувач  
кафедри водопостачання, водовідведення та бурової справи



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

© Ковальчук В.А., 2013  
© НУВГП, 2013



Методичні вказівки складаються призначенні для студентів денної та заочної форми навчання спеціальності «Водопостачання та водовідведення».

У вказівках намічена послідовність виконання курсового проекту, даються рекомендації із розрахунку і проектуванню споруд для очистки стічних вод. Рекомендації з розрахунку споруд для обробки осадів, нормативні та довідкові дані наведені у додатках до даних методичних вказівок (2 частина). Посилання на таблиці додатка здійснюється, як «додаток 1», «додаток 2» і т.д. Методичні вказівки складаються з двох частин.

Природно, що вказівки не є єдиним джерелом всіх необхідних відомостей для курсового проектування. Успішне виконання курсового проекту потребує широкого використання підручників, нормативної літератури, довідників та посібників. Список рекомендованих літературних джерел наведений у кінці методичних вказівок.

## 1. РОЗРАХУНКОВІ ВИТРАТИ СТІЧНИХ ВОД

Добова витрата суміші виробничих і побутових стічних вод, що надходять на каналізаційні очисні споруди, визначається за виразом:

$$Q_{\text{доб}}^{\text{сум}} = Q_{\text{доб}}^{\text{вир}} + Q_{\text{доб}}^{\text{поб}}, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (1.1)$$

де:  $Q_{\text{доб}}^{\text{поб}}$  та  $Q_{\text{доб}}^{\text{вир}}$  - добова витрата відповідно побутових та виробничих стічних вод, що приймаються за завданням,  $\text{м}^3/\text{добу}$ .

Середньогодинні ( $Q_{\text{сер.год}}^{\text{сум}}$ ) та середньо секундні ( $Q_{\text{сер.сек}}^{\text{сум}}$ ) витрати суміші виробничих та побутових стічних вод визначаються за формулами:

$$Q_{\text{сер.год}}^{\text{сум}} = \frac{Q_{\text{доб}}^{\text{сум}}}{24}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (1.2)$$

$$Q_{\text{сер.сек}}^{\text{сум}} = \frac{Q_{\text{доб}}^{\text{сум}}}{24 \cdot 3600}, \text{ м}^3/\text{год}. \quad (1.3)$$

Середньогодинні ( $Q_{\text{сер.год}}^{\text{поб}}$ ) та середньо секундні ( $Q_{\text{сер.сек}}^{\text{поб}}$ ) витрати побутових стічних вод визначаються за формулами:



$$Q_{\text{сер.год}}^{\text{поб}} = \frac{Q_{\text{дод}}^{\text{поб}}}{24}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (1.4)$$

$$Q_{\text{сер.сек}}^{\text{поб}} = \frac{Q_{\text{дод}}^{\text{поб}}}{24 \cdot 3600}, \text{ м}^3/\text{год}. \quad (1.5)$$

Розрахункові витрати суміші побутових та виробничих стічних вод визначаються за сумарним графіком припливу їх на очисні споруди на протязі доби.

Витрати побутових стічних вод розподіляються по годинам доби у відповідності до графіка добового водовідведення, який вибирається в залежності від величини загального коефіцієнта нерівномірності водовідведення ([3], табл. 3.6; додаток 2). Значення загального коефіцієнту нерівномірності (максимального та мінімального) визначається за будівельними нормами в залежності від середньо секундної витрати побутових стічних вод ([2], табл. 2; додаток 1).

Максимальні та мінімальні годинні витрати побутових стічних вод приймаються в години, що відповідають максимальному та мінімальному водовідведенню у відповідності з графіком добового водовідведення, який вибирається в залежності від величини загального коефіцієнта нерівномірності водовідведення ([3], табл. 3.6; додаток 2) і визначаються у  $\text{м}^3/\text{год}$  та % за формулами:

$$Q_{\text{макс.год}}^{\text{поб}} = Q_{\text{сер.год}}^{\text{поб}} \cdot k_{\text{заг.макс}}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (1.6)$$

$$Q_{\text{макс.год}}^{\text{поб.}\%} = \frac{100}{24} \cdot k_{\text{заг.макс}}, \%; \quad (1.7)$$

$$Q_{\text{мін.год}}^{\text{поб}} = Q_{\text{сер.год}}^{\text{поб}} \cdot k_{\text{заг.мін}}, \text{ м}^3/\text{год}; \quad (1.8)$$

$$Q_{\text{мін.год}}^{\text{поб.}\%} = \frac{100}{24} \cdot k_{\text{заг.мін}}, %. \quad (1.9)$$

У інші години доби розподіл витрат визначається за даними (у %), які наведені у добовому графіку водовідведення за формулою:

$$Q_{i-\text{година}}^{\text{поб}} = Q_{\text{дод}}^{\text{поб}} \cdot \frac{Q_{\%-i}^{\text{поб}}}{100}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (1.10)$$

де  $Q_{\%-i}^{\text{поб}}$  - витрата побутових стічних вод у i-у годину у % від добової витрати.

Погодинні витрати виробничих стічних вод визначаються з урахуван-



ням вказаних у завданні відсоткового розподілу стічних вод по змінам ( $Q_{\%-\text{зміна}}^{\text{вир}}$ ) та коефіцієнта годинної нерівномірності ( $\kappa_{\text{вир}}$ ). Годину максимального водовідведення в межах зміни допускається приймати самостійно, наприклад, третю або четверту годину від початку зміни.

Витрата виробничих стічних вод по змінам доби визначається за формулою:

$$Q_{i-\text{зміна}}^{\text{вир}} = Q_{\text{дооб}}^{\text{вир}} \cdot \frac{Q_{\%-\text{зміна}}^{\text{вир}}}{100}, \text{ м}^3/\text{зміну}. \quad (1.11)$$

Витрата виробничих стічних вод в годину максимального водовідведення в межах кожної зміни визначається за формулою:

$$Q_{\text{максгодина}}^{\text{вир}(i-\text{зм})} = Q_{i-\text{зміна}}^{\text{вир}} \cdot \frac{\kappa_{\text{вир}}}{T}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (1.12)$$

де -  $\kappa_{\text{вир}}$ - коефіцієнт годинної нерівномірності відведення виробничих стічних вод;  $T$  - тривалість зміни, яка приймається 8 годин.

В інші години зміни, крім години максимального водовідведення, витрати виробничих стічних вод припускається приймати однаковими і визначати за формулою:

$$Q_{\text{година}}^{\text{вир}(i-\text{зм})} = \frac{Q_{i-\text{зміна}}^{\text{вир}} - Q_{\text{максгодина}}^{\text{вир}(i-\text{зм})}}{T-1}, \text{ м}^3/\text{год}. \quad (1.13)$$

Сумарний графік припливу стічних вод на очисні споруди по годинам доби рекомендується зображати у вигляді табл. 1.1.

В результаті розрахунків необхідно визначити і записати у пояснівальній записці окремим рядком наступні розрахункові витрати суміші стічних вод, що надходить на очисні споруди:

- середні - добові ( $Q_{\text{дооб}}^{\text{сум}}$ ), годинні ( $Q_{\text{сер.год}}^{\text{сум}}$ ), та секундні ( $Q_{\text{сер.сек}}^{\text{сум}}$ );
- максимальні - годинні ( $Q_{\text{максгод}}^{\text{сум}}$ ) та секундні ( $Q_{\text{макссек}}^{\text{сум}}$ );

Максимальні і мінімальні годинні витрати суміші стічних вод визначаються за результатами розрахунків (таблиця 1.1).

## 2. РОЗРАХУНКОВІ КОНЦЕНТРАЦІЇ ЗАБРУДНЕТЬ СТИЧНИХ ВОД

У курсовому проекті для розрахунку основних споруд достатньо знати БПК<sub>повн</sub>, концентрації завислих і поверхнево-активних речовин (ПАР) у суміші побутових та виробничих стічних вод, що надходить на очисні споруди.



Витрати стічних вод, що надходять на очисні споруди на протязі доби

Години доби	Витрати побутових стічних вод		Витрати виробничих стічних вод		Витрати суміші стічних вод м <sup>3</sup> /год
	%	м <sup>3</sup> /год	м <sup>3</sup> /год	м <sup>3</sup> /год	
1	2	3	4	5	
0-1					
1-2					
...					
23-24					
Усього					

Концентрації забруднень у неочищених побутових стічних водах  $C_{e.n}$ . за завислими речовинами, БПК<sub>пован</sub> і ПАР визначаються за формулою:

$$C_{e.n} = \frac{a \cdot N_k + 0,33 \cdot a \cdot N_{hk}}{Q_{e.n}}, \text{мг/л}, \quad (2.1)$$

де  $a$  - кількість забруднюючих речовин у розрахунку на одного жителя, г/добу, яка складає: 65 – за завислими речовинами; 75 – за БПК<sub>пован</sub> для неосвітлених стічних вод; 50 – за БПК<sub>пован</sub> для освітлених стічних вод; 2,5 – за ПАР.

Середня концентрація забруднень  $C_{сум}$  в суміші побутових і виробничих стічних вод визначається за формулою:

$$C_{сум} = \frac{C_{e.n} \cdot Q_{e.n} + C_{вип} \cdot Q_{вип}}{Q_{e.n} + Q_{вип}}, \text{мг/л}, \quad (2.2)$$

де:  $C_{e.n}$ ,  $C_{вип}$  - концентрації забруднень (зависі речовини, БПК<sub>пован</sub> чи ПАР) відповідно в побутових і виробничих стічних водах, мг/л;  $Q_{e.n}$ ,  $Q_{вип}$  - витрати відповідно побутових і виробничих стічних водах.

Зведене число жителів  $N_{зб}$  за завислими речовинами і БПК<sub>пован</sub> визначається за формулою:

$$N_{зб} = N_k + 0,33 \cdot N_{h.k} + N_{екв}, \quad (2.3)$$

де:  $N_{екв}$  - еквівалентне число жителів, тобто таке їх число, що вносить ту ж кількість забруднень, що їх вміщують зазначені витрати виробничих стічних вод.



$$N_{екв.}^{\text{БПК}} = \frac{C_{вир}^{\text{БПК}} \cdot Q_{вир}}{50}, \quad (2.4)$$

а за завислими речовинами:

$$N_{екв.}^{3.p.} = \frac{C_{вир}^{3.p.} Q_{вир}}{65}, \quad (2.5)$$

де  $C_{вир}^{\text{БПК}}$  - БПК<sub>повн</sub> виробничих стічних вод, мг/л;  $C_{вир}^{3.p.}$  - концентрація завислих речовин у виробничих стічних водах, мг/л;  $Q_{вир}$  - витрата виробничих стічних вод, м<sup>3</sup>/дoba.

### 3. НЕОБХІДНИЙ СТУПІНЬ ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД

#### 3.1. Нормативи якості води водоймища

Нормативи якості води водоймища, в яке скидаються очищенні стічні води, встановлюються в залежності від виду використання (категорії) цих водоймищ [4]. Деякі необхідні для курсового проектування нормативні дані приведені в додатку 4.

У відповідності до вказаних у завданні до курсового проекту видів водовикористання належить встановити нормативні вимоги до якості води водоймища: БПК<sub>повн</sub>, концентрацію розчиненого кисню, допустиме збільшення концентрації завислих речовин, котрі повинні бути враховані при визначенні необхідного ступеню очистки стічних вод.

