

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ  
до виконання курсового проекту

**«КОМПЛЕКС СПОРУД З ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД МІСТА»**

*(для студентів 3–5 курсів усіх форм навчання  
напряму 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси) та  
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія  
(освітня програма «Гідротехніка (водні ресурси)»)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2019**

Методичні рекомендації до виконання курсового проекту «Комплекс споруд з очистки стічних вод міста» (для студентів 3–5 курсів усіх форм навчання напряму 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси) та спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія (освітня програма «Гідротехніка (водні ресурси)») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. Т. С. Айрапетян. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – 55 с.

Укладач канд. техн. наук, доц. Т. С. Айрапетян

Рецензент

Т. О. Шевченко, кандидат технічних наук, доцент кафедри водопостачання, водовідведення і очищення вод Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення та очистки вод, протокол №1 від 30.08.2018.*

## ЗМІСТ

	Стор.
Вступ .....	4
1 Завдання для виконання курсового проекту .....	4
1.1 Вихідні дані для проектування .....	4
1.2 Склад і обсяг курсової роботи .....	4
2 Склад стічних вод. Умови і розрахунок їх випуску у водойми після очищення .....	6
2.1 Визначення витрат стічних вод .....	6
2.2 Визначення концентрацій забруднень .....	7
2.3 Обчислення приведенного числа мешканців .....	7
2.4 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод .....	8
2.4.1 Нормативи якості води водоймища .....	8
2.4.2 Розрахунок коефіцієнта змішування води водойми зі стічними водами .....	8
2.4.3 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод за загально-санітарними показниками шкідливості .....	10
2.4.4 Визначення ступеня очищення за розчиненим у воді киснем .....	11
2.4.5 Вибір методу очищення та схеми очисної станції .....	11
3 Розрахунок споруд механічного очищення стічних вод .....	14
3.1 Приймальна камера .....	15
3.2 Решітки .....	15
3.2.1 Розрахунок каналів і лотків .....	15
3.2.2 Розрахунок решіток типу <i>МГ</i> .....	16
3.2.3 Розрахунок решіток типу <i>СУ</i> .....	18
3.3 Піскоуловлювачі .....	20
3.4 Піскові бункери .....	24
3.5 Пристрій для вимірювання витрат стічних вод .....	24
3.6 Розрахунок первинних відстійників .....	24
4 Розрахунок споруд біологічного очищення стічних вод .....	28
4.1 Аеротенки-витиснювачі з регенераторами .....	28
4.2 Розрахунок вторинних радіальних відстійників .....	31
5 Знезараження стічних вод .....	33
5.1 Вибір типу змішувачів .....	33
5.2 Вибір типу контактних резервуарів .....	33
6 Розрахунок споруд для обробки осаду стічних вод .....	34
6.1 Ущільнення надлишкового активного мулу .....	34
6.2 Знешкодження осадів .....	36
6.2.1 Розрахунок метантенків .....	36
6.2.2 Розрахунок виходу біогазу та розмірів газгольдерів .....	37
6.2.3 Мулові майданчики .....	39
7 Компонування генплану очисної станції .....	39
8 Побудова повздовжнього профілю руху стічних вод і осаду .....	42
Список рекомендованих джерел .....	45
Додатки .....	47

## ВСТУП

У методичних рекомендаціях надані теоретичні й практичні рекомендації, потрібні для виконання відповідних інженерних завдань, пов'язаних з розрахунками проектування споруд з очищення стічних вод.

Методика розрахунку очисних споруд заснована на рекомендаціях ДБН В.2.5 – 75: 2013 [6] та вітчизняному досвіді експлуатації споруд систем водовідведення. Для полегшення виконання курсового проекту наведений необхідний додатковий матеріал.

Виконання курсового проекту «Комплекс споруд з очистки стічних вод міста» повинне закріпити теоретичні знання студентів у галузі очищення міських стічних вод, привити навички самостійної роботи над питаннями проектування очисних споруд.

Структура методично-навчального матеріалу та його зміст обумовлені послідовністю розрахунку і проектування очисних споруд відповідно до технологічної схеми очищення стічних вод та обробки осадів.

## 1 ЗАВДАННЯ ДЛЯ ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

### 1.1 Вихідні дані для проектування

1. Витрати стічних вод від населення.
2. Витрати стічних вод від промислових підприємств, їхня характеристика.
3. Характеристика річки: межenna витрата, кількість розчиненого кисню у воді, БПК, завислі речовини, глибина, швидкість течії води та ін.
4. Відстань від очисних споруд до випуску у річку.
5. Категорія водокористування нижче місця випуску стічних вод (господарсько-питне, культурно-побутове, для рибогосподарських цілей першого або другого видів).

### 1.2 Склад і обсяг курсового проекту

Курсовий проект складається з пояснювальної записки з технологічними розрахунками всіх споруд, викладену на аркушах формату А4 обсягом 25–30 с. і графічної частини.

При виконанні курсового проекту необхідно відповідно до завдання визначити необхідний ступінь очищення стічних вод, обрати метод очищення, розробити схему очисної станції, виконати технологічний і гідравлічний розрахунок всіх споруд, що входять до схеми очисної станції, розробити генеральний план станції, скласти профілі руху води та осаду.

*У розрахунково-пояснювальній записці повинні бути висвітлені всі етапи проектування:*

1. Вихідні дані для проектування.
2. Прийняті норми проектування, розрахункові формули, таблиці.
3. Визначення розрахункових витрат від міста й промислового підприємства.

4. Розрахунки з визначення наведеного числа мешканців і концентрації забруднень загального стоку (середні концентрації забруднень суміші виробничих і побутових стічних вод).

5. Визначення коефіцієнта змішування води водойми зі стічними водами.

6. Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод за основними показниками.

7. Обґрунтування й вибір методу очищення та схеми очисної станції.

8. Опис і розрахунок споруд очисної станції.

9. Розробка технологічної схеми очищення та обробки осаду стічних вод або komponування генерального плану очисної станції.

У кінці записки повинен бути список використаних літературних джерел.

Розрахунки мають бути обґрунтовані посиланнями на діючі нормативні матеріали.

Розрахунково-пояснювальна записка повинна бути стислою. До неї слід включати тільки розрахунки з необхідними поясненнями, мотивуванням прийнятих рішень. Не потрібно переписувати у розрахунково-пояснювальну записку нормативні дані й загальні відомості з того чи іншого питання з бібліографічного списку.

При використанні у роботі нормативних та інших розрахункових даних необхідно надати посилання на відповідне літературне джерело. Кожне посилання мусить мати номер літературного джерела (у квадратних дужках) за списком, що додається, номер сторінки чи таблиці. При посиланні на будівельні норми та правила необхідно вказати скорочену назву відповідного розділу ДБН і номер пункту чи таблиці.

Розрахунки, виконані під час проектування, доцільно подавати у пояснювальній записці у наступній формі, написавши розрахункову формулу в загальному вигляді, тут же після знаку рівності потрібно переписати цю формулу з чисельними значеннями й написати відповідь. Нижче потрібно надати пояснення позначень, що входять у цю формулу, та вказати з яких джерел взяті їхні чисельні значення.

Особливу увагу слід звернути на обов'язкове й правильне написання розмірності величин.

У кінці пояснювальної записки повинен бути наведений список джерел, на які були посилання у тексті.

*Графічна частина* курсового проекту повинна містити:

– Генеральний план очисних споруд, який виконується на міліметровому папері формату А1 у масштабі 1:500 або 1:1000 з основними й допоміжними спорудами й комунікаціями, з вказівкою розмірів основних споруд, технологічних трубопроводів, мереж, доріг, елементів благоустрою;

– Поздовжні профілі руху води та мулу по очисних спорудах, які необхідно виконувати на міліметровому папері в масштабі – горизонтальному 1:500, 1:1000 (відповідно до масштабу генплану), вертикальному – 1:100, 1:200.

При складанні курсового проекту очисних споруд роботу необхідно починати зі систематизування зібраного матеріалу й підбору недостатніх даних із літературних джерел. Після уточнення з керівником категорії водойми, в яку планується випуск

очищених стічних вод, виконують технологічний та гідравлічний розрахунки очисних споруд із зазначенням їхніх габаритних розмірів.

Після визначення необхідних розмірів очисних споруд виконують тонким олівцем чернетку генплану станції. За цим генпланом виконують гідравлічний розрахунок і складають профілі руху води й мулу по очисних спорудах. Залежно від обраного висотного розташування очисних споруд вносять корегування до генплану станції, після чого за уточненим генпланом корегують профілі руху води й мулу по спорудах. Після закінчення зазначених вище робіт усі креслення остаточно оформлюють для здавання.

На кресленні генплану необхідно помістити експлікацію основних і допоміжних будівель і споруд, а також умовні позначення комунікацій (мулопроводи, газопроводи, водопровід та ін.).

Після побудови профілів з руху осаду і води на генплан очисних споруд наносять можливі насипи і виїмки.

## 2. СКЛАД СТІЧНИХ ВОД. УМОВИ І РОЗРАХУНОК ЇХНЬОГО ВИПУСКУ У ВОДОЙМИ ПІСЛЯ ОЧИЩЕННЯ

### 2.1 Визначення витрат стічних вод

На очисні споруди міської каналізації надходить суміш побутових і виробничих стічних вод. Ці споруди розраховують на сумарну кількість вказаних вод.

У таблиці 2.1 надані формули для визначення розрахункових витрат стічних вод відповідно до вихідних даних для проектування.

Таблиця 2.1 - Визначення розрахункових витрат стічних вод

Категорія витрат стічних вод	Витрата стічних вод		
	Добова $Q_{доб}$ , м <sup>3</sup> /добу	Годинна $Q_{год}$ , м <sup>3</sup> /добу	Секундна $q$ , л/с
Побутові:	$Q_{доб}^{ноб}$ (вказана у завданні)	$Q_{год}^{ноб} = Q_{доб}^{ноб} / 24$	$q_{ноб} = Q_{год}^{ноб} / 3,6$
середні	—	$Q_{год}^{ноб, max} = Q_{год}^{ноб} \cdot K_{gen, max}$	$q_{max}^{ноб} = q_{ноб} \cdot K_{gen, max}$
максимальні	—	$Q_{год}^{ноб, min} = Q_{год}^{ноб} \cdot K_{gen, min}$	$q_{min}^{ноб} = q_{ноб} \cdot K_{gen, min}$
Виробничі	$Q_{доб}^{III}$ (вказана у завданні)	$Q_{год}^{III} = Q_{доб}^{III} / 24$	$q^{III} = Q_{год}^{III} / 3,6$
Сумарні:	$Q_{доб} = Q_{доб}^{ноб} + Q_{доб}^{III}$	$Q_{год} = Q_{год}^{ноб} + Q_{год}^{III}$	$q = q^{ноб} + q^{III}$
середні	—	$Q_{год, max} = Q_{год, max}^{ноб} + Q_{год}^{III}$	$q_{max} = q_{max}^{ноб} + q^{III}$
максимальні	—	$Q_{год, min} = Q_{год, min}^{ноб} + Q_{год}^{III}$	$q_{min} = q_{min}^{ноб} + q^{III}$

де  $K_{gen, max}$  і  $K_{gen, min}$  – максимальні та мінімальні загальні коефіцієнти нерівномірності, що визначаються залежно від середньої секундної добової витрати  $q_{ноб}$ , л/с, за даними таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Загальні коефіцієнти нерівномірності припливу побутових стічних вод міста

Загальний коефіцієнт нерівномірності припливу стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Мінімальний	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

## 2.2 Визначення концентрацій забруднень

Концентрації забруднень побутових стічних вод за завислими речовинами  $C^{nob}$ , мг/л, й органічними забрудненнями, які виражаються їх еквівалентом БПК<sub>повн</sub>  $L^{nob}$ , мг/л, визначають виходячи з питомого водовідведення:

$$C^{nob} = a_c \cdot 1000 / n \quad (2.1)$$

$$L^{nob} = a_L \cdot 1000 / n, \quad (2.2)$$

де  $a_c$  – питома кількість завислих речовин, яка дорівнює 65 г/добу на мешканця;

$a_L$  – питома кількість органічних забруднень у неосвітленій рідині, що дорівнює 75 г/добу на 1 мешканця;

$n$  – питома середньодобове водовідведення побутових стічних вод, л/добу на 1 людину.

Середні концентрації забруднень суміші виробничих і побутових стічних вод, мг/л, що надходять на очисні споруди, визначаються за формулами:

– за завислим речовинам:

$$C_{en} = \frac{C^{nob} \cdot Q^{nob} + C^{nn} \cdot Q^{nn}}{Q^{nob} + Q^{nn}}; \quad (2.3)$$

– за БПК<sub>повн</sub>:

$$L'_{en} = \frac{L^{nob} \cdot Q^{nob} + L^{nn} \cdot Q^{nn}}{Q^{nob} + Q^{nn}}, \quad (2.4)$$

де  $C^{nn}$ ,  $L^{nn}$  – відповідно концентрація завислих речовин і значення БПК<sub>повн</sub> виробничих стічних вод, мг/л;

$Q^{nob}$ ,  $Q^{nn}$  – середньодобові витрати побутових і виробничих стічних вод, м<sup>3</sup>/доб.

## 2.3 Обчислення приведенного числа мешканців

Приведене населення  $N$  – це сума розрахункового населення  $N_p$  від міста й еквівалентного числа мешканців від промислових підприємств  $N^{екв}$ :

$$N_p = \frac{Q_{доб} \cdot 1000}{n}, \text{ мешк.}, \quad (2.5)$$

$$N = N_p + N^{екв}, \quad (2.6)$$

де  $N^{екв}$  – число мешканців, яке вносить таку саму кількість забруднень, як і певна витрата виробничих стічних вод.

Еквівалентне населення:

– за завислими речовинами:

$$N_c^{екв} = \frac{C^{nn} \cdot Q^{nn}}{a_c}, \text{ мешк.}; \quad (2.7)$$

– за БПК<sub>повн</sub>:

$$N_L^{екв} = \frac{L^{nn} \cdot Q^{nn}}{a_L}, \text{ мешк.} \quad (2.8)$$

Приведене населення:

за завислими речовинами:

$$N_c = N_p + N_c^{екв} \text{ мешк.}; \quad (2.9)$$

за БПК<sub>повн</sub>:

$$N_L = N_p + N_L^{екв}, \text{ мешк.} \quad (2.10)$$

За приведеним числом мешканців визначається кількість осадів, які нормуються на одного мешканця.

## 2.4 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод

### 2.4.1 Нормативи якості води водоймища

Нормативи якості води водоймища, в яке скидаються очищені стічні води, встановлюються залежно від виду використання (категорії) цих водоймищ [16]. Деякі необхідні для курсового проектування нормативні дані наведені в таблиці 1.1 (дод. А).

Відповідно до вказаних у завданні до курсової роботи видів водокористання потрібно встановити нормативні вимоги до якості води водоймища: БПК<sub>повн</sub>, концентрацію розчиненого кисню, допустиме збільшення концентрації завислих речовин, які повинні бути враховані при визначенні необхідного ступеня очищення стічних вод.

### 2.4.2 Розрахунок коефіцієнта змішування води водойми з стічними водами

Для урахування витрати річки, що бере участь у процесі змішування при спуску стічних вод, розраховують коефіцієнт змішування  $\gamma$ , який вказує, яка частина витрати річки змішується зі стічною водою в даному створі.

При спуску стічних вод у протокові водойми значення  $\gamma$  визначається за методом В. А. Фролова, И. Д. Родзіллера й А. В. Караушева:

$$\gamma = \frac{1 - e^{-\alpha \sqrt[3]{I_\phi}}}{1 + (Q_p/q) \cdot e^{-\alpha \sqrt[3]{I_\phi}}}, \quad (2.11)$$

де  $e$  – основа натуральних логарифмів, дорівнює 2,72;



$l_\phi$  – відстань від створу випуску стічних вод до розрахункового створу за течією (фарватером) річки, м;

$Q_p$  – найменша середньодобова витрата води (при 95 % забезпеченості) у створі річки біля місця випуску, м<sup>3</sup>/с;

$q$  – середньо секундна витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/с;

$a$  – коефіцієнт, що враховує гідравлічні фактори в річці, визначають за формулою:

$$a = \varphi \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{E/q}, \quad (2.12)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт хвилястості річки, що дорівнює відношенню відстані від місця випуску стічних вод до контрольного створу за фарватером  $l_\phi$  до відстані між цими самими пунктами по прямій,  $l_{np}$ ,  $\varphi = l_\phi/l_{np} = 1,1-1,2$ . Слід врахувати, що контрольний створ, для якого визначають коефіцієнт змішування, розташовується на 1 км вище від розрахункового;

$\xi$  – коефіцієнт, який залежить від конструкції випуску стічних вод у водойму: при береговому випуску  $\xi = 1,0$ , при випуску у фарватер  $\xi = 1,5$ , при дифузійному випуску  $\xi = 3,0$ ;

$E$  – коефіцієнт турбулентної дифузії, який для рівнинних річок визначають за формулою:

$$E = V_p \cdot H_p / 200, \quad (2.13)$$

де  $V_p$  – середня швидкість течії ріки на ділянці, що розглядають, м/с;

$H_p$  – середня глибина річки на тій же ділянці, м.

Стічні води скидаються у водойму через випуск нижче території забудови. Для водотоків, використовуваних у рибогосподарських цілях, розрахунковий створ розташовується на відстані 500 м нижче випуску стічних вод. Для водойм господарсько-питного й культурно-побутового водокористування контрольний створ знаходиться вище пункту водокористування за течією річки на відстані 1000 м до водозабору. На рисунку 1.1 наведено схему ділянки ріки, де здійснюється змішування стічних вод з водою водойми.

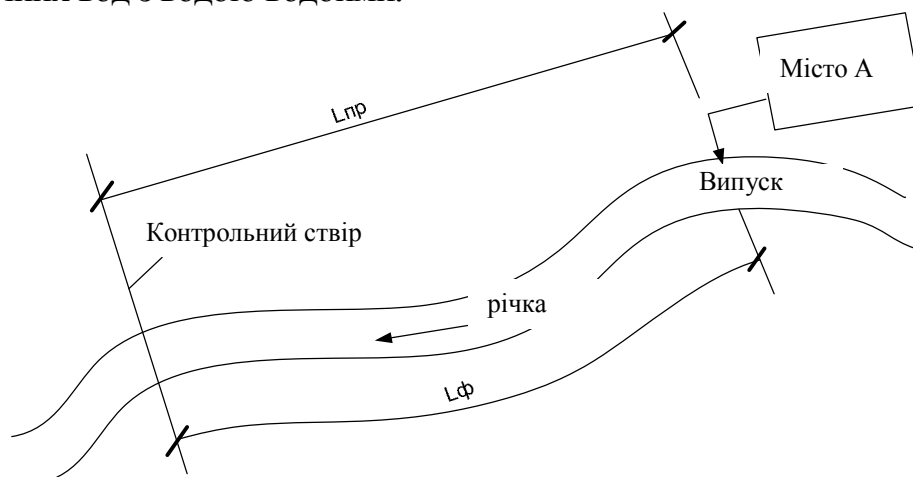


Рисунок 1.1 – Схема ділянки ріки, де здійснюється змішування стічних вод з водою водойми

$L_{np}$  – відстань по прямій;  $L_\phi$  – відстань по фарватеру

### 2.4.3 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод за загально-санітарними показниками шкідливості

Розрахунки для визначення необхідного ступеня очищення стічних вод, що спускаються у водойму, виконують за вмістом завислих речовин, за споживанням стічними водами розчиненого кисню, за допустимою величиною БПК<sub>повн</sub> у суміші річкової води і стічних вод.

#### Обчислення ступеня очищення за вмістом завислих речовин

Допустимий вміст завислих речовин у стічних водах, що спускаються у річку, відповідно до санітарних правил визначають за формулою:

$$C_{ex} = (\gamma \cdot Q_p / q + 1) \cdot C_{ГДК} + C_p, \text{ мг/л} \quad (2.14)$$

де  $C_{ГДК}$  – гранично допустиме за санітарними правилами збільшення завислих речовин у водоймі після спуску стічних вод (залежно від виду водокористування), мг/л (див. табл. А.1, дод. А);

$C_p$  – вміст завислих речовин у воді водойми до спуску стічних вод, мг/л;

$\gamma$  – коефіцієнт змішування;

$Q_p$  – витрата води в водоймі, м<sup>3</sup>/с;

$q$  – середньодобова витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/с.

Потрібний ефект очищення обчислюють за формулою (%)

$$E_c = (C_{en} - C_{ex}) \cdot 100 / C_{en} \quad (2.15)$$

#### Визначення ступеня очищення за БПК<sub>повн</sub>

Концентрацію органічних забруднень за БПК<sub>повн</sub> у стічних водах, допустимих до спуску, розраховують за формулою:

$$L_{ex} = \left( \gamma \cdot \frac{Q_p}{q \cdot 10^{-k_1 t}} \right) \cdot (L_{ГДК} - L_p \cdot 10^{-k_2 t}) + \frac{L_{ГДК}}{10^{-k_1 t}}, \quad (2.16)$$

де  $L_{ex}$  – БПК<sub>повн</sub> стічної рідини, яка повинна бути досягнута в процесі очищення, мг/л;

$L_p$  – БПК<sub>повн</sub> річкової води до місця випуску стічних вод, мг/л;

$L_{ГДК}$  – гранично допустима БПК<sub>повн</sub> суміші річкової та стічної води в розрахунковому створі, мг/л (див. табл. А.1, дод. А);

$k_1, k_2$  – константи швидкості споживання кисню стічною та річковою водою, значення яких коливаються залежно від температури середовища, непостійності органічних речовин тощо. У своїх розрахунках студенти можуть прийняти при температурі води 20° середнє значення константи  $k_1 = 0,1$ , і  $k_2 = 0,2$ ;

$t$  – тривалість переміщення води від місця випуску стічних вод до розрахункового пункту в добах, яка дорівнює відношенню відстані  $l_\phi$  за фарватером від місця випуску стічних вод до розрахункового створу, до середньої швидкості течії води в річці на даній ділянці:

$$t = \frac{l_\phi}{V_p \cdot 86400} \quad (2.17)$$

Визначимо потрібний ефект очищення за БПК<sub>повн</sub>:

$$E_L = (L_{en} - L_{ex}) \cdot 100 / L_{en} \quad (2.18)$$

#### 2.4.4 Визначення ступеня очищення за розчиненим у воді киснем

Розрахунок допустимої максимальної величини БПК<sub>повн</sub> стічних вод, які спускають у водойму, відповідно до умов санітарних правил про збереження у водоймі мінімального вмісту розчиненого кисню  $C_o$  (див. табл. А.1, дод. А), виконують без урахування реаерації за рівнянням:

$$L = 2,5 \cdot \left( \gamma \cdot \frac{Q_p}{q} \right) \cdot (O_p - 0,4 \cdot L_p - O_{ГДК}) - \frac{O_{ГДК}}{0,4}, \quad (2.19)$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт змішування;

$Q_p$  – витрата води в водоймі, м<sup>3</sup>/с;

$q$  – витрата стічних вод, які надходять до водойми, м<sup>3</sup>/с;

$O_p$  – вміст розчиненого кисню в річковій воді до місця спуску стічних вод, мг/л;

$L_p$  – БПК<sub>повн</sub> річкової води, мг/л;

0,4 – коефіцієнт для перерахунку БПК<sub>повн</sub> у дводобову;

$O_{ГДК}$  – мінімальна концентрація розчиненого кисню, мг/л, яка повинна зберігатися у воді водойми після випуску стічних вод (див. табл. А.1, дод. А).

Потрібний ефект очищення

$$E_L = (L_{en} - L) \times 100 / L_{en} \quad (2.20)$$

#### 2.4.5 Вибір методу очищення та схеми очисної станції

Склад споруд станції очищення вибирають залежно від витрат і концентрацій забруднень стічних вод, які надходять на очищення, необхідного ступеня їхнього очищення і місцевих умов.

Залежно від сутності процесів, які використовують для очищення стічних вод, розрізняють методи механічного, фізико-хімічного й біологічного повного або неповного очищення стічних вод. Великі маси осадів, що утворюються при цьому та становлять до 1 % від витрат суміші стічних вод, необхідно знешкоджувати, знезаражувати, збезводнювати, підсушувати та утилізувати.

У зв'язку з підвищенням вимог до якості очищених стічних вод повне біологічне очищення може доповнюватись спорудами доочищення. Перед скидом у водоймище здійснюють знезараження стічних вод із метою знешкодження патогенних мікроорганізмів.

На підставі обчисленого необхідного ступеня очищення стічних вод вибирають метод очищення за даними таблиці 2.3.

Згідно з таблицею 2.3 і рекомендованою літературою [6, 7] обирають основні споруди станції очищення й план їх послідовного розташування.