#### 3.2. Розрахунковий коефіцієнт змішування стічних вод з водою річки

Величина коефіцієнта змішування, що визначає частку витрати річки, яка реально може брати участь у розбавленні стічних вод у розрахунковому створі, рекомендується визначати методом В.А.Фролова - І.Д. Родзіллера [1, 3, 6].

Коефіцієнт турбулентної дифузії дорівнює:

$$E = V_{cp} \cdot H_{cp} / 200, \quad (3.1)$$

де  $V_{cp}$  - середня швидкість течії води у річці між випуском стічних вод і розрахунковим створом, м/с;  $H_{cp}$  - середня глибина річки на тій же ділянці, м.

Коефіцієнт, що враховує гіdraulічні умови змішування стічних вод з



$$\alpha = \varphi \xi \sqrt[3]{\frac{E}{q}}, \quad (3.2)$$

де  $\varphi$  - коефіцієнт звивистості річки, рівний відношенню відстані по фарватеру від місця випуску стічних вод до розрахункового створу до відстані між цими пунктами по прямій,  $\xi$  - коефіцієнт, що залежить від місця і конструкції випуску стічних вод у водоймища: при випуску біля берега коефіцієнт дорівнює 1,0; при русловому випуску - 1,5; при русловому розсіюючому - 3,0;  $q$  - середня витрата стічних вод, що скидаються у водоймище,  $\text{м}^3/\text{с}$ .

Коефіцієнт змішування стічних вод з річковою водою дорівнює:

$$\gamma = \frac{1 - e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}{1 + (Q/q)e^{-\alpha \sqrt[3]{L}}}, \quad (3.3)$$

де  $Q$  - розрахункова витрата води в річці (витрата 95% забезпеченості),  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $e$  - основа натурального логарифму ( $e=2,718$ );  $L$  - відстань по фарватеру річки від місця випуску стічних вод до розрахункового створу, м.

Відстань до розрахункового створу  $L$  приймається в залежності від виду використання водоймища: для водоймищ питного і культурно-побутового водовикористання - розрахунковий створ розміщується на 1 км вище найближчого за течією пункту водовикористання, для рибогосподарських водоймищ - розрахунковий створ розміщується на відстані 500 м від місця випуску стічних вод вниз за течією річки.

### 3.3. Необхідний ступінь очистки стічних вод

#### 3.3.1. Допустима концентрація завислих речовин в очищених стічних водах

Границя допустима концентрація завислих речовин в очищених стічних водах, що скидаються у водоймище, дорівнює:

$$C_{don}^{3.p.} = p \cdot \left( \frac{\gamma \cdot Q}{q} + 1 \right) + C_p, \text{мг/л}, \quad (3.4)$$

де  $p$  - допустиме збільшення концентрації завислих речовин у водоймищі після випуску стічних вод,  $\text{мг/л}$ ;  $C_p$  - концентрація завислих речовин у воді водоймища до випуску стічних вод,  $\text{мг/л}$ .



### 3.3.2. Допустима БПК<sub>повн</sub> очищених стічних вод

#### 3.3.2.1. Розрахунок за БПК<sub>повн</sub>

Допустима біохімічна потреба в кисні стічних вод, що складаються у водоймище, дорівнює:

$$L_w = \frac{\gamma Q}{q} \left( \frac{L_{don}}{10^{-kt}} - L_p \right) + \frac{L_{don}}{10^{-kt}}, \text{мг/л}, \quad (3.5)$$

де  $L_w$  - БПК<sub>повн</sub> стічних вод, яка повинна бути досягнута в процесі очистки, мг/л;  $L_{don}$  - гранично допустиме значення БПК<sub>повн</sub> у розрахунковому створі водоймища, мг/л (табл. 3.1);  $L_p$  - БПК<sub>повн</sub> річкової води до місця випуску стічних вод, мг/л;  $t$  - тривалість переміщення води від місця випуску стічних вод до розрахункового створу, рівна відношенню відстані по фарватеру до середньої швидкості течії води у річці на даній ділянці, доба;  $k$  - константа швидкості споживання кисню сумішшю стічної і річкової води (додаток 5).

Гранично допустима БПК<sub>повн</sub> стічних вод, що скидаються у водоймище, визначається для літніх умов.

### 3.3.3. Розрахунок по розчиненому у воді водоймища кисню

#### 3.3.3.1. Розрахунок без урахування поверхневої реаерації водоймища

Потрібна мінімальна концентрація розчиненого кисню у воді водоймища для літніх умов буде забезпечена, якщо БПК<sub>повн</sub> стічних вод, що скидаються, не буде перевищувати величину:

$$L_w = \frac{\gamma Q}{0,4q} (O_p - 0,4L_p - O_{min}) - \frac{O_{min}}{0,4}, \text{мг/л}, \quad (3.6)$$

де  $L_w$  - БПК<sub>повн</sub> стічних вод, яка повинна бути досягнута в процесі очистки стічних вод, мг/л;  $O_p$  - концентрація розчиненого кисню у річковій воді до місця випуску стічних вод, мг/л;  $O_{min}$  - найменша концентрація розчиненого кисню, яка повинна бути забезпечена у водоймищі, мг/л;  $L_p$  - БПК<sub>повн</sub> річкової води до випуску стічних вод, мг/л; 0,4 - коефіцієнт для перерахунку БПК<sub>повн</sub> у дводобову (БПК<sub>2</sub>).

Необхідно врахувати, що при використанні даного методу розрахунку коефіцієнт змішування стічних вод з водою річки слід прийняти рівним одиниці, оскільки на протязі двох діб переміщення стічних вод і річкової



### 3.3.3.2. Розрахунок з урахуванням поверхневої реаерації водоймища

Потрібна БПК<sub>повн</sub> очищених стічних вод, що скидаються у водоймище, визначається з урахуванням розчинення атмосферного кисню у воді водоймища у міру переміщення її від місця випуску стічних вод до створу, в якому спостерігається найменша концентрація розчиненого кисню (критична точка).

Визначення гранично допустимої БПК<sub>повн</sub> стічних вод проводиться для літніх умов [1].

### 3.3.3.3. Розрахункова БПК<sub>повн</sub> очищених стічних вод

Оскільки допустима БПК<sub>повн</sub> стічних вод визначалась за двома нормованими показниками - БПК<sub>повн</sub> та концентрацією розчиненого у воді водоймища кисню, - то з обчислених значень БПК<sub>повн</sub> слід приймати за розрахункову мінімальну БПК<sub>повн</sub>.

## 4. ТЕХНОЛОГІЧНА СХЕМА ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД

Технологічна схема і склад очисних споруд, що проектуються, призначається в залежності від необхідного ступеню очистки, витрат стічних вод та місцевих умов (характеру ґрунтів і рівня ґрунтових вод, рельєфу майданчика та ін.) Приближний склад і тип споруд можуть бути вказаними в завданні на курсове проектування, що спрощує вирішення задачі, але не звільняє автора проекту від обґрунтування прийнятої технології очистки стічних вод з урахуванням вимог ДБН та рекомендацій, які приведені в різних літературних джерелах. При відповідному обґрунтуванні та по узгодженню з керівником курсового проектування склад і типи споруд можуть уточнятися і переглядатися.

При виборі принципової схеми очистки стічних вод і складу очисних споруд рекомендується керуватися наступними основними положеннями.

У складі очисних споруд повинні передбачатися решітки з прозорами 16 мм чи решітки-дробарки за відсутності у технологічній схемі обробки осадів метантенків. У будівлі решіток рекомендується встановлювати пошневі та шnekові гідропреси, які дозволяють знижити вологість покидьків до 50 %. Затримані покидьки слід збирати в контейнери з герметичними кришками і вивозити в місця обробки твердих побутових і промислових відходів.



Піскоуловлювачі повинні передбачатися у всіх випадках при продуктивності станції більше  $100 \text{ м}^3/\text{добу}$ . Тип піскоуловлювача необхідно вибирати з урахуванням продуктивності очисної станції та відповідних рекомендацій [1-3,7,10].

Для видалення осаду з піскоуловлювачів можуть застосовуватися гідроелеватори, ерліфти, піскові насоси чи спеціальні механізми (норії, шнеки та ін.). Як робоча рідина для гідроелеваторів, а також при використанні гідромеханічної системи змиву осаду в аерованих та горизонтальних піскоуловлювачах як робоча рідина може бути використана вода, освітлена в первинних відстійниках чи очищена стічна вода.

Для підсушування піску, що виділяється з піскоуловлювачів, слід передбачити піскові майданчики чи піскові бункери, пристосовані для наступного навантаження в автомобілі. Воду від піскових майданчиків та бункерів слід спрямовувати в канал перед решітками чи піскоуловлювачами.

Вибір типу первинних відстійників слід робити з урахуванням продуктивності очисної станції: до  $20000 \text{ м}^3/\text{добу}$  - вертикальні, понад  $15000 \text{ м}^3/\text{добу}$  - горизонтальні, понад  $20000 \text{ м}^3/\text{добу}$  - радіальні та з обертовими водорозподільними та водозберігними пристроями, до  $30000 \text{ м}^3/\text{добу}$  - освітлювачі-перегнівачі, до  $10000 \text{ м}^3/\text{добу}$  - двоярусні відстійники. При цьому необхідно враховувати місцеві умови (характеристика ґрунту, рівень ґрунтових вод, тощо).

При необхідності знищити вміст забруднень в освітлених водах понад тим, що здатні забезпечити первинні відстійники, рекомендується використовувати споруди для попередньої аерації, біокоагулятори та освітлювачі з природною аерацією.

Попередні аератори можуть передбачатися перед первинними відстійниками усіх типів у вигляді окремих споруд, а біокоагулятори та освітлювачі - у вигляді споруд, суміщених з вертикальними та радіальними відстійниками. Попередні аератори слід використовувати на очисних станціях з аеротенками, біокоагулятори та освітлювачі - на станціях як з аеротенками, так і з біологічними фільтрами.

Замість первинних відстійників з попередніми аераторами можуть бути використані флотаційні біокоагулятори [9].

Краплинні біофільтри проекуються для повної очистки стічної рідини до  $\text{БПК}_{\text{повн}} 15 \text{ мг}/\text{l}$  при продуктивності станції не більше  $1000 \text{ м}^3/\text{добу}$ .

Високонавантажувані біологічні фільтри проекуються на повну та неповну очистку і використовуються для очисних станцій продуктивністю до  $50000 \text{ м}^3/\text{добу}$ . При відповідному обґрунтуванні допускається використання їх і для більших очисних станцій. В несприятливих кліматичних умовах і при необхідності деякого додаткового поліпшення якості очистки стічних вод можливе використання двохступінчастих біофільтрів [11].



При самопливному протіканні стічних вод використання біологічних фільтрів потребує значного перепаду (до 6 м) відміток рівнів води в первинних і вторинних відстійниках, тому очисні станції з біофільтрами доцільно розміщати на майданчиках з великими похилами поверхні (0,02). Оскільки вторинні відстійники після біофільтрів споруджуються повністю заглибленими у ґрунт, схеми споруд з біофільтрами можуть виявитися неекономічними при розміщенні споруд на майданчиках з високим рівнем ґрунтових вод.

Аеротенки різних типів можуть використовуватись для повної (БПК<sub>повн</sub> - 15-20 мг/л) та неповної біологічної очистки стічних вод. При виборі типу аеротенка перевагу слід віддавати сучасним конструкціям [9], тим, які в найбільшому ступені відповідають конкретним умовам.