Розробку технологічних схем очисних станцій потрібно виконувати на підставі норм, правил, нормативних указівок та досвіду експлуатації діючих споруд [6, 7, 10].

Таблиця 2.3 – Залежність методу очищення від потрібного ступеня очищення

Рекомендовані методи очищення	Необхідний ступінь очищення, мг/л	
	за завислими речовинами	за БПК <sub>повн</sub>
Механічне	80	–
Механічне й частково біологічне	25–80	25–80
Механічне й повне біологічне	15–25	15–25
Механічне, повне біологічне очищення і доочищення	<15	<15

Вибір складу очисних споруд становить собою складне техніко-економічне завдання й залежить від витрат стічних вод, необхідного ступеня очищення, вибраного методу обробки та використання осадів, а також від місцевих умов:

При проектуванні очисних споруд передбачають влаштування пристроїв: для рівномірного розподілу стічних вод між окремими спорудами, для спорожнення споруд для ремонту й аварійного скиду стічних вод, для заміру стічних вод, осаду і активного мулу, витрати повітря, пари, газу.

У таблиці 2.4 наведені рекомендації до вибору типу споруд з очищення стічних вод залежно від витрати.

Таблиця 2.4 – Рекомендації до вибору типу споруд з очищення стічних вод

Найменування споруд	Середньодобова витрата, м <sup>3</sup> /добу						
	До 50	До 300	До 500	До 10000	До 30000	До 50000	Більше за 50000
При механічному очищенні							
<b>Решітки:</b>	+	+	+	+	+	+	+
<b>Піскоуловлювачі:</b>							
Вертикальні	–	–	+	+	+	–	–
Горизонтальні	–	–	+	+	+	+	+
З коловим рухом води	–	–	–	–	–	+	+
<b>Відстійники:</b>							
Двоярусні	+	+	+	+	–	–	–
Вертикальні	–	–	–	X	X	X	–
Горизонтальні	–	–	–	–	+	+	+
Радіальні	–	–	–	X	+	+	+
<b>Метантенки</b>	–	–	–	+	+	+	+
<b>Мулові майданчики</b>	+	+	+	+	+	+	+
<b>Вакуум-фільтри</b>	–	–	–	–	–	+	+
<b>Хлораторні установки</b>	+	+	+	+	+	+	+
При біологічному очищенні							
Поля зрошення	+	+	+	+	+	+	–
Поля фільтрації	+	+	+	+	+	+	–
Біологічні пруди	+	–	+	–	–	–	–
Біофільтри	+	+	+	X	–	–	–
Аеротенки	–	–	–	X	+	+	+
Мулоуцілювачі	–	–	–	+	+	+	+

Умовні позначення: + рекомендується; X застосовують при відповідному обґрунтуванні; – не рекомендується.

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

У складі очисних споруд повинні передбачатися решітки з прозорами 16 мм чи решітки-дробарки. На очисних станціях із механізованими решітками необхідно передбачати встановлення дробарок для подрібнення сміття.

Для видалення осаду з піскоуловлювачів можуть застосовуватися гідроелеватори, ерліфти, піскові насоси чи спеціальні механізми. Як робоча рідина для гідроелеваторів використовується освітлена вода після первинних відстійників. При використанні гідромеханічної системи змиву осаду в аерованих та горизонтальних піскоуловлювачах як робоча рідина може бути також використана вода, освітлена в первинних відстійниках.

Для підсушування піску, що виділяється з піскоуловлювачів, потрібно передбачити піскові майданчики чи піскові бункери, пристосовані для наступного завантаження до автомобіля. Воду від піскових майданчиків та бункерів потрібно спрямовувати в канал перед піскоуловлювачами чи у резервуар насосної станції каналізації очисних споруд із подальшим перекачуванням у приймальну камеру очисних споруд.

За необхідності знизити вміст забруднень в освітлених водах більше, що здатні забезпечити первинні відстійники, рекомендується використовувати споруди для попередньої аерації, біокоагулятори та освітлювачі з природною аерацією.

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

Краплинні біофільтри проектуються для повного очищення стічної рідини до  $BPK_{повн} 15$  мг/л при продуктивності станції не більше  $1\ 000\ м^3/добу$ .

Високонавантажені біологічні фільтри проектуються на повну та неповну очистку й використовуються для очисних станцій продуктивністю до  $50\ 000\ м^3/добу$ . При відповідному обґрунтуванні допускається використання їх і для більших очисних станцій.

Використання біологічних фільтрів потребує значного перепаду (до 6 м) відміток рівнів води в первинних і вторинних відстійниках, тому очисні станції з біофільтрами доцільно розміщувати на майданчиках з великими ухилами поверхні (0,02). Оскільки вторинні відстійники після біофільтрів споруджують повністю заглибленими у ґрунт, схеми споруд з біофільтрами можуть виявитися неекономічними в разі розміщення споруд на майданчиках з високим рівнем ґрунтових вод.

Аеротенки різних типів можуть використовуватись для повного ( $BPK_{повн} 15-20$  мг/л) та неповного біологічного очищення стічних вод.

Вибір типу вторинних відстійників здійснюється аналогічно до вибору первинних відстійників залежно від продуктивності станцій та місцевих умов.

Знезаражування стічних вод рідким хлором чи гіпохлоритом натрію має передбачатись на станціях повного та неповного біологічного очищення. Для

змішування стічної води з хлором можуть бути використані змішувачі будь-якого типу.

Очищені стічні води після знезаражування відводяться до місця випуску закритим трубопроводом чи відкритим каналом.

Для зброджування осадів із 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 умовах, можуть бути використані: сушіння на мулових майданчиках і подальше компостування; механічне зневоднення на вакуум-фільтрах, центрифугах та фільтрпресах; термічне сушіння; спалювання. Для осаду, збродженого у термофільних умовах, можливе використання тих самих способів, компостування.

Можливе використання механічного зневоднення для обробки сирого осаду та надлишкового активного мулу. У разі утилізації зневоднених сирих осадів та активного мулу необхідно передбачити дегельмінтизацію [15].

На очисних станціях з аеротенками необхідні споруди для ущільнення надлишкового активного мулу. Як мулоущільнювачі можуть використовуватися спеціальні споруди типу вертикальних та радіальних відстійників.

Транспортування сирого осаду з первинних відстійників здійснюється зазвичай шляхом самопливу до мулової насосної станції, а звідти по напірному трубопроводу у розподільну камеру метантєнків. Зброджений осад шляхом самопливу чи за допомогою насосної станції направляється на мулові майданчики чи на механічне зневоднення. Дренажні стічні води з мулових майданчиків потрібно перекачувати у приймальну камеру очисних споруд.

Надлишковий активний мул може подаватися в мулоущільнювачі з трубопроводу циркуляційного активного мулу. Мулова вода з мулоущільнювачів 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 курсової роботи з вказівками типу й марок використаних споруд та обладнання, їхньої кількості та режимів роботи.

### **3 РОЗРАХУНОК СПОРУД МЕХАНІЧНОЇ ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД**

Після визначення складу споруд приступають до їх розрахунку.

Очисні споруди розраховують за рухом стічної води: приймальна камера, ґрати, піскоуловлювачі, водовимірвальні пристрої, первинні відстійники, аеротенки, вторинні відстійники, змішувач, хлораторна, контактні резервуари. При розрахунку ґрат і піскоуловлювачів спочатку виконують гідравлічний розрахунок підвідних каналів і лотків, оскільки рівень води в лотках входить до розрахунків живого перерізу потоку в ґратах і піскоуловлювачах.

Потім розраховують споруди з обробки осаду: мулоущільнювачі, метантенки, цех механічного зневоднення, мулові майданчики.

Розрахунок усіх споруд, що входять до складу очисної станції, рекомендується виконувати відповідно до **вказівок [6]** на максимально годинний приплив стічних вод за годинами доби згідно з графіком припливу на головну насосну станцію. Спочатку,

зазвичай розраховують споруди для очистки стічних вод (від приймальної камери до випуску очищених стічних вод у водойму), а потім проектують споруди для обробки осадів стічних вод.

При механічному очищенні міських стічних вод затримується до 60 % нерозчинних домішок і на 10–20 % знижується значення БПК<sub>повн.</sub> [6].

### 3.1 Приймальна камера

Для прийняття стічних вод із напірних трубопроводів перед станцією очищення влаштовують приймальну камеру, призначену для гасіння напору. Розміри приймальної камери визначають у залежності від максимально-годинного припливу стічних вод на станцію очищення за даними таблиці А.2 (дод. А).

### 3.2 Решітки

Розрахунок решіток, каналів і лотків для підводу стічних вод до решіток та інших очисних споруд виконують на максимальну і перевіряють на мінімальну (л/с) подачу стічних вод. Решітки влаштовують у окремій будівлі, тут же розміщують дробарки з бункером.

Нижче надається методика розрахунку двох типів решіток: МГ – решітки з механізованими граблями, з шириною прозорів 16 мм; СУ – решітки з шириною прозорів 5,2 мм, на яких затримується у 4–6 разів більше забруднень порівняно з решітками МГ.

#### 3.2.1 Розрахунок каналів і лотків

Попередньо виконують гідравлічний розрахунок каналів на повну максимальну секундну витрату (до будівлі решіток) і лотків на половину витрати (до кожних робочих решіток) (рис. 3.1). Ураховуючи перспективу розвитку очисних споруд, вводять коефіцієнт 1,4. Щоб уникнути замулювання каналів і лотків виконують гідравлічний розрахунок на пропуск мінімальної секундної витрати. Дані з розрахунку підвідних каналів і лотків заносять у таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Гідравлічний розрахунок підвідних каналів і лотків

Розрахункові дані	Витрата, л/с					
	Канал			Лотки		
	$q_{min}$	$q_{max}$	$q_{max} \cdot 1,4$	$0,5 \cdot q_{min}$	$0,5 \cdot q_{max}$	$0,5 \cdot q_{max} \cdot 1,4$
Ширина каналу, $B_k$ , лотка, $B_l$ , мм						
Нахил, $i$						
Наповнення $h$ , м						
Швидкість $v$ , м/с						

Мінімальну розрахункову швидкість неосвітлених стічних вод у підвідних і відвідних каналах і лотках допускається приймати не менше 0,6 м/с. Максимальну – не більше 4 м/с для лотків і каналів, які обладнанні бетонними плитами, проте не більше

1 м/с перед решітками. Значення максимальної швидкості потрібно приймати: при глибині потоку меншій за 0,4 м – із коефіцієнтом 0,85, більшій за 1 м – із коефіцієнтом 1,25 [6, 7].

Розрахункове наповнення каналів і лотків прямокутного перерізу допускається приймати не більше за 0,75 від висоти. Розрахунки виконують за рекомендованими таблицями гідравлічних розрахунків труб і каналів [10].

У цьому розділі наведено методику гідравлічного розрахунку решіток з механізованими граблями типу МГ, які застосовують для вилучення зі стічних вод крупних забруднень із механізованим вивантаженням їх на транспортних пристроях до дробарок.

Розрахунок решіток виконують на максимальний секундний приплив стічних вод ( $\text{м}^3/\text{с}$ ).

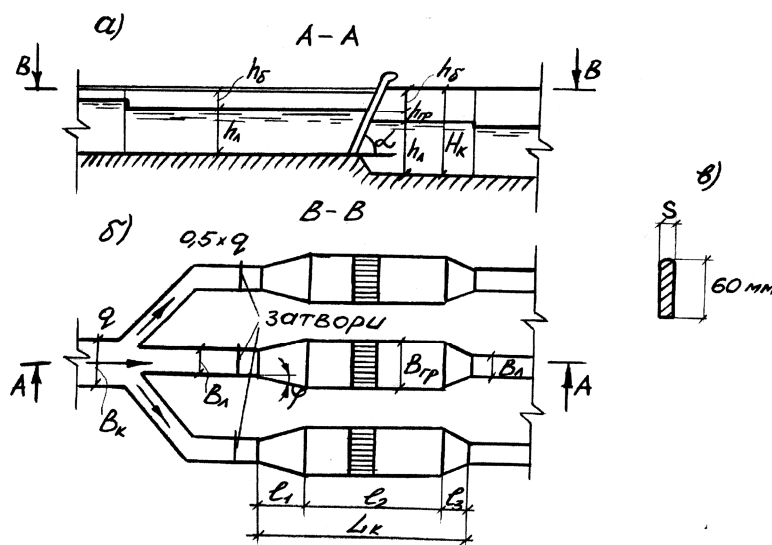


Рисунок 3.1 – Схема влаштування підвідних каналів, лотків і решіток:  
 а) переріз підвідних каналів, лотків і решіток; б) план підвідних каналів, лотків і решіток;  
 в) поперечний переріз стержня решіток типу МГ

### 3.2.2 Розрахунок решіток типу МГ

Механізоване очищення решіток від затриманих забруднень з улаштуванням дробарки для їх подрібнення передбачають при кількості сміття  $0,1 \text{ м}^3/\text{доб}$  і більше. Питома кількість осадів, що затримуються решітками типу МГ при ширині прозорів 16–20 мм, дорівнює 8 л/(мешк. рік).