Вибір типу вторинних відстійників здійснюється аналогічно до вибору первинних відстійників в залежності від продуктивності станції та місцевих умов. При використанні високопродуктивних аеротенків замість вторинних відстійників доцільно застосовувати флотаційні моловідокремлювачі [9].

Знезаражування стічних, вод рідким хлором чи гіпохлоритом натрію повинно передбачатись на станціях повної та неповної біологічної очистки. Для змішування стічної води з хлором можуть бути використані змішувачі будь-якого типу. Контактні резервуари слід проектувати як первинні відстійники без скребків. Можливе також використання контактних резервуарів інших конструкцій [1,3]

Очищені стічні води після знезаражування відводяться до місця випуску по закритому трубопроводу чи відкритому каналу. Тип випуску стічних вод у водоймище враховується при визначенні коефіцієнта змішування (див. розділ 3). На даному етапі проектування слід уточнити конструктивні параметри та місце розміщення випуску.

У тих випадках, коли необхідні концентрації завислих речовин і БПК<sub>повн</sub> очищених стічних вод виявляються меншими 15 мг/л і не можуть бути досягнуті звичайними методами біологічної очистки, необхідно передбачити доочистку біологічно очищених стічних вод у біологічних ставках, на мікрофільтрах та фільтрах з зернистим завантаженням, а також з використанням фізико-хімічних та інших методів [1-3, 12].

При концентрації завислих речовин у біологічно очищених стічних водах 15-20 мг/л (після вторинних відстійників) зниження концентрацій забруднень допускається приймати: на мікрофільтрах - за завислими речовинами 50-60 %, за БПК<sub>повн</sub> 25-30 %, на фільтрах - за завислими речовинами 45-80 %, за БПК<sub>повн</sub> 35-70 %. В біологічних ставках БПК<sub>повн</sub> знижується до 4-6 мг/л. Використовуючи фізико-хімічні методи, можна забезпечити зниження БПК<sub>повн</sub> стічних вод до 2-3 мг/л і концентрацій завислих речовин до



Для зброджування осадів з первинних відстійників, надлишкового активного мулу та біологічної плівки можуть використовуватися метантенки з мезофільним чи термофільним режимом процесу, а також аеробні стабілізатори.

Для наступної обробки осаду, збродженого у мезофільних чи термофільних умовах, або аеробно стабілізованого осаду можуть бути використані: сушіння на молових майданчиках і наступне компостування; механічне зневоднення на центрифугах, стрічкових та камерних фільтр-пресах; термічне сушіння; спалювання.

Можливе використання механічного зневоднення для обробки сирого осаду та надлишкового активного мулу [8]. У випадку утилізації зневоднених сиріх осадів та активного мулу необхідно передбачити дегельмінтизацію [3,13].

На очисних станціях з аеротенками необхідні споруди для згущування надлишкового активного мулу. Як мулозгущувачі можуть використовуватися спеціальні споруди типу вертикальних та радіальних відстійників [1-3,9]. Доцільно використовувати також флотаційні мулозгущувачі [3, 9].

Транспортування сирого осаду з первинних відстійників здійснюється, як правило, самопливом до молової насосної станції, а звідти по напірному трубопроводу у розподільну камеру метантенків. Зброджений осад самопливом чи за допомогою насосної станції направляється на молові майданчики чи на механічне зневоднення. Дренажні стічні води з молових майданчиків слід перекачувати у приймальну камеру очисних споруд

Надлишковий активний мул може подаватися в мулозгущувачі з трубопроводу циркуляційного активного мулу. Молова вода з мулозгущувачів самопливом направляється в канал перед аеротенками чи в голову споруд.

Прийнята технологічна схема очистки стічних вод і обробки осадів повинна бути описана у пояснювальній записці до курсового проекту з показом типу і марок використаних споруд та обладнання, їх кількості та режимів роботи.

На кресленні балансової схеми, що розміщується у пояснювальній записці, повинні бути вказані всі технологічні споруди, насосні станції та трубопроводи.

На усіх технологічних лініях повинні бути вказані витрати рідин чи осадів, що транспортуються (добові та максимальні годинні), концентрації завислих речовин та БПК<sub>повн.</sub>.

## 5. Розрахунок споруд для очистки стічних вод

### 5.1. Загальні вказівки



Розрахунок споруд та комунікацій очисної станції повинен виконуватися у відповідності до діючих будівельних норм та правил [2], правил та рекомендацій, наведеним в учебових посібниках та інших літературних джерелах [1,3,7,10]. При виконанні проекту дозволяється використовувати типові споруди, але разом з тим слід намагатися широко використовувати у проекті останні наукові та технічні досягнення, ефективні споруди та методи розрахунку.

Розрахунок споруд очисної станції доцільно вести в послідовності, що відповідає руху води по спорудам: решітки, піскоуловлювачі, водовимірювальні пристрой, первинні відстійники, споруди біологічної очистки, вторинні відстійники, споруди для знезаражування води (змішувачі, контактні резервуари), випуск, комунікації (лотки трубопроводи, водозливи). Слід урахувати, що при розрахунку решіток та піскоуловлювачів спочатку розраховують підвідні лотки, оскільки наповнення в лотках визначає площину поперечного перерізу решіток та піскоуловлювачів.

Потім розраховують споруди для обробки осаду: піскові майданчики та бункери, метантенки, мулові майданчики, установки для механічного зневоднення та термічного сушіння осаду, мулозгущувачі та ін.

У випадку використання в проекті аеротенків з пневматичною аерацією розраховують повітropроводи, що подають повітря в аеротенки, виконується підбір повітродувок.

При розрахунку біофільтрів підбираються вентилятори для аерації фільтруючого завантаження та насоси для рециркуляції очищеної води.

При розрахунках окремих споруд потрібно викреслювати їх розрахункові схеми. Такі схеми з показом основних розмірів споруд, що розраховуються повинні бути наведені у пояснівальній записці до проекту.

## 5.2 Решітки

На каналізаційних очисних спорудах встановлюються решітки з прозорами шириною не більше 16 мм ([2], п. 10.2.1.1). Механізоване очищення решіток та транспортування покидьок до дробарок має передбачатися при їх кількості  $0,1 \text{ м}^3$  та більше ([2] п. 10.2.1.3). Кількість покидьків, що затримуються на решітках з прозорами 16 мм, складає 8 л на одного жителя у рік ([2], табл. 18). При визначені кількості затримуваних покидьків розрахунок необхідно вести за зведенним числом жителів за завислими речовинами.

Швидкість руху води в прозороах механізованих решіток має складати  $0,8...1,0 \text{ м/с}$ , а для решіток ступінчастого ескалаторного типу -  $1,0...1,4 \text{ м/с}$  ([2], п. 10.2.1.4). Кількість резервних решіток приймається у залежності від числа робочих ([2], п. 10.2.1.3) і становить: при кількості робочих до 3



включно - 1 резервна, більше трьох - 2 резервні. Затримані покидьки рекомендується збирати в контейнери і вивозити в місця обробки твердих побутових і промислових відходів.

Розрахунок механізованих решіток рекомендується виконувати в наступній послідовності.

Визначають необхідну площину живого перерізу решіток за формулою:

$$F = k \cdot Q_{\max. \text{sec}}^{\text{сум.}} / V_p \text{ m}^2, \quad (5.1)$$

де  $Q_{\max. \text{sec}}^{\text{сум.}}$  - максимальна секундна витрата суміші побутових і виробничих стічних вод,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $k$  - коефіцієнт, що враховує стиснення потоку грабинами і затриманими покидьками, приймається рівним 1,05;  $V_p$  - розрахункова швидкість руху води в прозорах,  $\text{m}/\text{s}$ .

Призначають число робочих решіток, визначають площину прозорів однієї решітки ( $f_i$ ) і приймають стандартну решітку ([3], табл. 14, додаток 6). Наповнення каналу перед решіткою приймається максимальним - на 0,5 м менше від його висоти ([2], п. 10.2.1.8). За величиною максимального наповнення каналу та його ширині необхідно визначити похил та максимальну швидкість руху води у ньому. Величина розрахункового наповнення води в каналі може прийматися меншою від максимального, у такому випадку зменшується розрахункова площа живого перерізу решітки. Швидкість протоку в розширеній частині каналу перед решіткою має бути не менше ніж 0,4  $\text{m}/\text{s}$  при мінімальному припливі, після решіток - не менше ніж 0,7  $\text{m}/\text{s}$ . В залежності від кількості робочих решіток приймається необхідна кількість резервних.

Втрати напору в решітках визначаються з врахування форми і розмірів стержнів прийнятого типу решітки за формулою:

$$h = \xi \cdot P \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad (5.2)$$

де  $P$  - коефіцієнт, що враховує збільшення втрат напору при затримані покидьок, приймається рівним 3;  $V$  - швидкість руху води в прозорах решіток;  $\xi$  - коефіцієнт місцевого опору, який визначається за формулою:

$$\xi = \beta \cdot \left( \frac{S}{b} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha, \quad (5.3)$$

де  $\beta$  - коефіцієнт, який залежить від форми стержнів і приймається для круглих стержнів - 1,79, прямокутних - 2,42, прямокутних з закругленими кутами з однієї сторони - 1,83, теж з двох сторін - 1,79;  $s$  - товщина стержнів,  $\text{мм}$ ;  $b$  - ширина прозорів,  $\text{мм}$ ;  $\alpha$  - кут установки решіток.

Схема установки механізованих решіток наведена на рис. 5.1. Довжина



каналу, в якому встановлюється решітка -  $l_p$ , приймається конструктивно, але не менше ніж радіус повороту решітки. Відстань  $l_1$  визначається за виразом:

$$l_1 = (B_p - B_k) / \operatorname{tg} \varphi = 1,37(B_p - B_k), \text{ м}, \quad (5.4)$$

де  $B_p$  - ширина каналу в місці установки решітки, м;  $B_k$  - ширина підвідного каналу, м;  $\varphi$  - максимальний кут розширення каналу, який приймається не більше  $20^0$ . Відстань  $l_2$  приймається рівно  $0,5 l_1$ .

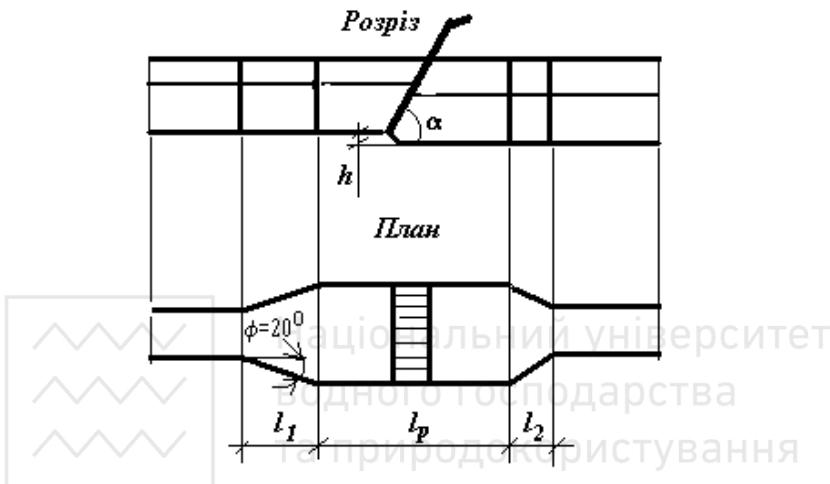


Рис. 5.1 Схема установки решітки в каналі

Об'єм покидьків, що затримуються на механізованих решітках, визначається за виразом:

$$V_{\text{доб}} = \frac{N_{\text{звед}}^{3ab} \cdot 8}{1000 \cdot 365}, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (5.5)$$

де 8 - об'єм покидьків у розрахунку на одного жителя за рік, л/(люд. · рік) ([2], табл. 18).