Решітки влаштовуються в розширеній частині лотка – камері решіток (див. рис. 3.1).

Кількість осадів, що знімаються з обраних решіток:

$$\Omega_{\text{гр}} = \frac{8 \cdot N_c}{1000 \cdot 365}, \text{ м}^3/\text{добу} \quad , \quad (3.1)$$

де  $N_c$  – приведені за завислими речовинами населення.

За таблицею Б.1 (дод. Б) підбирають відповідні для розрахункового випадку типові решітки з механізованим очищенням (якщо  $\Omega_{\text{гр}} > 0,1 \text{ м}^3/\text{добу}$ ).



Ширину камери,  $B_{zp}$ , м, яка дорівнює ширині решіток, обчислюють за формулою:

$$B_{zp} = S \cdot (n - 1) + \epsilon \cdot n, \quad (3.2)$$

де  $S$  – товщина стержня решіток, дорівнює 0,01 м;

$n$  – число прозорів;

$\epsilon$  – ширина прозору, рекомендована 0,016 м.

Швидкість течії води в прозорах решіток типу  $МГ$  при максимальному припливу стічних вод повинна дорівнювати 0,8–1,0 м/с

$$v_{zp} = \frac{q_{\max} \cdot K}{\epsilon \cdot h_l \cdot h}, \quad (3.3)$$

де  $K$  – коефіцієнт, що враховує стиснення потоку граблями, дорівнює 1,05;

$h_l$  – висота шару води перед решітками дорівнює наповненню в лотку.

Швидкість течії перед решітками при мінімальному припливі стічних вод:

$$V_{\min} = \frac{q_{\min}}{B_{zp} \cdot h_l} \text{ м/с.} \quad (3.4)$$

Загальна довжина камери решіток дорівнює сумі довжин усіх елементів камери:

$$L_k = l_1 + l_2 + l_3, \quad (3.5)$$

де  $l_1$  – довжина розширення при вході лотка в камеру, м,

$$l_1 = \frac{B_{zp} - B_l}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi}, \quad (3.6)$$

$\varphi$  – кут розширення, дорівнює  $20^\circ$ ;

$l_2$  – довжина камери решіток, приймається рівною 2,5 м:

$$l_3 = 0,5 \cdot l_1 \quad (3.7)$$

Загальну висоту камери решіток  $H_k$ , м, визначають за формулою:

$$H_k = h_l + h_{zp} + h_{\delta}, \quad (3.8)$$

де  $h_l$  – глибина шару води перед решітками, яка дорівнює наповненню в лотку при максимальному припливі, м;

$h_{zp}$  – втрати напору в решітках, м;

$h_{\delta}$  – висота бортів камери, конструктивно приймають 0, м.

Втрати напору, м, у решітках розраховуємо за формулою:

$$h_{zp} = \frac{3 \cdot \xi \cdot v^2}{2 \cdot g}, \quad (3.9)$$

де  $3$  – коефіцієнт, що враховує засмічення решіток;

$v$  – швидкість руху води в решітках;

$\xi$  – коефіцієнт місцевого опору решіток для прямокутних стержнів, визначаємо за формулою:

$$\xi = 2,42 \cdot (S/\epsilon)^{4/3} \cdot \sin 60^\circ, \quad (3.10)$$

де  $\alpha$  – кут нахилу решіток до горизонту,  $\alpha = 60-80^\circ$ .

У місці влаштування решіток дно камери понижується на висоту, яка дорівнює втраті напору в решітках.

Для подрібнення сміття, що затримується решітками проектуємо дробарки молоткового типу Д-3б, в які подається технічна вода (після первинних або вторинних відстійників) з розрахунку  $40 \text{ м}^3$  на  $1 \text{ т}$  сміття. Вологість подрібненого осаду  $P_{\text{д.п.}}$  становить  $98\text{--}98,5 \%$ , кількість

$$W_{\text{д.п.}} = 40 \cdot \Omega_{\text{сп}} \cdot \rho, \quad (3.11)$$

де  $\rho$  – середня густина сміття, яка дорівнює  $0,75 \text{ т/м}^3$ .

Дроблене сміття направляються в споруди з переробки осадів або в стічну воду перед решітками.

### 3.2.3 Розрахунок решіток типу СУ

Дослідження останніх років призвели до розробки та застосування нової конструкції каналізаційних механізмів решіток типу СУ (рис. 3.2). Стержні решіток СУ виготовляються з нержавіючого профілю, що має в перерізі краплеподібну форму товщиною  $S = 4,8 \text{ мм}$ . Прозори між стержнями дорівнюють  $b = 5,2 \text{ мм}$ , відстань між центрами стержнів –  $10 \text{ мм}$ . Таке конструктивне рішення дає змогу звести до мінімуму гідравлічний опір конструкції, запобігти забрудненню, збільшити затримання їх у 4–6 разів.

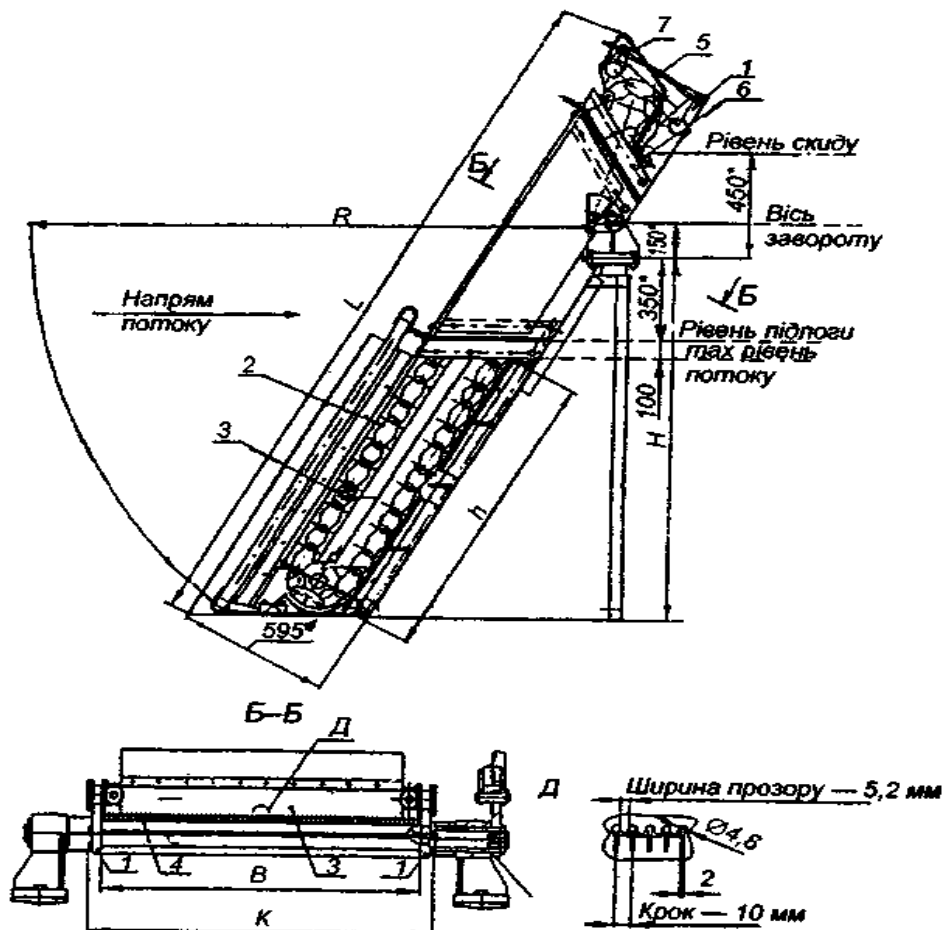


Рисунок 3.2 – Каналізаційні механізовані решітки СУ:

- 1 – поздовжній борт; 2 – замкнені пластинкові ланцюги; 3 – граблини; 4 – стержні краплеподібної форми; 5 – нарізні муфти натягнення ланцюгів; 6 – поперечна плита рами; 7 – скидувач

\*- Постійні розміру до всіх СУ.

При куті нахилу решіток до горизонту  $60^\circ$  втрати напору в решітках не перевищують 0,2 м.

Розрахунок решіток СУ, прийнятих до складу очисних споруд, виконують на максимальну подачу й перевіряють на мінімальну подачу, л/с, стічних вод.

Решітки типу СУ влаштовують у окремій будівлі, тут же розміщують дробарки з бункером. Виготовляють різних типорозмірів залежно від будівельних розмірів підвідних лотків (табл. Б.2, дод. Б).

Визначимо потрібну загальну площу живого перерізу робочих решіток:

$$F = \frac{q_{\max}}{v_{zp}}, \quad (3.12)$$

де  $v_{zp}$  – швидкість руху рідини в прозорах решіток, м/с. У решітках типу СУ з шириною прозорів 0,0052 м швидкість потрібно приймати 0,8–1,5 м/с, що запобігає продавлюванню забруднень через прозори.

За таблицею Б.2 (дод. Б) приймають типові решітки марки СУ і визначають кількість робочих решіток:

$$N = \frac{F}{f}. \quad (3.13)$$

де  $f$  – живий переріз проціджуючого полотна однієї решітки,  $m^2$ .

Виконують перевірку прийнятих параметрів решіток:

ширина решіток  $B_p$ , м, визначається як:

$$B_p = S \cdot (n - 1) + e \cdot n. \quad (3.14)$$

Швидкість рідини, м/с, у прозорах решіток, яка забезпечує рух розрахункової витрати, визначимо з формули постійності витрат:

$$q_{\max} = f \cdot v_p. \quad (3.15)$$

Звідси

$$v_p = \frac{q_{\max} \cdot K}{e \cdot h \cdot n \cdot N}, \quad (3.16)$$

де  $K$  – коефіцієнт, що враховує стиснення потоку граблями, дорівнює 1,05;

$h$  – змочена довжина решіток, яка знаходиться у потоці рідини при розрахунковій витраті та визначається з умови кута нахилу решіток до горизонту, рівному  $60^\circ$ :

$$h = \frac{h_{\max}}{\sin 60^\circ}, \quad (3.17)$$

де  $h_{\max}$  – наповнення в камері решіток, однакове з наповненням у підвідному лотку.

Визначають швидкість стічних вод при мінімальному притоці в розширеній частині каналу перед решітками – камері решіток, яка повинна бути не менша за 0,6 м/с для запобігання замулюванню:

$$V_{\min} = \frac{q_{\min}}{B_k \cdot h_{\min}} \text{ м/с}, \quad (3.18)$$

де  $h_{\min}$  – наповнення в каналі при мінімальному притоці, м.

Втрати напору в решітках визначають за формулою:

$$h = \frac{K \cdot \xi \cdot v_p^2}{2 \cdot g}, \quad (3.19)$$

де  $K$  – коефіцієнт, що враховує збільшення втрат напору в ґратах при забрудненні їх сміттям;

$\xi$  – коефіцієнт місцевого опору решіток:

$$\xi = \beta \cdot (S/\epsilon)^{4/3} \cdot \sin \varphi. \quad (3.20)$$

Значення коефіцієнта місцевого опору  $\beta$  для стержня краплеподібної форми становить:  $\beta = 0,76$ ;  $\varphi$  – кут нахилу решіток до горизонту:  $\varphi = 60^\circ$ .

На величину втрат напору,  $h_p$ , потрібно понизити дно камери за решітками.

Будівельну глибину камери решіток визначаємо за таблицею Б.2 (дод. Б) та рисунком 3.2.

$$H_K^1 = H - 0,35, \text{ м.}$$

Будівельна глибина камери за решітками збільшиться на величину втрат напору  $h_p$ :

$$H_K^2 = H_K^1 + h_p, \text{ м.} \quad (3.21)$$

Визначимо розміри камери решіток у плані:

$$l_1 = \frac{B_K - B_n}{2 \cdot \text{tg} 20^\circ}, \text{ м,} \quad (3.22)$$

$$l_2 = 2,2 \text{ м } (l_2 = R, \text{ рис. 3.2),}$$

$$l_3 = l_1/2, \text{ м.} \quad (3.23)$$

Загальна будівельна довжина камери решіток:

$$L_K = l_1 + l_2 + l_3, \text{ м.} \quad (3.24)$$

Добову витрату осадів, що знімаються з решіток, визначають за формулою:

$$\Omega_{ep} = \frac{\alpha_{ep} \cdot N_c}{1000 \cdot 365}, \quad (3.25)$$

де  $\alpha_{ep}$  – кількість осаду, що затримується решітками СУ з шириною прозорів 0,0052 м;  $\alpha_{ep} = 8 \times (4 \div 6)$  л/(мешк.  $\times$  рік);

$N_c$  – приведене населення за завислими речовинами.

Для подрібнення осадів проектуємо дробарки молоткового типу Д-3б, у які подають технічну воду (після первинних або вторинних відстійників) з розрахунку 40 м<sup>3</sup> на 1 т сміття. Вологість  $P_{д.н.}$  становить 98–98,5 %, кількість:

$$\Omega = 40 \cdot \Omega_{ep} \cdot \rho, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (3.26)$$

де  $\rho$  – середня густина осадів, яка дорівнює 0,75 т/м<sup>3</sup>.

Дроблені осаді направляються в споруди з переробки осадів або у стічну воду перед решітками.

### 3.3 Піскоуловлювачі

Тип піскоуловлювача підбирають відповідно до потужності очисної станції, схеми очищення стічних вод і обробки їх осадів, характеристики завислих речовин, вирішення з компонування споруд на майданчику очисної станції. Так, для станцій потужністю понад 100 м<sup>3</sup>/добу для видалення зі стічних вод важких мінеральних домішок після решіток встановлюють піскоуловлювачі: горизонтальні з прямолінійним рухом води (при витраті від 10 000 м<sup>3</sup>/добу), аеровані (при витраті

понад 20 000 м<sup>3</sup>/добу), з коловим рухом води (при витраті від 1400 до 64 000 м<sup>3</sup>/добу), тангенційні (при витраті до 75 000 м<sup>3</sup>/добу).

Згідно з будівельними нормами [6] на станціях очищення стічних вод треба встановлювати не менше двох робочих піскоуловлювачів або відділень.

#### Горизонтальні піскоуловлювачі

Горизонтальні піскоуловлювачі розраховують на уловлювання піску діаметром 0,2–0,25 мм. При цьому загальна кількість уловленого піску досягає 65–70 %.

Тривалість перебування стічних вод у горизонтальних піскоуловлювачах має бути не менше за 30 с.

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

$$F = \frac{Q}{V \cdot n}, \quad (3.27)$$

де  $Q_{\max \text{сек}}$  – максимальна секундна витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/с;

$V$  – розрахункова швидкість руху води;

$n$  – число відділень.

Швидкість руху стічних вод для горизонтальних піскоуловлювачів приймають 0,3 м/с при максимальному притоці та 0,15 м/с при мінімальному, для аерованих піскоуловлювачів 0,08–0,12 м/с при максимальному притоці.

Виходячи з отриманої площі, визначають розміри поперечного перерізу: ширину  $B$  та робочу глибину  $H$ , яка має бути в межах 0,5–2 м (рис. 3.3).

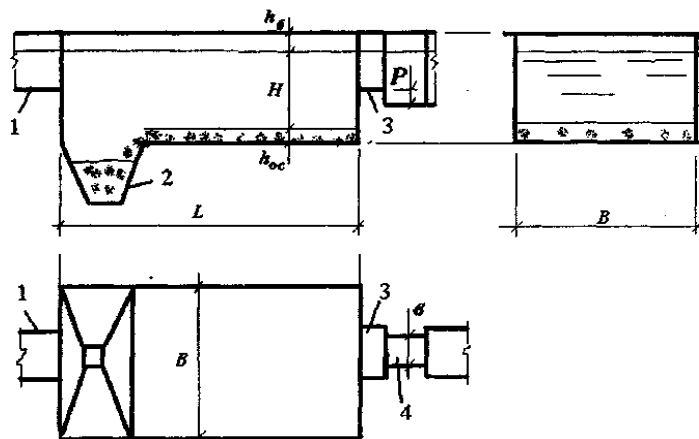


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема горизонтального піскоуловлювача:

1 – підвідний лоток; 2 – приямок для піску; 3 – відвідний лоток; 4 – водозлив

Довжину проточної частини  $L_s$ , м, одного піскоуловлювача визначаємо за формулою:

$$L_s = \frac{1000 \cdot K_s \cdot H_s \cdot v_s}{u_o}, \quad (3.28)$$

де  $K_s$  – коефіцієнт, що враховує вплив турбулентності й нерівномірність розподілення швидкостей води вздовж висоти і ширини споруди (табл. В.1, дод. В);

$H_s$  – розрахункова глибина піскоуловлювача, м, яка дорівнює глибині потоку  $h_n$  у підвідному лотку;

$v_s$  – швидкість руху потоку в піскоуловлювачі;

$u_o$  – гідравлічна крупність піску, мм/с, яка приймається залежно від потрібного діаметра частинок піску, що затримуються.

### Горизонтальні піскоуловлювачі із коловим рухом води

Розрахунок горизонтальних піскоуловлювачів із коловим рухом води (рис. 3.4) здійснюють на максимальну витрату  $q_{max}$ , л/с з перевіркою на пропуск мінімальної витрати  $q_{min}$ , л/с.

Довжина робочої частини кожного піскоуловлювача за формулою (3.27):

Максимальна глибина піскоуловлювача  $H_S \leq 1,2$  м.

Тривалість перебування води в піскоуловлювачі повинна бути 30–60 с.

Тривалість перебування води в піскоуловлювачі при максимальній витраті:

$$t = \frac{L_S}{V_{max}}, \text{ с} \quad (3.29)$$

що відповідає рекомендованим даним.

Площа живого перерізу потоку в кожному піскоуловлювачі:

$$\omega = \frac{q_{max}}{v_s}, \text{ м}^2. \quad (3.30)$$

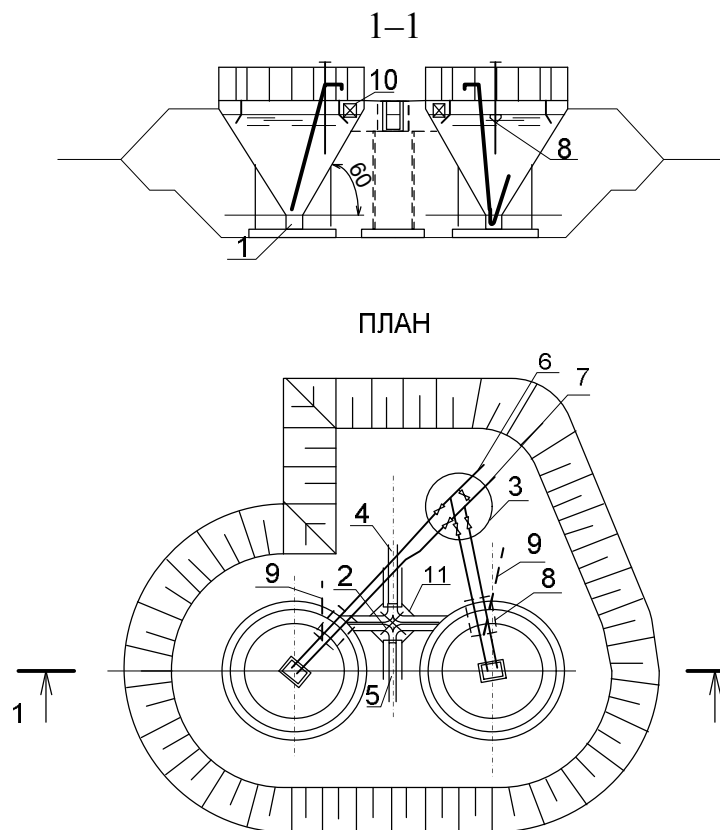


Рисунок 3.4 – Горизонтальний піскоуловлювач з коловим рухом води:  
 1 – гідроелеватор; 2 – щитовий затвор; 3 – камера перемикання; 4 – підвідний лоток;  
 5 – відвідний лоток; 6 – пульпопровід; 7 – трубопровід робочої води;  
 8 – пристрій для збору спливаючих домішок; 9 – трубопровід для відводу спливаючих домішок; 10 – напівзанурений щит; 11 – розподільна камера

Зовнішній діаметр піскоуловлювача:

$$D_s = L_s / \pi + e, \text{ м.} \quad (3.31)$$

Питома кількість піску, затриманого піскоуловлювачем:

$$\Omega_s = \frac{a_c \cdot N_c}{1000}, \text{ м}^3/\text{добу.} \quad (3.32)$$

де  $a_c$  - кількість затриманого осаду, л/добу на 1 мешканця (див. табл. В2, дод. В).

$N_c$  – приведенне населення за завислими речовинами.

Через те, що в піскоуловлювачах з коловим рухом води весь уловлюваний осад провалюється крізь щілину в осадовій частині (рис. 3.4), то питання виведення осаду повністю вирішується завдяки встановленню гідроелеватора в будівлі решіток. Піскова пульпа по трубопроводу направляється в піскові бункери.

Об'єм піскового прямоку  $W_s$  слід приймати не більшим за дводобовий об'єм піску, який випадає, кут нахилу стінок прямоку до горизонту – не меншим за  $60^\circ$ .

$$W_s = \Omega_s \cdot 2, \text{ м}^3. \quad (3.33)$$

### Аеровані піскоуловлювачі

Площу поперечного перерізу аерованих піскоуловлювачів визначають за формулою (3.27), при цьому швидкість руху води приймають 0,08–0,12 м/с [6], таблиця В.2 (дод. В). Розрахункова схема аерованого піскоуловлювача наведена на рисунку 3.5.

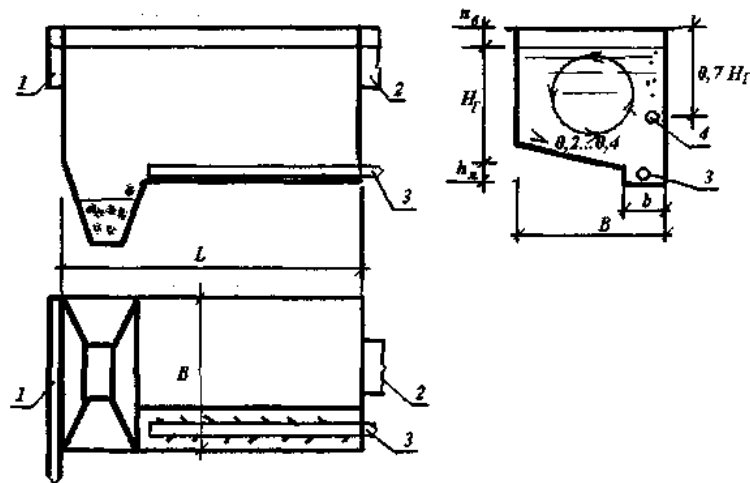


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема аерованого піскоуловлювача:

1 – підвідний лоток; 2 – відвідний лоток; 3 – трубопровід гідрозмиву; 4 – аератор

Розміри типових піскоуловлювачів наведені у таблицях В.3–В.5 (дод. В).

Добову кількість піску, що затримується в піскоуловлювачах, визначають за формулою:

$$\Omega_n = \frac{q_n \cdot N_{36}^{3.P}}{1000} \quad (3.34)$$

де  $q_n$  – кількість піску, що затримується у піскоуловлювачах [6], таблиця В.2 (дод. В);

$N_{36}^{3.P}$  – приведенне число жителів за завислими речовинами.

### 3.4 Піскові бункери

Для відмивання та зневоднення піску при витраті стічних вод  $Q_{\text{сеп.доб.}} \leq 75$  тис. м<sup>3</sup>/добу рекомендується передбачати влаштування бункерів із гідроциклонами, пристосованих для подальшого відвантаження піску в автомашини. Піщана пульпа в об'ємі

$$\Omega_{\text{III}} = \Omega_s \cdot (1 + 0,5), \text{ м}^3/\text{добу} \quad (3.35)$$

надходить у бункери. Об'єм бункерів розраховуємо на 1,5-5 – добове зберігання:

$$W_6 = 5 \cdot \Omega_{\text{III}}, \text{ м}^3. \quad (3.36)$$

Дренажну воду з піскових бункерів належить повертати в канал перед піскоуловлювачами.