Розміри будівлі для механізованих решіток визначають з урахуванням розмірів та кількості обладнання та механізмів, що в ній встановлюються у відповідності з діючими нормами.

### 5.3 Піскоуловлювачі

#### 5.3.1 Горизонтальні піскоуловлювачі

Кількість піскоуловлювачів чи відділень піскоуловлювачів необхідно приймати не менше двох с ([2], п. 10.2.2.1). Усі відділення приймаються



робочими. Тривалість перебування стічних вод в горизонтальних піскоуловлювачах має бути не менше 30 сек.

Під час розрахунку горизонтальних піскоуловлювачів визначають площа поперечного перерізу одного відділення:

$$F = \frac{Q_{\max\text{sec}}^{\text{сум.}}}{v \cdot n}, \text{ м}^2, \quad (5.8)$$

де  $Q_{\max\text{sec}}$  - максимальна секундна витрата стічних вод, м/с;  $v$  - розрахункова швидкість руху води, яка приймається при максимальному припливі стічних вод рівною 0,3 м/с, а при мінімальному - 0,15 м/с ( [2] , табл. 20);  $n$  - число відділень.

Виходячи з отриманої площини, визначають розміри поперечного перерізу: ширину -  $B$  та робочу глибину  $H$ , яка має бути в межах 0,5...2,0 м ([2], табл. 20), (рис. 5.2 ).

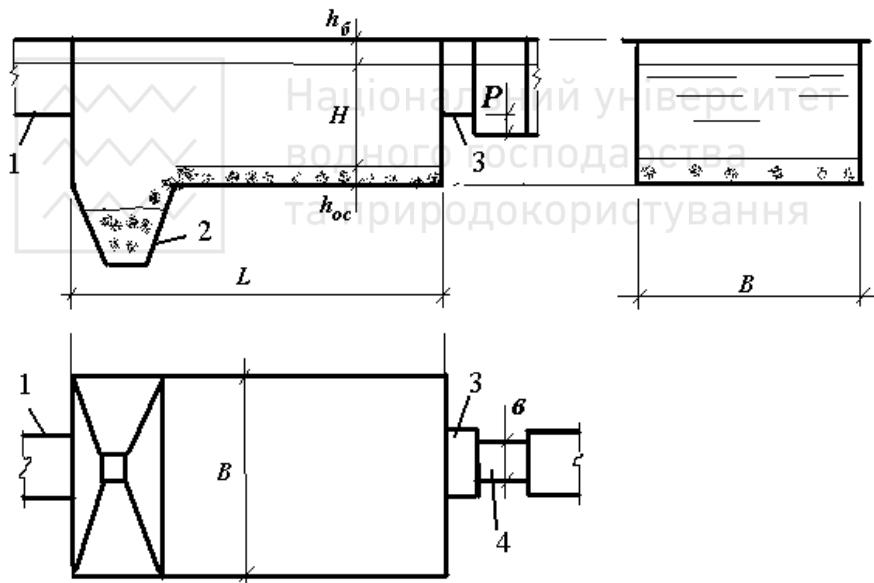


Рис. 5.2 Розрахункова схема горизонтального піскоуловлювача  
1- підвідний лоток; 2 - приямок для піску; 3 - відвідний лоток; 4 - водозлив.

Якщо, прийняті розміри і відповідно фактична площа поперечного перерізу будуть відрізнятися від розрахункових, то необхідно визначити фактичну швидкість руху води в піскоуловлювачі -  $v_{\phi}$ .



Довжину піскоуловлювача знаходять за формuloю:

$$L = 1000 K_n \cdot H \cdot v_\phi / u_0, \text{ м}, \quad (5.9)$$

де  $K_n$  - коефіцієнт використання об'єму, який приймається у залежності від діаметра частинок піску, що затримуються, і дорівнює відповідно 1,7 та 1,3 при діаметрах 0,2 та 0,25 мм ([2], табл. 19, додаток 9);  $H$  - глибина робочої частини піскоуловлювача, м;  $v$  - швидкість руху води в піскоуловлювачі, м/с;  $u_0$  - гідравлічна крупність піску, яка приймається рівною 18,7 та 24,2 мм / с відповідно при діаметрах 0,2 та 0,25 мм ([2], табл. 19, додаток 9). Для підтримання в піскоуловлювачах постійної швидкості на відвідному каналі влаштовується водозлив з широким порогом.

Перепад між дном відвідного лотка та порогом водозливу визначається за виразом:

$$P = \frac{H - H_{min} \cdot K^{2/3}}{K^{2/3} - 1}, \text{ м}, \quad (5.10)$$

де  $H$  - глибина води в піскоуловлювачі при максимальній витраті, м;  $H_{min}$  - глибина води в піскоуловлювачі при мінімальній витраті і розрахунковій швидкості, м, яка дорівнює  $H_{min} = Q_{max. \text{ сек.}} / (v \cdot n \cdot B)$ ;  $K$  - відношення витрат:  $K = Q_{max. \text{ сек.}} / Q_{min. \text{ сек.}}$

Ширина водозливу визначається за формuloю:

$$b = \frac{Q_{max. \text{ сек.}}^{sum}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot (P + H)^{3/2}}, \text{ м}, \quad (5.11)$$

де  $m$  - коефіцієнт витрати, який приймається в межах 0,35...0,38.

Розміри типових горизонтальних піскоуловлювачів наведені в додатках 11 та 12.

Ширину відвідних каналів від кожного відділення та від піскоуловлювача визначається за таблицями гідравлічного розрахунку (див. розділ 6).

### 5.3.2 Аеровані піскоуловлювачі

Площу поперечного перерізу аерованих піскоуловлювачів визначають за формuloю (5.8) при цьому швидкість руху води приймають 0,08...0,12 м/с ([2], табл. 20, додаток 9). Розрахункова схема аерованого піскоуловлювача наведена на рис 5.3.

Співвідношення між шириною та гідравлічною глибиною робочої зони допускається приймати  $B : H_e = 1,0 \dots 1,5$  ([2], табл. 19), хоча оптимальним є  $B : H_e = 1,5$ . Виходячи з цього визначають глибину і ширину піскоуловлювача:

$$H_e = \sqrt{F / 1,5}, \text{ м}; B_e = 1,5 H, \text{ м}. \quad (5.12)$$



За отриманим значенням приймають фактичну глибину та ширину піскоуловлювача з врахуванням стандартних розмірів будівельних конструкцій, та обчислюють фактичну площину поперечного перерізу і відповідно фактичну швидкість руху води.

Довжину аерованих піскоуловлювачів визначають за формулою (5.9), але розрахункову глибину приймають рівною половині гідралічної глибини  $H = 0,5 H_e$ . Коефіцієнт використання об'єму  $K_n$ , для аерованих піскоуловлювачів приймається в залежності від діаметра частинок піsku, що затримуються, та співвідношення  $B: H_e$  ([2], табл. 19, додаток 8).

Розміри типових аерованих пісковловлювачів наведені в додатку 10.

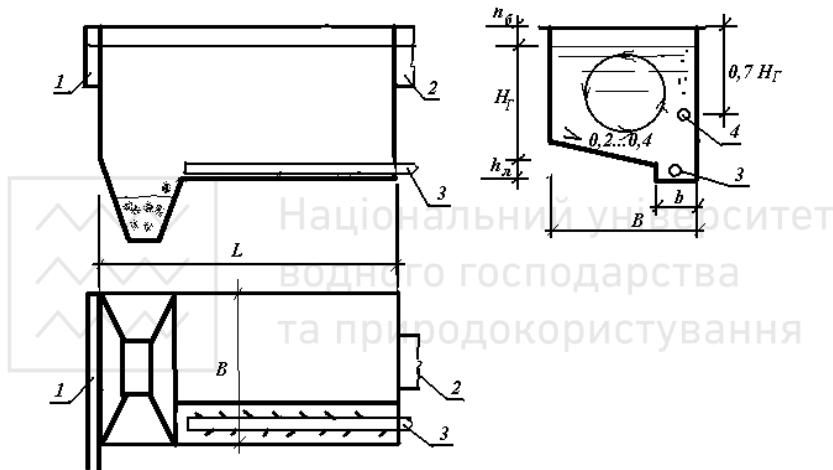


Рис. 5.3 Розрахункова схема аерованого піскоуловлювача  
1 - підвідний лоток; 2 - відвідний лоток; 3 - трубопровід гідрозмиву;  
4 - аератор

Добова кількість піsku, що затримується в піскоуловлювачах визначається за формулою:

$$W_n = \frac{q_n \cdot N_{3\beta}^{3.p.}}{1000}, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (5.13)$$

$q_n$  - кількість піsku, що затримується у піскоуловлювачах, л/(люд. добу) ([2], табл. 20, додаток 9);  $N_{3\beta}^{3.p.}$  - зведене число жителів за завислими речовинами (див. розділ 2).

Осад з піскоуловлювача видаляється гідроелеватором, який розташову-



ється у бункері. Бункер приймається круглої або прямокутної форми у плані. Довжину бункера допускається приймати такою, як ширина пісковловлювача. Для змиву піску у пісковий бункер в пісковому лотку аерованого піскоуловлювача влаштовується трубопровід гідрозмиву з сприсками. Ширину піскового лотка рекомендується приймати  $b_l = 0,5 \dots 1,0$  м. Довжина піскового лотка визначається за виразом:

$$L_l = L_n - B_n, \text{ м}, \quad (5.14)$$

де  $L_n$  - довжина піскоуловлювача, м;  $B_n$  - ширина піскоуловлювача, м.

Висота шару піску у пісковому лотку визначається за виразом:

$$h_o = \frac{W_n^1}{L_n \cdot b_l}, \text{ м}, \quad (5.15)$$

де  $W_n^1$  - кількість піску, що відкладається у пісковому лотку,  $\text{m}^3/\text{добу}$ .

З урахуванням того, що близько 20% піску осідає в пісковому бункері, при триразовому видаленні піску, кількість піску, що затримається в пісковому бункері, визначається за виразом:

$$W_n^1 = \frac{W_n (1 - 0,2)}{n \cdot 3}, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (5.16)$$

Глибину піскового лотка приймають конструктивно за умови розміщення змивного трубопроводу і з врахуванням висоти шару піску в лотку але не менше ніж:

$$h_l = K \cdot h_o \cdot (1 + 0,1), \text{ м}, \quad (5.17)$$

де  $K$  – коефіцієнт нерівномірності, який приймається рівним 1,5.

Витрата технічної води для гідрозмиву піску визначається за формулою:

$$q_{z3} = v_g \cdot b_l \cdot L_l, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (5.18)$$

де  $v_g$  – висхідна швидкість води в пісковому лотку, яка приймається 0,0065 м/с ([2], п. 10.2.2.3).

Діаметр змивного трубопроводу визначається за виразом:

$$d_{mp} = \sqrt{\frac{q_{z3}}{0,785 \cdot v_{mp}}}, \text{ м}. \quad (5.19)$$

де  $v_{mp}$  – швидкість руху води в змивному трубопроводі, яка приймається 2,5...3,5 м/с.

Діаметр сприсків визначається за формулою:



$$d = \sqrt{\frac{q_{ez}}{n \cdot \mu \sqrt{2gH_o}}}, \text{м}, \quad (5.20)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт витрати, який приймається 0,82;  $n$  - число сприсків.

Число сприсків можна визначити за формулою:

$$n = \frac{2l_{mp}}{z}, \quad (5.21)$$

де  $l_{mp}$  - довжина змивного трубопроводу, яка дорівнює довжині піскового лотка  $L_n$ , м;  $z$  - відстань між сприсками, яка приймається рівною 0,25...0,5 м.

Напір води на початку змивного трубопроводу визначається за формулою:

$$H_o = 5.6h_o + \frac{5,4 \cdot v_{mp}^2}{2g}, \text{м}, \quad (5.22)$$

Витрата повітря, яке подається в усі відділення піскоуловлювача визначається за формулою:

$$Q_{nov}^{nick} = B_n \cdot L_n \cdot n \cdot q_{nov}^{nick}, \text{м}^3/\text{год}, \quad (5.23)$$

де  $q_{nov}^{nick}$  - питома витрата повітря, яка приймається 3...5  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$  ([2], п . 10.2.2.2).

Діаметр аератора визначається за виразом:

$$d_{aep} = \sqrt{\frac{Q_{nov}^{nick}}{0,785 \cdot 3600 \cdot n \cdot v_{aep}}}, \text{м}. \quad (5.24)$$

де  $v_{aep}$  – швидкість руху повітря в аераторі, яка приймається 4...6 м/с.

Отвори для виходу повітря із аератора діаметром 5...6 мм розміщуються по обидві сторони труби і направляються вниз під кутом 120°. Кількість отворів визначається за швидкістю виходу з них повітря, яка приймається у межах 15...20 м/с ([2], п . 10.2.2.2).

Діаметр підвідного повітропроводу визначається за виразом:

$$d_{aep} = \sqrt{\frac{Q_{nov}^{nick}}{0,785 \cdot 3600 \cdot v_{nov}}}, \text{м}, \quad (5.25)$$

де  $v_{nov}$  – швидкість руху повітря, яка приймається 10...20 м/с.



### 5.3.3 Піскові майданчики

Розрахункова площа піскових майданчиків визначається за формулою:

$$F = \frac{365 \cdot W_n}{q_{n.m.}}, \text{ м}^2, \quad (5.26)$$

де  $q_{n.m.}$  - навантаження на піскові майданчики, яке приймається до 3  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{рік})$  ([2], п 10.2.2.4).

Кількість піскових майданчиків рекомендується приймати не менше трьох. Розміри в плані майданчиків приймаються із врахуванням можливості механізації робіт по їх очищенню та наявності площі. Висоту огорожуючих валків приймають 1...2 м. Для з'їзду автотранспорту на піскові майданчики влаштовуються пандуси з похилом 0,12...0,2.

Дренажну воду з піскових майданчиків повертають перед решітками або перед піскоуловлювачами.

### 5.4 Первинні відстійники

Розрахунок первинних відстійників здійснюють за кінетикою осідання завислих речовин із врахуванням необхідного ефекту освітлення. Потрібний ефект видалення грубодисперсних частинок приймають за умов, що їх концентрація, при подальшому повному біологічному очищенні стічних вод в аеротенках чи біофільтрах, не повинна перевищувати 150 мг/л ([2], п. 10.2.4.6):

$$E = 100(C_{\text{сум.}}^{\text{за.}} - 150) / C_{\text{сум.}}^{\text{за.}} \%, \quad (5.27)$$

де  $C_{\text{сум.}}^{\text{за.}}$  - концентрація завислих речовин у суміші побутових і виробничих стічних вод, мг/л.

Розрахункова гіdraulічна крупність частинок, які мають бути затримані у відстійниках, визначається за виразом:

$$u_0 = \frac{1000 \cdot K \cdot H}{\alpha \cdot t \cdot \left( \frac{K \cdot H}{h} \right)^{n_2}}, \text{ мм/с}, \quad (5.28)$$

де:  $H$  - робоча глибина проточної частини, м ([2], табл. 21; додатки 17, 18);  $K$  - коефіцієнт використання об'єму ([2], табл. 21, додаток 17);  $\alpha$  - коефіцієнт, який враховує температуру стічних вод (додаток 13);  $t$  - трива-



водного господарства  
та природокористування

лість відстоювання стічних вод в лабораторному циліндрі в шарі висотою  $h = 500$  мм, сек. ([2], табл. В.1, додаток 17);  $n_2$  - показник ступеню, який залежить від агломерації завислих речовин (додаток 16, [2], рис. В.2).

Розрахункові схеми відстійників наведені на рис. 5.4-5.6.

Продуктивність одного відстійника в залежності від розмірів та типу визначається за формулами:

- горизонтального

$$Q_{\text{відст}} = 3,6 \cdot K \cdot L \cdot B(u_0 \cdot v_{mб}), \quad (5.29)$$

- радіального та вертикального

$$Q_{\text{відст}} = 2,8 \cdot K \cdot (D^2 - d^2) (u_0 \cdot v_{mб}), \quad (5.30)$$

де:  $K$  - коефіцієнт використання об'єму відстійників ([2], табл. 21, додаток 17);  $L$  та  $B$  - довжина та ширина одного відділення горизонтальних відстійників, м;  $D$  - діаметр радіального або вертикального відстійника, м;  $d$  - діаметр впускного пристрою радіального відстійника чи центральної труби вертикального відстійника, м;  $u_0$  - розрахункова гідравлічна крупність, мм/с;  $v_{mб}$  - турбулентна складова швидкості, мм/с ([2], табл. В.3, додаток 15).

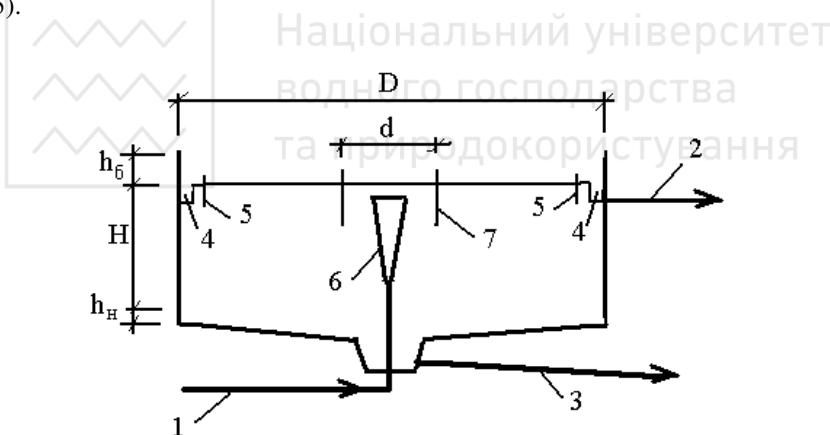


Рис. 5.4 Розрахункова схема радіального відстійника

- 1- підвідний трубопровід; 2-відведення очищеної води; 3 - випуск осаду; 4 - водозбірний лоток; 5 - перегородка для затримання плаваючих речовин; 6 - впускний трубопровід; 7 - кільцева перегородка

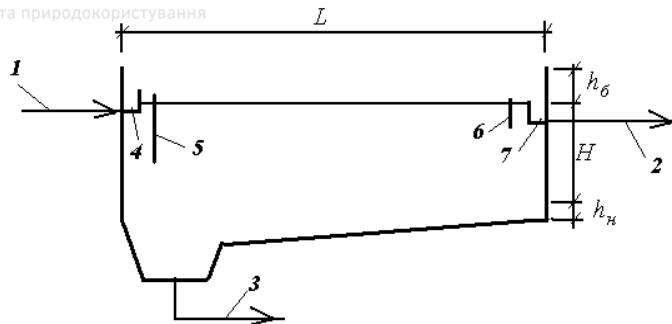


Рис. 5.5 Розрахункова схема горизонтального відстійника  
1- підвідний трубопровід; 2 - відведення очищеної води; 3 - випуск осаду; 4 - водорозподільний лоток; 5 - водорозподільна перегородка; 6 - перегородка для затримання плаваючих речовин; 7 - водозбірний лоток

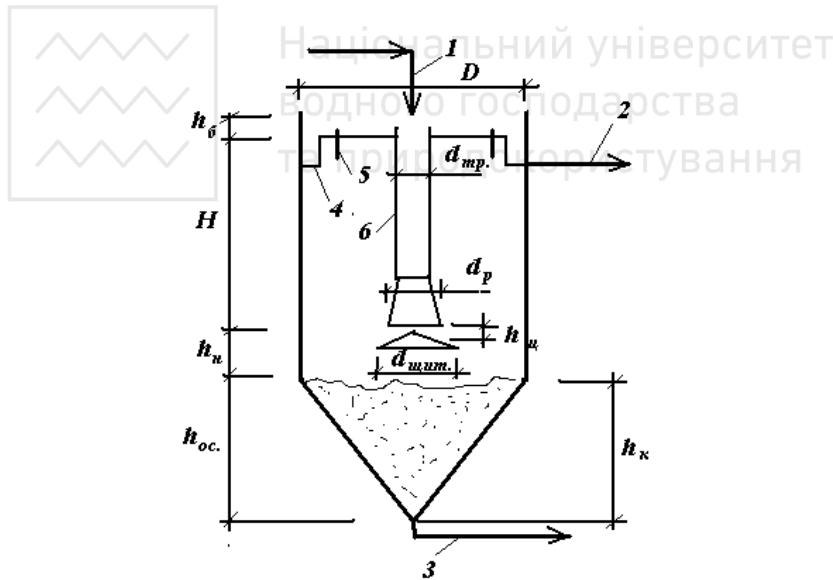


Рис. 5.6 Розрахункова схема вертикального відстійника  
1- підвідний трубопровід; 2-відведення очищеної води; 3 - випуск осаду; 4 - водозбірний лоток; 5 - перегородка для затримання плаваючих речовин; 6 - центральна труба.

При визначенні розмірів відстійників доцільно орієнтуватися на розмі-



ри типових споруд (додатки 18,19,20). При визначенні турбулентної складової горизонтальну швидкість руху води в попередніх розрахунках призначають у межах 5...10 мм/с.

Кількість відстійників (секцій) розраховують за максимальною годинною витратою  $Q_{макссек}^{сум.}$  за формулою:

$$N_{відс} = \frac{Q_{макссек}^{сум.}}{Q_{відст}}. \quad (5.31)$$

Кількість відстійників має бути не менше двох, усі відстійники - робочі. При двох відстійниках розрахунковий об'єм збільшується в 1,2...1,3 рази. Якщо загальна продуктивність прийнятих відстійників суттєво перевищує розрахункову витрату, то необхідно визначити фактичну гіdraulічну крупність частинок ( $u_o^\phi$ ), що затримуються та фактичний ефект очистки ( $E^\phi$ ).

Після визначення кількості відстійників необхідно визначити фактичну горизонтальну швидкість руху води та значення турбулентної складової. Якщо отримане значення турбулентної складової відрізняється від прийнятого в попередньому розрахунку, то необхідно здійснити перерахунок продуктивності з врахуванням отриманого значення.

Горизонтальна швидкість руху води в радіальних відстійниках визначається на середині радіуса:

$$V_{зор.} = Q_{макссек}^{сум.} / (1,8 \cdot N_{відст.} \cdot \pi \cdot D \cdot H), \text{ мм/с.} \quad (5.32)$$

При конструюванні горизонтальних та радіальних відстійників необхідно приймати: - висоту нейтрального шару на 0,3 м вище дна на виході з відстійника; - кут нахилу стінок мулового приямка 50 -55°; - глибину занурення під рівень води перегородок, що затримують плаваючі речовини не менше 0,3 м; - навантаження на 1 м водозливної кромки водозбірних лотків не більше 10 л/с.