### 3.5 Пристрій для вимірювання витрат стічних вод

Найточнішими вимірювальними пристроями для контролю витрати стічної води у відкритих прямокутних каналах є лотки Вентурі (рис. 3.6), які розміщуються між піскоуловлювачами й первинними відстійниками.

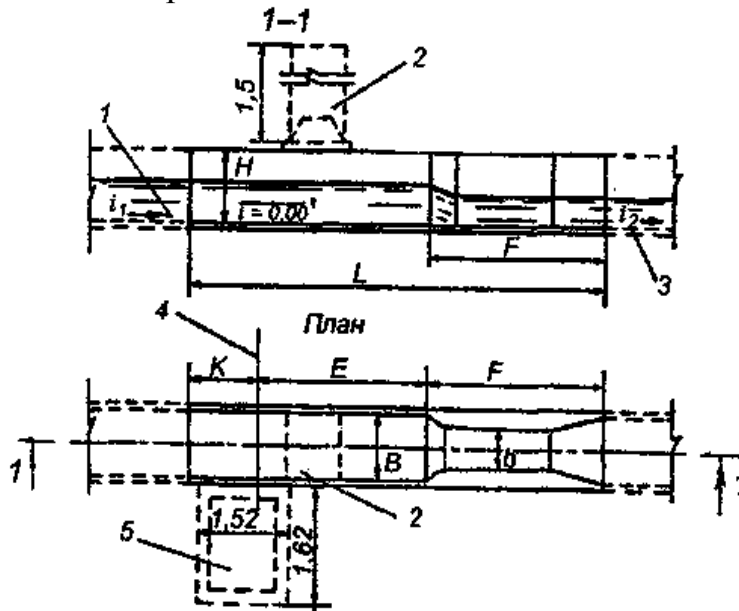


Рисунок 3.6 – Лоток Вентурі для вимірювання витрати води:

- 1 – підвідний лоток; 2 – установка дифманометра в шафі (варіант I);
- 3 – відвідний лоток; 4 – контрольний переріз лотка;
- 5 – установка дифманометра в колодязі (варіант II)

Розміри вимірювальних лотків Вентурі приймають залежно від витрати стічних вод (табл. Д.1, дод. Д).

### 3.6 Розрахунок первинних відстійників

Наводиться методика розрахунку первинних радіальних відстійників, які забезпечують високий ступінь освітлення й застосовуються в широкому діапазоні пропускної здатності.



Первинних відстійників слід мати не менше 2. При мінімальній кількості їхній розрахунковий об'єм необхідно збільшити в 1,2–1,3 рази, тому вигідніший варіант трьох первинних відстійників.

Розрахунок первинних відстійників виконують за кінетикою випадіння завислих речовин з урахуванням необхідного ефекту освітлення.

Потрібний ефект освітлення у відсотках:

$$E = \frac{(C_{en} - C_{cdp}) \cdot 100}{C_{en}}, \quad (3.37)$$

де  $C_{cdp}$  – допустима концентрація завислих речовин у освітлених водах, які подаються на біологічне очищення, не повинна перевищувати 100–150 мг/л;

Розрахункову гідравлічну крупність частинок, які мають бути затримані у відстійниках, мм/с, обчислюють за формулою:

$$u_o = \frac{1000 \cdot K_{set} \cdot H_{set}}{t_{set} \cdot \left( \frac{K_{set} \cdot H_{set}}{h_1} \right)^{n_2}}, \quad (3.38)$$

де  $H_{set}$  – глибина проточної частини у відстійнику, таблиця Г.2 (дод. Г);

$t_{set}$  – тривалість відстоювання, с, відповідна до ефекту освітлення  $E$  й отримана в лабораторному циліндрі в шарі  $h_1 = 500$  мм, для міських стічних вод (дод. Г, табл. Г.1);

$n_2$  – коефіцієнт, який залежить від агломерації зависі в процесі осадження (дод. Г);

Розрахункові схеми відстійників наведені на рисунках 3.7–3.9.

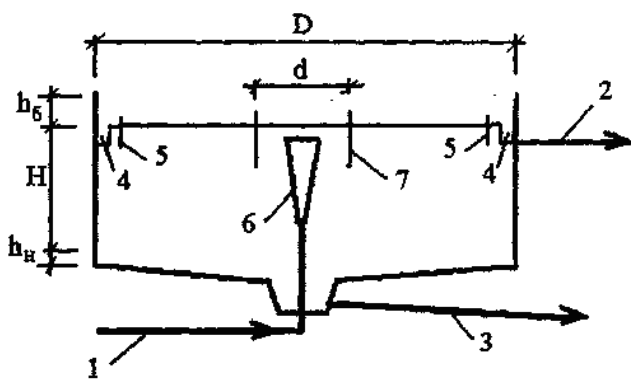


Рисунок 3.7 – Розрахункова схема радіального відстійника:

- 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

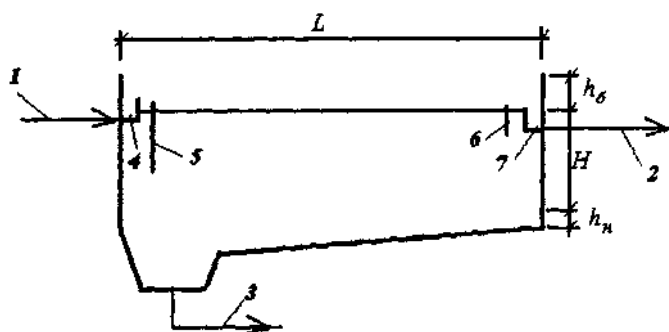


Рисунок 3.8 – Розрахункова схема горизонтального відстійника:

- 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

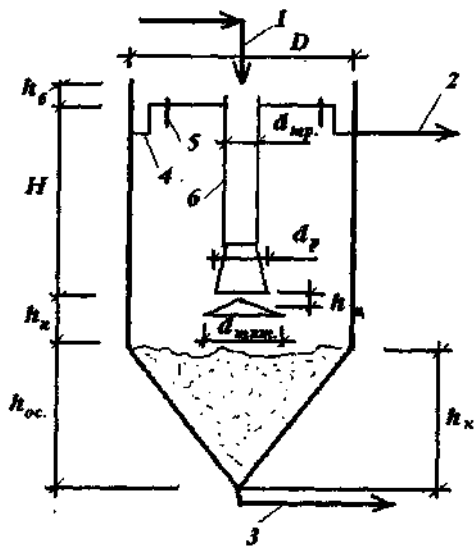


Рисунок 3.9 – Розрахункова схема вертикального відстійника:

1 – підвідний трубопровід; 2 – відведення очищеної води; 3 – випуск осаду; 4 – водозбірний лоток; 5 – перегородка для затримання плаваючих речовин; 6 – центральна труба

Продуктивність одного відстійника залежно від розмірів та типу визначають за формулами:

– горизонтальний:

$$q_{set} = 3,6 K_{set} L_{set} B_{set} (u_0 - v_{tb}), \text{ м}^3/\text{Год} \quad (3.39)$$

– радіальний і вертикальний:

$$q_{set} = 2,8 \cdot K_{set} \cdot (D_{set}^2 - d_{en}^2) \cdot (u_0 - v_{tb}), \quad (3.40)$$

де  $K_{set}$  – коефіцієнт використання об'єму відстійників;

$L_{set}, B_{set}$  – відповідно довжина й ширина секції (відділення) відстійника, м;

$D$  – діаметр радіального або вертикального відстійника, м;

$d_{en}$  – діаметр впускного пристрою радіального відстійника чи центральної труби вертикального відстійника, м;

$u_0$  – гідравлічна крупність частинок, що затримуються, мм/с;

$v_{tb}$  – турбулентна складова, мм/с, приймають залежно від швидкості потоку у відстійнику  $v_{\omega}$ , мм/с:

$v_{\omega}$ , мм/с	5	10	15
$v_{tb}$ , мм/с	0	0,05	0,1

Основні розміри первинних відстійників:

діаметр радіальних відстійників,  $D_{set}$ , м:

$$D_{set} = \sqrt{\frac{4Q}{3,6 \cdot \pi \cdot K_{set} \cdot (u_0 - v_{tb}) \cdot n_{set}}}, \quad (3.41)$$

де  $Q$  – розрахункова витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/год;

$K_{set}$  – коефіцієнт використання об'єму проточної частини відстійника;

$n_{set}$  – кількість первинних відстійників;

довжина горизонтальних відстійників:

$$L_{set} = \frac{v_w \cdot H_{set}}{K_{set} \cdot u_0}. \quad (3.42)$$

При визначенні розмірів відстійників доцільно орієнтуватися на розміри типових споруд (табл. Г.3 і табл. Г.4, дод. Г). При визначенні турбулентної

складової горизонтальну швидкість руху води  $v_w$  для попередніх розрахунків призначають у межах 5–10 мм/с.

Кількість відстійників (секцій) розраховують за максимальною годинною витратою  $Q_{\max \text{ сек}}$  за формулою:

$$N_{\text{відст}} = \frac{Q_{\max \text{ сек}}}{q_{\text{сет}}} \quad (3.43)$$

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 гідравлічну крупність частинок, що затримуються та фактичний ефект очищення  $E_{\phi}$ .

Після визначення  $L_{\text{сет}}$  і  $D_{\text{сет}}$  для радіальних перевіряють фактичну швидкість  $v_{\phi}$  у проточній частині відстійника:

– для радіальних відстійників

$$v_{\phi} = \frac{2 \cdot q_{\text{сет}}}{3,6 \cdot \pi \cdot D_{\text{сет}} \cdot H_{\text{сет}} \cdot K_{\text{сет}}}, \text{ мм/с}, \quad (3.44)$$

– для горизонтальних відстійників

$$v_{\phi} = \frac{q_{\text{сет}}}{3,6 \cdot \pi \cdot H_{\text{сет}} \cdot B_{\text{сет}}} \quad (3.45)$$

Об'єм осаду  $W_{\text{mud}}$ , м<sup>3</sup>/добу, який виділяється при відстоюванні в первинних відстійниках, визначають виходячи з концентрації завислих речовин у воді, яка надходить,  $C_{\text{ен}}$ , і концентрації завислих речовин в освітленій воді,  $C_{\text{сdp}}$ :

$$\Omega_{\text{mud}} = \frac{K \cdot Q_{\text{доб}} \cdot (C_{\text{ен}} - C_{\text{сdp}})}{(100 - P_{\text{mud}}) \cdot \rho_{\text{mud}} \cdot 10^4}, \quad (3.46)$$

де  $K$  – коефіцієнт, що враховує збільшення об'єму осаду за рахунок крупних фракцій, дорівнює 1,1;

$Q_{\text{доб}}$  – середньодобова витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/добу;

$P_{\text{mud}}$  – вологість осаду, що дорівнює 93,5 % при виведенні осаду насосами;

$\rho_{\text{mud}}$  – густина осаду, для спрощення розрахунків, приймають 1,0 г/см<sup>3</sup>.

Механічне очищення призводить до видалення зі стічних вод до 60 % нерозчинених домішок і зниження БПК<sub>повн</sub> на 10–20 %. Отже, на біологічне очищення надходять стічні води з показниками забруднень:

– за завислими речовинами

$$C_{\text{сdp}} = \frac{C_{\text{ен}} \cdot (100 - E)}{100} \quad (3.47)$$

– за БПК<sub>повн</sub>

$$L'_{\text{ен}} = \frac{L'_{\text{ен}} \cdot (100 - E)}{100} \quad (3.48)$$

де  $L'_{\text{ен}}$  – початкове значення БПК<sub>повн</sub> суміші побутових і виробничих стічних вод, визначене за формулою (2.4).

## 4 РОЗРАХУНОК СПОРУД БІОЛОГІЧНОГО ОЧИЩЕННЯ СТІЧНИХ ВОД

Біологічне очищення може бути здійснене у штучно створених умовах (біофільтри, аеротенки) або у природних умовах (поля зрошення, поля фільтрації, біологічні пруди).

### 4.1 Аеротенки-витиснювачі з регенераторами

При БПК<sub>повн</sub> стічних вод, що надходять на очищення до 300 мг/л, доцільно застосовувати аеротенки-витиснювачі, а аеротенки-змішувачі – при БПК<sub>повн</sub> до 1000 мг/л. Аеротенки-витиснювачі без регенераторів рекомендується застосовувати для очищення міських і близьких до них за складом виробничих стічних вод із БПК<sub>повн</sub> не більше 150 мг/л, при БПК<sub>повн</sub> до 300 мг/л – аеротенки-витиснювачі з регенераторами.

Аеротенки розраховуємо на повне біологічне очищення та проектуємо з регенераторами, оскільки БПК<sub>повн</sub> стічної води, що надходить, перевищує 150 мг/л.

У цьому разі доцільно застосувати аеротенки-витиснювачі 2-4-коридорного типу, конструкція яких дає змогу відводити 25–50 % їхнього об'єму під регенератори.

Розрахунок виконуємо у такій послідовності [6, 9].

Визначаємо ступінь рециркуляції або витрату циркулюючого активного мулу в частках від розрахункового припливу стічних вод:

$$R_i = \frac{a_i}{\left(\frac{1000}{J_i} - a_i\right)}, \quad (4.1)$$

де  $a_i$  – доза мулу в аеротенку;

$J_i$  – муловий індекс.

Орієнтовано приймаємо  $a_i = 3$  г/л,  $J_i = 90$  см<sup>3</sup>/г.

Розраховуємо БПК<sub>повн</sub> стічних вод, які надходять у аеротенк-витиснювач, з урахуванням розбавлення циркуляційним мулом за формулою:

$$L_{mix} = \frac{L_{en} + L_{ex} \cdot R_i}{1 + R_i}. \quad (4.2)$$

Визначаємо тривалість перебування стічних вод у самому аеротенку

$$t_{at} = \frac{2,5}{a_i^{0,5}} \cdot \lg \frac{L_{mix}}{L_{ex}}, \text{ ГОД.} \quad (4.3)$$

У коридорах аеротенка забезпечується контакт активного мулу з забрудненнями такої тривалості, якої достатньо тільки для вилучення забруднень з води, що очищується, і яка становить 1,5–2,5 год аерації.

Аерація мулу в регенераторі потребує значно більшої тривалості. Виконуємо попередній підрахунок дози мулу в регенераторі:

$$a_r = a_i \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot R_i} + 1\right) \text{ Г/Л.} \quad (4.4)$$

Питома швидкість окислення, мг/(г×год.), у регенераторі:

$$\rho = \rho_{\max} \cdot \left( L_{ex} \cdot \frac{C_o}{L_{ex} \cdot C_o + K_L \cdot C_o + K_o \cdot L_{ex}} \right) \cdot \frac{1}{1 + \varphi \cdot a_r} \quad (4.5)$$

де  $\rho_{\max}$  – максимальна швидкість окислення,  $\rho_{\max} = 85$  мг/(г×год);

$K_L$  і  $K_o$  – константи, що дорівнюють відповідно 33 і 0,625 мг/л;

$\varphi$  – коефіцієнт інгібування  $\varphi = 0,07$  л/г;

$S$  – зольність мулу  $S = 0,3$  відповідно до вказівок [6];

$C_o$  – концентрація кисню в аеротенку  $C_o = 2$  мг/л.

Тривалість окислення забруднень, год, у системі «аеротенк-регенератор» визначаємо за формулою:

$$t_o = \frac{L_{en} - L_{ex}}{R_i \cdot a_r \cdot (1 - S) \cdot \rho} \quad (4.6)$$

де  $S$  – зольність мулу, дорівнює 0,3.

Період регенерації мулу:

$$t_r = t_o - t_{at}, \text{ год.} \quad (4.7)$$

Тривалість перебування води в системі «аеротенк-регенератор»:

$$t_{im} = (1 + R_i) \cdot t_{at} + R_i \cdot t_r \quad (4.8)$$

Для уточнення мулового індексу визначається середня доза мулу в системі «аеротенк-регенератор»:

$$a_{im} = \frac{(1 + R_i) \cdot t_{at} \cdot a_i + R_i \cdot t_r \cdot a_r}{t_{im}} \quad (4.9)$$

Навантаження на мул  $q_i$ , мг БПК<sub>повн</sub> на 1 г беззольної речовини мулу на добу:

$$q_i = \frac{24 \cdot (L_{en} - L_{ex})}{a_{im} \cdot (1 - S) \cdot t_{im}} \quad (4.10)$$

Якщо муловий індекс  $J_i$ , см<sup>3</sup>/г, визначений за таблицею Е.1 (дод. Е) при навантаженні  $q_i$  мг/(г·доб) значно відрізняється від попередньо прийнятого  $J_i$ , необхідно уточнити ступінь рециркуляції активного мулу за формулою (4.1). Ця величина також відрізняється від попередньо розрахованої, тому потрібне коректування БПК<sub>повн</sub> з урахуванням рециркуляційної витрати  $L_{mix}$  і тривалості перебування стічних вод у аеротенку  $t_{at}$ , які визначаються за формулами (4.2) і (4.3) відповідно. Ступінь рециркуляції не повинна бути меншою ніж 0,3 [6].

Тривалість аерації в усіх випадках не повинна бути меншою за 2 год [6]. Далі необхідно виконати перерахунок дози мулу в регенераторі  $a_r$  за формулою (4.4), питомої швидкості окислення  $\rho$  за формулою (4.5), періоду окислення  $t_o$  за формулою (4.6), тривалості регенерації мулу  $t_r$  і перебування його в системі «аеротенк-регенератор»  $t_{im}$  за формулами (4.7) і (4.8).

Далі знову визначають навантаження на 1 г беззольної речовини активного мулу за (4.10).

Об'єм аеротенка визначаємо за формулою:

$$W_{at} = t_{at} \cdot (1 + R_i) \cdot q_w, \quad (4.11)$$

де  $q_w$  – розрахункове надходження стічних вод у аеротенк, м<sup>3</sup>/год.

Об'єм регенератора:

$$W_r = t_r \cdot R_i \cdot q_w, \text{ м}^3. \quad (4.12)$$

Загальний об'єм аеротенка й регенератора:

$$W = W_{at} + W_r, \text{ м}^3. \quad (4.13)$$

Залежно від частки, яку займає регенератор від загального об'єму зони аерації та регенерації приймають конструкцію аеротенка: одно-, дво- або трикоридорний. Число секцій аеротенків необхідно приймати не менше двох. При продуктивності очисних споруд до 50 000 м<sup>3</sup>/добу секцій рекомендується приймати 4–6, при більшій – 6–8 шт.

Розміри типових аеротенків-витиснювачів наведені у таблиці Е.5 (дод. Е) та літературі [5].

Довжина кожної секції аеротенка:

$$l_{atv} = \frac{W_{at}}{n_{at} \cdot H_{atv} \cdot B_{atv} \cdot m_{at}}, \text{ м}. \quad (4.14)$$

Фактичний час перебування оброблюваної стічної води в системі «аеротенк-регенератор»:

$$t_{\phi} = \frac{W}{q_w}, \text{ год}. \quad (4.15)$$

Далі розраховують систему аерації. В аеротенках-витиснювачах аератори розташовують нерівномірно відповідно до зниження забруднень. Приймаємо пневматичну систему аерації з дрібнобульбашковими аераторами з керамічних фільтросних труб.

Питома витрата повітря, м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>:

$$q_{air} = \frac{q_o \cdot (L_{en} - L_{ex})}{K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_T \cdot (C_a - C_o)}, \quad (4.16)$$

де  $q_o$  – питома витрата кисню повітря, мг на 1 мг знятої БПК<sub>повн</sub>, яку приймають при очищенні до  $L_{ex} = 15-20$  мг/л – 1,1, БПК<sub>повн</sub> більше 20 мг/л –  $q_o = 0,9$ ;

$K_1$  – коефіцієнт, що враховує тип аератора, для середньобульбашкової і низьконапірної аерації приймають  $K_1 = 0,75$ ; для дрібнобульбашкової аерації  $K_1$  залежить від відношення площ зони аерації й аеротенка  $f_{az}/f_{at}$  за таблицею Е.2 (дод. Е).

Для попереднього розрахунку в аеротенку приймають 2 ряди аераторів, які займають у плані смугу шириною приблизно 1,5 м, що відповідає відношенню 0,25 (1,5/6);

$K_2$  – коефіцієнт який залежить від глибини занурення аераторів  $h_a$ , знаходимо за таблицею Е.3 (дод. Е);

$K_3$  – коефіцієнт якості води, для міських стічних вод дорівнює 0,85.

$K_m$  – коефіцієнт, який враховує температуру стічних вод

$$K_T = 1 + 0,02 \cdot (T_w - 20), \quad (4.17)$$

де  $T_w$  – літня температура стічних вод, приймаємо 21 °С;

$C_a$  – розчинність кисню в стічній воді, мг/л

$$C_a = \left(1 + \frac{h_a}{20,6}\right) \cdot C_T, \quad (4.18)$$

де  $C_T$  – розчинність кисню в чистій воді в залежності від температури і атмосферного тиску, приймають за таблицею Е.4 (дод. Е).

$h_a$  – глибина занурення аератора, м.

$C_o$  – середня концентрація кисню в аеротенку, мг/л; у першому наближенні допускається приймати 2 мг/л.

Витрату повітря розраховують на забезпечення потреби в кисні в години максимального припливу рідини в аеротенк

$$Q_{air} = q_w \cdot q_{air}, \text{ м}^3/\text{год.} \quad (4.19)$$

За знайденими значеннями  $q_{air}$  і  $t_{at}$  обчислюють середню інтенсивність аерації:

$$J_a = \frac{q_{air} \cdot H_{at}}{t_{at}}, \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год}). \quad (4.20)$$

Якщо обчислена інтенсивність аерації вища  $J_{a,max}$  для прийнятого значення  $K_1$  необхідно збільшити площу зони аерації (табл. Е.2, дод. Е); якщо менша  $J_{a,min}$  – для прийнятого значення  $K_2$  – потрібно збільшити витрату повітря, прийнявши  $J_{a,min}$  за таблицею Е.3 (дод. Е).

Якщо отримана інтенсивність аерації  $J_{a,mi} < J_a < J_{a,max}$  (табл. Е.2 і табл. Е.3, дод. Е), площа зони аерації та значення інтенсивності аерації залишаються без змін.

На сьогодні найрозповсюдженими є пневматичні аератори – диспергатори повітря. Існує велика кількість пневматичних аераторів і кожен має як певні переваги, так і недоліки. У таблиці Е.6 (дод. Е) наведено порівняльні характеристики аераторів, отримані на основі даних різних виробників [3].

Приймаємо трубчастий аератор «АКВА-ЛАЙН» як найпродуктивніший. Трубчасті аератори складаються з опірною каркаса циліндричної форми й покриття, яке виконує роль диспергатора, з просвітом між ними. Диспергатор АКВА-ЛАЙН виконаний у вигляді циліндричної оболонки з пористого поліетилену, яка забезпечує дрібнобульбашкову аерацію з найбільшою витратою повітря й найбільшою ефективністю створення кисню.

Визначають  $N$ , необхідну кількість аераторів «АКВА-ЛАЙН»:

$$N = \frac{Q_{air}}{Q_{ma}}, \quad (4.21)$$

де  $Q_{air}$  – необхідна розрахункова витрата повітря, м<sup>3</sup>/год,

$Q_{ma}$  – витрата повітря на один аератор, (табл. Е.6, дод. Е).

Уточнюють необхідну кількість аераторів,  $N_{ma}$ , з обрахуванням їхньої продуктивності: 1 м аератора «АКВА-ЛАЙН» забезпечує 3 м<sup>2</sup> площі аеротенка дрібнобульбашковою аерацією. Звідси

$$N_{ma} = \frac{l_{atv} \cdot n_{at} \cdot B_{atv} \cdot m_{at}}{3}. \quad (4.22)$$

Аераторів у регенераторах і на першій половині довжини аеротенків-витиснювачів слід приймати вдвічі більше, ніж на решті довжини аеротенків.

## 4.2 Розрахунок вторинних радіальних відстійників

Багато приймати один тип відстійників для первинного та вторинного відстоювання.

Розрахунок вторинних відстійників виконують за гідравлічними навантаженням, м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>×год), яке визначається [6] за формулою:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot K_{ssa} \cdot H_{set}^{0,8}}{(0,1 \cdot J_i \cdot a_i)^{0,5-0,01 \cdot a_i}}, \quad (4.23)$$

де  $K_{ssa}$  – коефіцієнт використання проточної частини відстійника приймається за табл. Ж.2 (дод. Ж);

$H_{set}$  – глибина проточної частини відстійника, м;

$J_i$  – муловий індекс, см<sup>3</sup>/Г;

$a_i$  – доза активного мулу в аеротенку, прийнята в підрозділі 4.1:  $a_i=3$  г/л;

$a_i$  – винесення завислих речовин з вторинних відстійників; відповідно до розрахунку необхідного ступеня очищення стічних вод і даних таблиці Ж.3 (дод. Ж)  $a_i = C_{ex}$ , мг/л. Тривалість відстоювання у вторинних відстійниках суміші стічних вод і активного мулу дорівнює 2 год.