Для вертикальних відстійників необхідно приймати: довжину центральної труби рівній глибині зони відстоювання; - діаметр розтруба - 1,35 діаметра центральної труби; - діаметр відбивного щита - 1,3 діаметра розтруба, кут конусності - 146°; - висоту нейтрального шару між низом відбивного щита та рівнем осаду - 0,3 м; - кут нахилу конічного днища - 50-60°.

Діаметр центральної труби вертикального відстійника визначається за формулою:

$$d_{у.m..} = \sqrt{\frac{4Q_{макссек}^{сум.}}{N_{відст.} \cdot \pi \cdot v_{у.m..}}}, \text{ м,} \quad (5.33)$$



де  $Q_{\max, \text{сек.}}^{\text{сум.}}$  - максимальна секундна витрата суміші побутових і виробничих стічних вод,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $v_{u.m.}$  - розрахункова швидкість руху води у центральній трубі -  $0,03 \text{ м/с}$ .

Висота щілини між центральною трубою та відбивним щитом визначається за формулою:

$$H_u = Q_{\max, \text{сек.}}^{\text{сум.}} / (N_{\text{відст.}} \cdot \pi \cdot d_p \cdot v_u), \text{ м}, \quad (5.34)$$

де  $d_p$  - діаметр розтруба, м;  $v_u$  - швидкість руху рідини між розтрубом та відбивним щитом, яка не повинна перевищувати  $0,02 \text{ м/с}$ .

Витрата осаду, що затримується в первинних відстійниках визначається за формулою:

$$Q_{oc.} = \frac{Q_{\text{сер.год.}}^{\text{сум.}} \left( C_{\text{заб.}}^{\text{сум.}} - C_{\text{вих}}^{\text{сум.}} \right)}{(100 - W_{oc.}) \cdot \rho \cdot 10^4}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (5.35)$$

де  $Q_{\text{сер.год.}}^{\text{сум.}}$  - середньо годинна витрата суміші побутових і виробничих стічних вод,  $\text{м}^3/\text{год}$ ;  $C_{\text{заб.}}^{\text{сум.}}$  та  $C_{\text{вих}}^{\text{сум.}}$  - концентрація завислих речовин на вході і виході з відстійника,  $\text{мг/л}$ ;  $W_{oc.}$  - вологість осаду, яка приймається при самопливному видалені -  $95\dots96\%$ , при видалені плунжерними насосами -  $94\dots95\%$ ;  $\rho$  - густина осаду -  $1 \text{ т}/\text{м}^3$ .

## 5.5 Високонавантажувані біофільтри

При  $\text{БПК}_{\text{повн}}$  очищуваних стічних вод менше  $300 \text{ мг/л}$  високонавантажувані біофільтри влаштовуються без рециркуляції, а при  $\text{БПК}_{\text{повн}}$  більше  $300 \text{ мг/л}$  - з рециркуляцією.

Розрахунок високонавантажуваних біофільтрів без рециркуляції здійснюється у наступній послідовності:

1) визначається коефіцієнт  $K$  за формулою:

$$K = L_{en} / L_{ex}, \quad (5.36)$$

де  $L_{en}$  і  $L_{ex}$  - відповідно  $\text{БПК}_{\text{повн}}$  неочищених і очищених стічних вод,  $\text{мг/л}$ .

2) приймаються висота завантаження біофільтрів  $H$  ( $2\dots4 \text{ м}$ ) і питома витрата повітря  $B$  ( $8\dots14 \text{ м}^3/\text{м}^3$ );

3) у залежності від розрахункової середньозимової температури стічних вод  $T$ , значень  $K$ ,  $H$  і  $B$  знаходять гідрравлічне навантаження  $q_o$ ,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{добу})$  ([2], табл. В.10; додаток 21);

4) при відсутності у таблиці значень  $K$ , рівних знайденому, - параметри бі-



офільтрів визначають за найближчим більшим значенням  $K_1$

( $K_1 > K$ ) чи методом інтерполяції.

Розрахункова площа поверхні біофільтрів визначається за формулою:

$$F = Q_{\text{доб}}^{\text{сум.}} / q_o, \text{м}^2, \quad (5.37)$$

де  $Q_{\text{доб}}^{\text{сум.}}$  - добова витрата очищуваних стічних вод,  $\text{м}^3/\text{дoba}$ ;  $q_o$  - табличне значення гіdraulічного навантаження (чи знайдене методом інтерполяції),  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{дoba})$ .

При розрахунку біофільтрів з рециркуляцією:

- 1) визначається коефіцієнт  $K$  за формулою (5.36);
- 2) приймаються висота завантаження біофільтрів  $H$  (2-4 м) і питома витрата повітря  $B$  ( $8-14 \text{ м}^3/\text{м}^3$ );
- 3) у залежності від розрахункової середньозимової температури стічних вод  $T$ , значень  $K$ ,  $H$  і  $B$  знаходять гіdraulічне навантаження  $q_{o2}$ ,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{дoba})$  ([2], табл. В.10; додаток 21) за найближчим значенням  $K_2$ , яке буде меншим від  $K$ ;
- 4) визначається гранична БПК<sub>повн</sub> стічних вод  $L_{\text{сум.}}$ , що може подаватись на біофільтр для досягнення вибраного  $K_2$ :

$$L_{\text{сум.}} = K_2 L_{\text{ex}}; \quad (5.38)$$

і визначається коефіцієнт рециркуляції:

$$n = \frac{L_{\text{en}} - L_{\text{сум.}}}{L_{\text{сум.}} - L_{\text{ex}}}. \quad (5.39)$$

Розрахункова площа поверхні біофільтрів складає:

$$F = Q_{\text{доб}}^{\text{сум.}} (1 + n) / q_{o2}, \text{м}^2. \quad (5.40)$$

Якщо розміри біофільтрів можуть бути знайдені у декількох варіантах, то необхідно здійснити їх техніко-економічне порівняння з урахуванням капітальних і експлуатаційних витрат. За прийнятими розмірами приймається не менше двох (секцій) типових біофільтрів (додаток 23).

Необхідна витрата повітря для вентиляції біофільтрів визначається за формулою:

$$Q_{\text{нов.}} = B Q / 24, \text{м}^3 / \text{год}, \quad (5.41)$$

де  $B$  - прийняте значення питомої витрати повітря,  $\text{м}^3/\text{м}^3$ .



## 5.6 Біофільтри з пластмасовим завантаженням

БПК<sub>повн</sub> стічних вод, що подаються на біофільтри з пластмасовим завантаженням, не повинна перевищувати 250 мг/л.

Необхідний ефект очистки стічних вод на біофільтрах складає:

$$E = (L_{en} - L_{ex}) \cdot 100 / L_{en}, \%, \quad (5.42)$$

де  $L_{en}$  і  $L_{ex}$  - відповідно БПК<sub>повн</sub> неочищених і очищених стічних вод, мг/л.

В залежності від отриманого значення  $E$ , висоти біофільтра  $H$  (3 чи 4 м) і середньозимової температури стічних вод  $T$  приймається об'ємне гідралічне навантаження на біофільтр  $q_{pf}$ , м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup> ([2], табл. В.11, додаток 22).

Розрахунковий об'єм завантаження біофільтрів складає:

$$W = Q_{доб.}^{сум.} / q_{pf}, \text{м}^3, \quad (5.43)$$

а площа поверхні біофільтрів:

$$F = W / H, \text{м}^2, \quad (5.44)$$

де  $Q_{доб.}^{сум.}$  - добова витрата очищуваних стічних вод, м<sup>3</sup>/добу.

Кількість біофільтрів приймається не менше двох.

## 5.7 Розрахунок реактивного зрошувача

Розрахунок реактивного зрошувача полягає у визначенні його розмірів, кількості розподільчих труб, числа отворів на них і відстаней між ними, числа обертів зрошувача і напору води, при якому забезпечується необхідна швидкість виходу рідини із отворів зрошувача.

Діаметр зрошувача приймається на 0,2 м меншим від діаметра біофільтра:

$$D = D_{3p.} - 0,2, \text{ м.} \quad (5.45)$$

Діаметр зрошувальних труб визначається за умови дотримання швидкості руху води 0,5 -1,0 м/с:

$$D_{3p.} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{сер.сек}^{сум.}}{\pi \cdot V_{mp.} \cdot N_{бф.} \cdot N_{mp.}}}, \text{м,} \quad (5.45)$$



де  $V_{mp}$  - швидкість руху води у зрошувальних трубах, м/с;  $N_{\delta.\phi.}$  - число прийнятих біофільтрів;  $N_{mp}$  - число труб зрошувача (приймається 4 шт.).

Число отворів в одному плечі зрошувача визначається за формулою:

$$m = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{2a}{D_{3.p}}\right)^2}, \quad (5.47)$$

де  $a$  - відстань між двома останніми отворами (приймається рівною 40 мм);  $D_{3.p}$  - діаметр зрошувача, мм.

Діаметр отворів визначається за умови швидкості витікання води ( $V_{om\&}$ ) не менше 0,5 м/с і приймається не менше 10 мм:

$$d_{om\&} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{cep.cek}^{sum.}}{\pi \cdot V_{om\&} \cdot N_{\delta.\phi.} \cdot m \cdot N_{mp}}}, \text{м.} \quad (5.48)$$

Відстань від центру  $i$ -го отвору до центру зрошувача можна визначити за формулою:

$$r_i = R_{3p} \sqrt{i/m}, \text{м,} \quad (5.49)$$

де  $R_{3p}$  - радіус зрошувача, м.

Напір, мм, для забезпечення необхідної швидкості витікання води з отворів, а також для подолання тертя у підшипнику і трубах визначається за виразом, мм:

$$H_{3p} = \left( \frac{Q_{cep.cek.}^{sum.}}{N_{\delta.\phi.} \cdot N_{mp.}} \right)^2 \cdot \left( \frac{256 \cdot 10^6}{m^2 D_{om\&}^4} - \frac{81 \cdot 10^6}{D_{mp.}^4} + \frac{294 D_{3p.}}{\kappa^2 \cdot 10^3} \right), \quad (5.50)$$

де  $Q_{cep.cek.}^{sum.}$  - розрахункова витрата стічних вод, л/с;  $m$  - число отворів в одному плечі зрошувача;  $D_{om\&}$  - діаметр отворів, мм;  $D_{mp.}$  - діаметр труби зрошувача, мм;  $D_{3p.}$  - діаметр зрошувача, мм;  $K$  - модуль витрати, л/с.

Модуль витрати  $K$  може бути визначений за відомою формулою Н.Н. Павловського, чи взятий із додатка 24 у залежності від діаметру трубопроводу  $D_{mp}$ .

Для приведення зрошувача у дію необхідний відносно невеликий напір



Швидкість обертання зрошувача визначається за формулою:

$$n = \frac{34,78 \cdot 10^6}{m \cdot D_{om\text{в.}}^2 \cdot D_{3p.}} \cdot \frac{Q_{cep.\text{сек.}}^{sym.}}{N_{\delta.f.} \cdot N_{mp.}}, \text{об}^{-1}. \quad (5.51)$$

## 5.8. Аеротенки-витиснювачі з регенератором

Розрахунок аеротенків здійснюють по питомій швидкості окислення відповідно до вимог будівельних норм [2] у наступній послідовності.

Попередньо приймається доза активного мулу в зоні аерації  $a_a$  у межах 2...3,5 г/л та значення мулового індексу ( $I_m$ ) 80...100 см<sup>3</sup>/г. Для прийнятих значень визначають ступінь рециркуляції активного мулу:

$$R_m = \frac{a_a}{\frac{1000}{I_m} - a_a}. \quad (5.52)$$

Доза активного мулу в регенераторі визначається за формулою:

$$a_p = a_a \left( \frac{1}{2R_m} + 1 \right), \text{ г/л.} \quad (5.53)$$

Концентрація органічних забруднень за БПК<sub>попн.</sub> в суміші стічних вод та циркуляційного активного мулу ( $L_{sym}$ ) буде складати:

$$L_{sym} = (L_{ex} + L_{vux} \cdot R_m) / (1 + R_m), \quad (5.54)$$

де  $L_{ex}$  - БПК<sub>попн.</sub> суміші побутових та виробничих стічних вод, які надходять на очистку, мг/л;  $L_{vux}$  - БПК<sub>попн.</sub> очищених стічних вод, мг/л.

Тривалість обробки стічних вод в зоні аерації аеротенка визначається за формулою:

$$t_a = \frac{2,5}{\sqrt{a_a}} \cdot \lg \frac{L_{sym.}}{L_{vux.}}, \text{ год.} \quad (5.55)$$

Питома швидкість окислення забруднень активним мулом, мг/(г·год), визначається за формулою:

$$\rho = \rho_{max} \cdot \frac{L_{vux} \cdot C_0}{L_{vux} \cdot C_0 + K_l \cdot C_o + K_o \cdot L_{vux}} \cdot \frac{1}{1 + \varphi \cdot a_p}, \quad (5.56)$$

де  $\rho_{max}$  - максимальна швидкість окислення, мг/(г·год) ([2], табл. В.4, додаток 26);  $C_o$  - концентрація розчиненого кисню в муловій суміші, мг/л, яка приймається не менше 2,0 мг/л;  $K_l$  - константа, яка характеризує властиво-



сті органічних забруднень, мг БПК<sub>пово.</sub>/л ([2], табл. В.4; додаток 26);  $K_o$  - константа, яка характеризує вплив кисню, мг О<sub>2</sub>/л ([2], табл. В.4; додаток 26);  $\phi$  - коефіцієнт інгібування продуктами розкладу активного мулу, л/г ([2], табл. В.4, додаток 26).

Тривалість окислення органічних забруднень визначають за формулою:

$$t_o = \frac{L_{ex} - L_{vix}}{R_m \cdot a_p \cdot (1-s) \cdot \rho} \cdot \frac{15}{T_{cep.p.}}, \text{ год}, \quad (5.57)$$

де:  $s$  - зольність активного мулу;  $T_{cep.p.}$  - середньорічна температура стічних вод, °C.

Тривалість регенерації активного мулу буде складати:

$$t_p = t_o - t_a, \text{ год}. \quad (5.58)$$

Середня тривалість перебування стічних вод в системі аеротенк-регенератор буде дорівнювати:

$$t_{cep.} = (1 + R_m) t_a + t_p R_m, \text{ год}. \quad (5.59)$$

Середня доза активного мулу в системі аеротенк-регенератор визначається за формулою:

$$a_{cep.} = [(1 + R_m) t_a \cdot a_a + t_p R_m \cdot a_p] / t_{cep.}, \text{ г/л}. \quad (5.60)$$

Навантаження на активний мул при прийнятих вихідних даних буде складати:

$$q.. = \frac{24 \cdot (L_{ex} - L_{vix})}{a_{cep.} \cdot (1-s) \cdot t_{cep.}}, \text{ мг/(г·добу)}. \quad (5.61)$$

За отриманим значенням навантаження визначають фактичне значення мулового індексу ([2], табл. В.5, додаток 27) і ступінь рециркуляції активного мулу за формулою (5.52). Отримане значення ступеня рециркуляції активного мулу має бути близьким до прийнятого, але не повинно перевищувати його. Якщо ця умова не виконується, то здійснюється перерахунок аеротенка при інших значеннях мулового індексу та або концентрації активного мулу.

Робочий об'єм аеротенків розраховується за середньою витратою стічних вод за період аерації в години максимального припливу:

$$Q_{cep.zod}^{aep.} = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_t}{t_{cep}}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (5.62)$$

Об'єм зони аерації та регенератора визначається за формулами:

$$W_a = (1 + R_m) \cdot t_a \cdot Q_{cep.zod}^{aep.}, \text{ м}^3, \quad (5.63)$$

$$W_p = t_p \cdot R_m \cdot Q_{cep.zod}^{aep.}, \text{ м}^3. \quad (5.64)$$

В залежності від частки, яку займає регенератор від загального об'єму



зони аерації та регенерації приймають конструкцію аеротенка: одно-, двох-або трикоридорний. Число секцій аеротенків необхідно приймати не менше двох. При продуктивності очисних споруд до 50 000 м<sup>3</sup>/добу число секцій рекомендується приймати 4...6, при більшій - 6...8 шт. Розміри типових аеротенків-витиснювачів наведені в додатку 31 та у літературі ([7], табл. 3.6).

Аеротенки обладнуються пневматичною або механічною системою аерації. Розрахункова схема аеротенка з дрібнобульбашковою пневматичною аерацією наведена на рис 5.7.

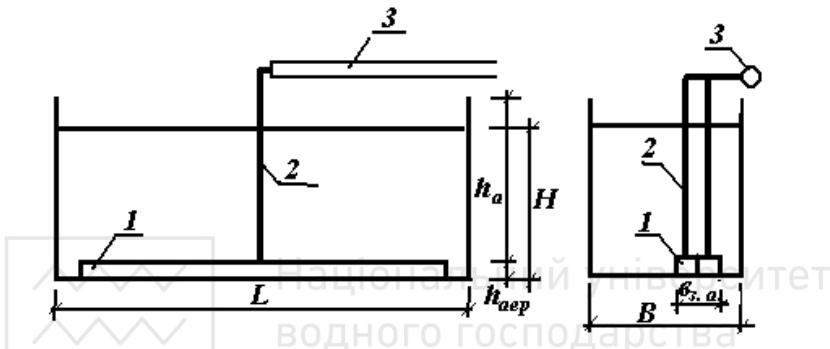


Рис. 5.7. Розрахункова схема аеротенка із дрібнобульбашковою пневматичною аерацією: 1 - фільтросний канал; 2 - повітряний стояк;  
3 - розподільний повітропровід

Розрахунок пневматичної системи аерації полягає в визначені питомої витрати повітря на аерацію, яка визначається за формулою:

$$q_{\text{пов}}^{\text{aer.}} = \frac{q_o (L_{\text{ex}} - L_{\text{вих}})}{k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_T (C_a - C_o)}, \text{ м}^3/\text{м}^3, \quad (5.65)$$

де  $q_o$  - питома витрата кисню, мг О<sub>2</sub> на 1 мг знятого БПК<sub>попн</sub>, що приймається при очищенні стічних вод до БПК<sub>попн</sub> 15...20 мг/л - 1,1, при очищенні до БПК<sub>попн</sub> більше 20 мг/л - 0,9;  $k_1$  - коефіцієнт, який враховує тип аератора і приймається для середньобульбашкової та низьконапірної - 0,75, а для дрібнобульбашкової у залежності від співвідношення площ аерованої зони та аеротенка ( $f_a/f_a$ ) ([2], табл. В.6, додаток 28);  $k_2$  - коефіцієнт, який приймається від глибини занурення аераторів  $h_a$  ([2], табл. В.7, додаток 29);  $k_3$  - коефіцієнт якості води, який приймається для міських стічних вод 0,85;  $k_T$  - коефіцієнт, що враховує температуру стічних вод, який визначається в залежності від середньомісячної температури стічних вод за літній період ( $T_{\text{ср. літ}}$ ) за виразом:  $k_T = 1 + 0,02(T_{\text{ср. літ}} - 20) ^\circ\text{C}$ ;  $C_a$  - розчинність кисню



повітря у воді, мг/л, яка визначається у залежності від глибини занурення аераторів  $h_a$  за формулою:  $C_a = (1 + h_a/20,6)C_T$ ;  $C_T$  - розчинність кисню в воді у залежності від температури та атмосферного тиску, мг/л ([7], табл. 3.5, додаток 30);  $C_o$  - середня концентрація кисню в аеротенку, яку приймають не менше 2,0 мг/л.

Площа аерованої зони приймається рівною площі, яку займають пневматичні аератори, із врахуванням прозорів між ними до 0,3 м. Якщо аератори розташовані по всій довжині аеротенка, то відношення площ замінюється відношенням ширини зони аерації до ширини аеротенка ( $B_a/f_a$ ). Ширина стандартних фільтросних пластин дорівнює 0,3 м, а зовнішній діаметр фільтросних труб 0,242, 0,26 та 0,288 м. При попередніх розрахунках співвідношення ( $f_a/f_a$ ) доцільно приймати 0,1...0,15.

Середня інтенсивність аерації мулової суміші в аеротенку визначається за формулою:

$$I_{cep.} = (q_{нов.}^{aep.} \cdot H)/t_{cep.}, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год}), \quad (5.66)$$

де  $H$  - глибина аеротенка, м.

В регенераторах рекомендується приймати кількість аераторів у 2 рази більшою, ніж в аеротенках, тоді інтенсивність аерації буде складати: в аеротенку -  $I_a = 0,67 I_{cep.}$ , у регенераторі -  $I_p = 1,33 I_{cep.}$ . Отримані значення інтенсивності мають бути не меншими від мінімальної інтенсивності ( $I_{min.}$ ) ([2], табл. В.7, додаток 29) і не повинні перевищувати максимальну інтенсивність ( $I_{max.}$ ) ([2], табл. В.6, додаток 28). У випадку недотримання цих умов змінюють прийняті співвідношення  $f_a/f_a$ . Якщо отримана інтенсивність менше від мінімальної, то за розрахункову приймається така питома витрата повітря, при якій буде забезпечуватися мінімальна інтенсивність аерації стічних вод в аеротенку.

Загальна витрата повітря, що подається в аеротенки, визначається за середньою витратою стічних вод за час аерації в години максимального припливу ( $Q_{cep.zod.}^{aep.}$ ),  $\text{м}^3/\text{год.}$ :

$$Q_{нов.}^{aep.} = q_{нов.}^{aep.} \cdot Q_{cep.zod.}^{aep.}, \text{ м}^3/\text{год.} \quad (5.67)$$

При розрахунку механічних аераторів їх кількість визначається за формuloю:

$$N_{mex.}^{aep.} = \frac{q_o (L_{ax} - L_{aux}) \cdot W_{aep.}}{1000 \cdot k_3 \cdot k_T \left( \frac{C_a - C_0}{C_a} \right) \cdot t_{cep.} \cdot Q_{mex.}}, \text{ шт.}, \quad (5.68)$$

де  $W_{aep.}$  - загальний об'єм аеротенків та регенераторів,  $\text{м}^3$ ;  $t_{cep.}$  - середній час перебування стічних вод в системі аеротенк-регенератор, год.;  $Q_{mex.}$  - про-



дуктивність механічних аераторів за киснем, кг/год., яка приймається за паспортними даними.

### 5.9 Вторинні відстійники

Розрахунок вторинних відстійників здійснюється за гідралічним навантаженням на одиницю площини поверхні, яке для відстійників після аеротенків визначається за формулою:

$$q = \frac{4,5 \cdot K_{відст} \cdot H_{з.в..}^{0,8}}{(0,1 \cdot I_m^{\phi} \cdot a_t)^{0,5-0,01a_t}}, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год}), \quad (5.69)$$

де  $K_{відст}$  - коефіцієнт використання об'єму відстійників, що приймається для радіальних - 0,4, вертикальних - 0,35 і горизонтальних відстійників - 0,45;  $H_{з.в..}$  - глибина зони відстоювання, м;  $I_m^{\phi}$  - значення мулового індексу,  $\text{см}^3/\text{г}$ ;  $a_t$  - концентрація активного мулу в аеротенку,  $\text{г}/\text{л}$ ;  $a_r$  - концентрація активного мулу у воді після відстоювання,  $\text{мг}/\text{л}$ .

Навантаження на поверхню вторинних відстійників після біофільтрів визначається за формулою:

$$q = 3,6 \cdot K \cdot u_0, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год}), \quad (5.70)$$

де  $u_0$  - гідралічна крупність біоплівки, яка приймається при повній біологічній очистці 1,4  $\text{мм}/\text{с}$ ;  $K_{відст}$  - коефіцієнт використання відстійників, значення якого приймається за додатком 17.

Загальна площа поверхні вторинних відстійників визначається за формулою:

$$F_{відст..} = \frac{Q_{макс.год}^{сум}}{q}, \text{ м}^2 \quad (5.71)$$

Кількість вторинних відстійників приймається не менше трьох, усі відстійники - робочі. При трьох відстійниках розрахунковий об'єм збільшується в 1,2...1,3 рази.

Розміри типових вторинних відстійників наведені у додатках 18-20.

### 5.10. Споруди для знезаражування стічних вод

При розрахунку споруд для знезаражування стічних вод хлором повинні бути визначені: добова та максимальна годинна витрати активного хлору, марки та необхідна кількість хлораторів та іншого обладнання хлоратроної.

Дозу хлору ( $D_{xh}$ ) слід приймати ([2], п. 10.6.4) після повної біологічної очистки стічних вод - 5  $\text{г}/\text{м}^3$ . Тоді добова витрата хлору буде дорівнювати:



$$Q_{x.l.} = D_{x.l.} \cdot Q_{\text{доб.}}^{\text{сум}} / 1000, \text{ кг/добу}, \quad (5.72)$$

де  $Q_{\text{доб.}}^{\text{сум}}$  - розрахункова витрата суміші побутових та виробничих стічних вод,  $\text{м}^3/\text{добу}$ .

Витрата хлору при максимальному припливі стічних вод визначається за рівнянням:

$$q_{x.l.} = D_{x.l.} \cdot Q_{\text{макс.год.}}^{\text{сум}} / 1000, \text{ кг/год}, \quad (5.73)$$

де  $Q_{\text{макс.год.}}^{\text{сум}}$  - максимальна годинна витрата суміші побутових та виробничих стічних вод,  $\text{м}^3/\text{год}$ .

З урахуванням можливості збільшення розрахункової дози хлору в 1,5 рази ([2], п. 10.6.5) продуктивність хлораторів має складати не менше як  $1,5 \cdot q_{x.l.}$ . Марку та паспортну продуктивність хлораторів приймаємо за додатком 33. При кількості робочих хлораторів до 3 приймається один резервний, при більшій кількості - два резервних хлоратори.

Кількість балонів (контейнерів) випаровувачів визначається за виразом:

$$N = 1,5 \cdot q_{x.l.} / (s \cdot f), \text{ шт.}, \quad (5.74)$$

де  $s$  - вихід газу,  $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{год.})$  ([7], табл. 5.1, додаток 32);  $f$  - площа поверхні тари,  $\text{м}^2$  ([7], табл. 5.1, додаток 32).

Витрата питної води для приготування хлорної води буде складати:

$$Q = q_{x.l.} \cdot q_{\text{в}}, \text{ м}^3/\text{год.}, \quad (5.75)$$

де  $q_{\text{в}}$  - питома витрата води, яка приймається 0,4  $\text{м}^3/\text{кг}$  хлору.

Для змішування хлорної води із стічною у складі очисних споруд передбачаються змішувачі, які приймаються за максимальною годинною витратою стічних вод (додаток 45).

Контактні резервуари приймаються по типу первинних відстійників без скребків (додатки 18, 19) або проектуються спеціально як контактні резервуари з ребристим дном конструкції центрального науково-дослідного інституту експериментального проектування (ЦНДІЕП, Москва) (додаток 34). Робочий об'єм контактних резервуарів визначається за формулою:

$$W_{\text{k.p.}} = Q_{\text{макс.год.}}^{\text{сум}} \cdot T_k / 60, \text{ м}^3, \quad (5.76)$$

де  $T_k$  - тривалість контакту стічної води з хлором, хв. ([2], п. 10.6.4).

Кількість віддіlenь контактних резервуарів приймається не менше двох.

В контактних резервуарах з ребристим дном передбачається перемішування води повітрям із інтенсивністю  $0,5 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год.})$ . Витрата повітря буде дорівнювати:

$$Q_{\text{пов.}}^{\text{k.p.}} = 0,5 \cdot B_{\text{k.p.}} \cdot L_{\text{k.p.}} \cdot N_{\text{k.p.}}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (5.77)$$

де  $B_{\text{k.p.}}$  та  $L_{\text{k.p.}}$  - довжина та ширина відділення контактних резервуарів, м;  $N_{\text{k.p.}}$  - кількість віддіlenь.



Витрата осаду, який затримується в контактних резервуарах, визначається за формулою:

$$W = 0,5 \cdot Q_{\text{одоб.}}^{\text{сум}} / 1000, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (5.78)$$

де 0,5 - кількість осаду, л на 1 м<sup>3</sup> стічних вод ([2], п. 10.6.4).

### 5.11. Споруди для насичення очищених стічних вод киснем

Питома витрата повітря у барботажних спорудах визначається за формулою:

$$q_e = \frac{N_B}{K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_T} \left[ \left( \frac{Ca - Cs}{Ca - Cex} \right)^{\frac{1}{N}} - 1 \right], \text{ м}^3 / \text{м}^3, \quad (5.79)$$

де  $N_B$  - число ступенів (приймається 3-4);  $C_a$  - розчинність кисню повітря у воді ([7], табл. 3.5), мг/л;  $K_1$  - коефіцієнт, що враховує тип аератора (приймається дрібно- чи середньобульбашкова аерація);  $K_2$  - коефіцієнт, що залежить від глибини занурення аератора  $h_a$ ;  $K_3$  - коефіцієнт якості води;  $K_T$  - коефіцієнт, що враховує температуру стічних вод;  $C_S$  - концентрація кисню у стічній воді перед спорудами для насичення (при відсутності даних приймається  $C_S = 0$ ),  $C_{ex}$  - концентрація кисню в очищенній воді (приймається для літніх умов в залежності від типу водовикористання), мг/л.

Барботажні споруди мають невелику глибину (блізько 1 м), при влаштуванні середньобульбашкових аераторів вони встановлюються на відстані 0,1 м від дна. Значення коефіцієнтів  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  і  $K_T$  приймаються, як і для аеротенків.

Витрата повітря, що подається в споруди для насичення стічних вод киснем буде складати:

$$Q_{\text{возд.}} = q_e \cdot Q_{\text{год}}^{\max}, \text{ м}^3 / \text{год} \quad (5.146)$$

Площа в плані споруди для насичення стічних вод киснем повинна складати

$$F = \frac{Q_{\text{год}}}{J}, \text{ м}^2, \quad (5.147)$$



де:  $J$  - інтенсивність аерації, яка приймається не більше  $100 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$ .

## Література

1. Ковальчук В.А. Очистка стічних вод: Навчальний посібник. – Рівне: ВАТ „Рівненська друкарня”, 2002. – 622 с.
2. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіон України, 2023. 132 с.
3. Канализация населенных мест и промышленных предприятий/ Н.И. Лихачев, И.И. Ларин, С.А. Хаскин и др./Под общ. ред. В.Н. Самохина. 2-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1981, 639 с. (Справочник проектировщика).
4. Правила охорони поверхневих вод від забруднення зворотними водами. Постанова кабінету міністрів України від 29 березня 1999 р. № 465.
5. Родзиллер И.Д. Прогноз качества воды водоемов приемников сточных вод. - М.: Стройиздат, 1981, - 639 с.
6. Лапшев Н.Н. Расчет выпусков сточных вод. - М.: Стройиздат, 1977, - 87 с.
7. Ласков Ю.М. и др. Примеры расчетов канализационных сооружений: Учеб. пособие для вузов/ Ю.М. Ласков, Ю.В. Воронов, В.И. Калицун. Изд. 2-е перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1987. -255 с.
8. Колобанов С.К. и др. Проектирование очистных сооружений канализации/ С.К. Колобанов, А.В. Ершов, М.Е. Кигель.- К.: Будівельник, 1977. - 224 с.
9. Синьов О.П. Інтенсифікація роботи і реконструкція каналізаційних очисних споруд. Навч. посібник.- К.: ІСДО, 1994. - 136 с.
10. Василенко А.А. Водоотведение. Курсовое проектирование. - К.: Вища школа. Головное изд-во, 1988. -256 с.
11. Яковлев С.В. Воронов Ю.В. Биологические фильтры. Изд. 2-е перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1982. -120 с.
12. Лукиных Н.А. и др. Методи доочистки сточных вод/Н.А. Лукиных, Б.Л. Липман, В.П. Криштул. Изд. 2-е перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1978. -156 с.
13. Туровский И.С. Обработка осадков сточных вод. Изд. 3-е перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1988. -256 с.
14. Москвитин Б.А. и др. Оборудование водопроводных и канализационных сооружений. Учебник для вузов/ Б.А. Москвитин, Т.М. Мирончик, А.С. Москвитин.- М.: Стройиздат, 1984. -192 с.
15. Лукиных А.А., Лукиных М.М. таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского. - 4-е изд.; - М., Стройиздат, 1984.



- Природокористування  
16. СНиП II-89-80. Генеральные планы промышленных предприятий. - М.; Стройиздат, 1981. - 33 с.
17. Справочник по гидравлическим расчетам/ Под ред. П.Г. Киселева. М.; Энергоиздат, 1974.
18. Проектирование сооружений для очистки сточных вод (Справочное пособие к СНИП)/ ВНИИ ВОДГЕО. - М.: Стройиздат, 1990. -192 с.

## Зміст першої частини

Вступ	3
1. Розрахункові витрати стічних вод	3
2. Розрахункові концентрації забруднень стічних вод	5
3. Необхідний ступінь очистки стічних вод	7
3.1. Нормативи якості води водоймища	7
3.2. Розрахунковий коефіцієнт зміщування стічних вод з водою річки	7
3.3. Необхідний ступінь очистки стічних вод	8
4. Технологічна схема очистки стічних вод	10
5. Розрахунок споруд для очистки стічних вод	14
5.1. Загальні вказівки	14
5.2. Решітки	14
5.3. Піскоуловлювачі	17
5.4. Первинні відстійники	23
5.5. Високонавантажувані біофільтри	27
5.6. Біофільтри з пластмасовим завантаженням	28
5.7. Розрахунок реактивного зрошувача	29
5.8. Аеротенки-витиснювачі з регенератором	30
5.9. Вторинні відстійники	34
5.10. Споруди для знезаражування стічних вод	35
5.11. Споруди для насичення очищених стічних вод киснем	36
Література	37