Потрібна загальна площа  $F_{ssa}$ , вторинних відстійників:

$$F_{ssa} = \frac{q_w \cdot (1 + R_i)}{q_{ssa}}, \quad (4.24)$$

$$n_{ssa} = \frac{4 \cdot F_{ssa}}{\pi \cdot D_{set}^2}. \quad (4.25)$$

Діаметр вторинного відстійника,  $D_{ssa}$ , приймаємо таким, що дорівнює діаметру первинного,  $D_{set}$ , і визначаємо кількість,  $n_{ssa}$ , вторинних відстійників:

$$n_{ssa} = \frac{F_{ssa}}{f_{ssa}}, \quad (4.26)$$

де  $f_{ssa}$  – площа одного вторинного відстійника.

Середня горизонтальна швидкість у вторинних відстійниках не повинна перевищувати 5 мм/с.

Перевіряємо фактичну середню горизонтальну швидкість у проточній частині відстійника в перерізі на половині радіуса:

$$V = \frac{2 \cdot q_w \cdot (1 + R_i)}{3,6 \cdot \pi \cdot D_{ssa} \cdot H_{ssa} \cdot K_{ssa} \cdot n_{ssa}}, \quad (4.27)$$

що не перевищує допустимого значення 5 мм/с, (див. табл. Г.5, дод. Г).

Активний мул, що осів у зоні відстійника, виводиться самопливом під гідростатичним тиском через усмоктувач мулу.

Концентрація активного мулу, що виводиться з вторинних відстійників, дорівнює дозі мулу в регенераторі  $a_r$ .

Приріст активного мулу  $P_i$  за сухою речовиною:

$$P_i = 0,8 \cdot C_{cdp} + K_g \cdot L_{en}, \text{ мг/л} \quad (4.28)$$

де  $C_{cdp}$  – концентрація завислих речовин у стічній воді, яка надходить в аеротенк;

$K_g$  – коефіцієнт приросту, для міських стічних вод дорівнює 0,3;

$L_{en}$  – значення БПК<sub>повн</sub> у стічних водах, які надходять на біологічне очищення.

Об'єм надлишкового активного мулу:

$$\Omega_{\text{мул.надл.}} = \frac{P_i \cdot q_w \cdot 10^2 \cdot 10^{-6}}{100 - P_1} \text{ м}^3/\text{год.} \quad (4.29)$$



Кількість зворотного (циркулюючого) активного мулу становить 0,3 від розрахункової для аеротенків витрати:

$$\Omega_{\text{мул.зв.}} = 0,3 \cdot q_w, \text{ м}^3/\text{ГОД.} \quad (4.30)$$

Висота мулової зони типового вторинного відстійника дорівнює 0,6 м.

Об'єм мулової зони відстійників:

$$W_{\text{мул}} = F_{\text{сса}} \cdot H_{\text{мул}}, \text{ м}^3, \quad (4.31)$$

де  $F_{\text{сса}}$  – загальна площа відстійників.

Тривалість перебування мулу в муловій зоні вторинних відстійників

$$t = \frac{W_{\text{мул}}}{\Omega_{\text{мул.надл.}} + \Omega_{\text{мул.зв.}}}, \text{ ГОД,} \quad (4.32)$$

що відповідає вимозі, при якій місткість мулової зони вторинних відстійників після аеротенків не повинна перевищувати двохдобового перебування в ній осаду.

Розміри відстійників приймають за типовим проектом (табл. Ж.1, дод. Ж).

### Знезараження стічних вод

Найбільше розповсюдження отримало хлорування, тобто введення в стічну воду хлору. Установка для хлорування стічної води включає хлораторну, змішувач, контактні резервуари.

Кількість активного хлору (кг/год), потрібного для дезінфекції стічної води після повного біологічного очищення, з урахуванням можливості збільшення розрахункової дози хлору в 1,5 рази й при дозі активного хлору  $a = 3 \text{ г/м}^3$  [6] визначаємо за формулою:

$$q_{\text{Cl}} = \frac{1,5 \cdot a \cdot q_w}{1000}, \text{ кг/ГОД.} \quad (5.1)$$

Введення хлору в стічну воду здійснюється за допомогою спеціального апарата – хлоратора, продуктивністю  $v_{\text{Cl}}$ , кг/год.

До хлораторної входять: хлордозаторна, насосна, склад і допоміжні приміщення.

Найрозповсюдженіший хлоратор типу «ЛОНИИ» – 100.

За таблицею К.1 (дод. К) підбирають хлораторну заданої продуктивності.

### 5.1 Вибір типу змішувачів

Хлор, що додають до стічної води, повинен бути ретельно перемішаний із нею. З хлораторної хлорна вода по поліетиленових або вінілпластових трубах подається в змішувач зі стічною водою. Для витрат стічних вод більше 1400 і до 280000 м<sup>3</sup>/добу застосовують змішувачі типу «Лоток Паршалья» (табл. И.1, дод. И).

### 5.2 Вибір типа контактних резервуарів

Для успішного процесу знезараження необхідна тривалість контакту стічної рідини з хлорною водою 30 хв [6], після чого кількість остаточного хлору повинна бути не меншою за 1,5 г/м<sup>3</sup>.

Визначаємо тривалість контакту хлору зі стічною водою в резервуарі:

$$t = 30 - \frac{l}{v \cdot 60}, \quad (5.2)$$

де  $l$  – відстань від очисних споруд до місця випуску стічних вод, м;  
 $v$  – швидкість течії стічної води в трубопроводах, м/с.

Робочий об'єм контактних резервуарів:

$$W_{к.р.} = q_w \cdot t, \text{ м}^3. \quad (5.3)$$

Контактні резервуари проектують за типом первинних відстійників без скребачок; число резервуарів – не менше 2. Після підрахунку об'єму підбираються контактні резервуари за типом горизонтальних відстійників.

При швидкості руху стічних вод у контактних резервуарах 10 мм/с [3] довжина резервуара:

$$L = v \cdot t, \text{ м}. \quad (5.4)$$

Площа поперечного перерізу:

$$w = \frac{W_{к.р.}}{L}, \text{ м}^2. \quad (5.5)$$

При глибині  $H$  і ширині кожної секції  $\vartheta$ , кількість секцій

$$n = \frac{w}{\vartheta \cdot H}. \quad (5.6)$$

Кількість осаду:

$$\Omega_{к.р.} = \frac{a \cdot Q_{доб}}{1000}, \quad (5.7)$$

де  $a$  – питома кількість осаду, який випадає в контактних резервуарах, 0,5 л на 1 м<sup>3</sup>.

Вологість осаду – 98 %. Відведення осаду – під гідростатичним напором.

Стічні води, що пройшли повне біологічне очищення й знезараження, з показниками: концентрація завислих речовин  $C_{ex}$ , мг/л, значення БПК<sub>повн</sub>  $L_{ex}$ , мг/л – направляють до водойми та скидають за допомогою берегового випуску [3].

## 6 РОЗРАХУНОК СПОРУД ДЛЯ ОБРОБКИ ОСАДІВ СТІЧНИХ ВОД

### 6.1 Ущільнення надлишкового активного мулу

Для ущільнення надлишкового активного мулу застосовують вертикальні або радіальні мулоущільнювачі гравітаційного типу, які аналогічні конструкціям первинних відстійників.

Після повного біологічного очищення на аеротенках рекомендується застосовувати радіальні мулоущільнювачі. Вертикальні мулоущільнювачі використовуються лише на станціях, які працюють на неповне очищення, де утворюється «важкий» мул. У будь-якому разі число мулоущільнювачів повинно бути не менше двох (робочих). Мулова вода з мулоущільнювачів направляється в аеротенки.

Розрахунок мулоущільнювачів здійснюють на максимальний годинний приплив надлишкового активного мулу, м<sup>3</sup>/год:

$$\Omega_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot q_w}{c}, \quad (6.1)$$

де  $P_{\max} = K_M(P_i - \vartheta)$  – максимальний приріст надлишкового активного мулу, г/м<sup>3</sup>;

$K_M = 1,15 \dots 1,2$  – коефіцієнт місячної нерівномірності,  
 $c$  – концентрація активного мулу,  $\text{г}/\text{м}^3$ , який ущільнюється, дорівнює дозі мулу в регенераторі:  $c = a_r$ ;

$v$  – винесення активного мулу відстійників у водойму,  $v = C_{ex} = 12,91$   $\text{мг}/\text{л}$ .

Корисна площа поперечного перерізу мулоущільнювача:

$$F_i = \frac{\Omega_{\max}}{q_o}, \quad (6.2)$$

де  $q_o$  – розрахункове навантаження на площу дзеркала ущільнювача,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \times \text{год})$ , приймають залежно від концентрації мулу, який надійшов на ущільнення:

– при  $c = 2-3$   $\text{г}/\text{л}$  –  $q_o = 0,5$   $\text{м}^3/(\text{м}^2 \times \text{год})$ ,

– при  $c = 5-8$   $\text{г}/\text{л}$  –  $q_o = 0,3$   $\text{м}^3/(\text{м}^2 \times \text{год})$ .

Число мулоущільнювачів  $n_i$  приймають не меншим за 2.

Діаметр одного мулоущільнювача:

$$D_i = \left( \frac{4 \cdot F_i}{\pi \cdot n_i} \right)^{0,5}, \text{ м.} \quad (6.3)$$

Дані для розрахунку мулоущільнювачів приймають відповідно до будівельних норм [6], таблиця Л.1 (дод. Л).

Висота робочої зони радіального мулоущільнювача, м:

$$H = q_o \cdot t, \text{ м,} \quad (6.4)$$

де  $t$  – тривалість ущільнення, год. (див. табл. Л.1, дод. Л).

Загальна висота ущільнювача, м,

$$H_i = H \cdot h \cdot h_o, \text{ м,} \quad (6.5)$$

де  $h$  – висота зони залягання мулу й розташування мулошкребу або мулососу, м (при обладнанні мулошкребом  $h = 0,3$  м, при обладнанні мулососом  $h = 0,7$  м);

$h_o$  – відстань від рівняння рідини до верху споруди, м ( $h_o = 0,3-0,5$  м).

Ущільнений мул випускається безперервно під гідростатичним напором 0,5–1 м.

Кількість рідини, яка відокремлюється в процесі ущільнення мулу,  $\text{м}^3/\text{год}$ :

$$q_p = \frac{\Omega_{\max} \cdot (P_1 - P_2)}{100 - P_2}, \quad (6.6)$$

де  $P_1$  – вологість мулу, який надходить, %;

$P_2$  – вологість ущільненого мулу при повному біологічному очищенні.

Мулова вода після мулоущільнювачів відправляється в аеротенк.

Максимальний годинний об'єм ущільненого мулу:

$$\Omega_{di} = \frac{\Omega_{\max} \cdot (100 - P_1)}{100 - P_2}, \text{ м}^3/\text{год,} \quad (6.7)$$

середньодобовий об'єм ущільненого мулу:

$$\Omega_{di, \text{доб}} = \frac{\Omega_{\text{доб}} \cdot (100 - P_1)}{100 - P_2}, \text{ м}^3/\text{добу.} \quad (6.8)$$

## 6.2 Знешкодження осадів

### 6.2.1 Розрахунок метантенків

Розрахунок метантенків полягає у визначенні необхідного їхнього об'єму залежно від кількості сирого осаду й надлишкового активного мулу, в обчисленні кількості утвореного газу, а також об'єму газгольдерів, призначених для зберігання газу.

Витрата беззольної сухої речовини сирого осаду  $O_{\text{сух}}$  й активного мулу  $M_{\text{сух}}$ , т/добу, розраховують за такими формулами:

$$O_{\text{сух}} = C_{\text{ен}} \cdot E \cdot K \cdot \frac{Q}{10^6}, \quad (6.9)$$

$$M_{\text{сух}} = n \cdot [0,8 \cdot C_{\text{ен}} \cdot (1 - E) + \alpha \cdot L_{\text{ен}} - \varepsilon] \cdot \frac{Q}{10^6}, \quad (6.10)$$

де  $C_{\text{ен}}$  – початкова концентрація завислих речовин, мг/л;

$E$  – ефект затримання завислих речовин у первинних відстійниках:

$$E = \frac{C_{\text{ен}} - C_{\text{сдп}}}{C_{\text{ен}}}, \quad (6.11)$$

$K$  – коефіцієнт, що враховує збільшення об'єму осаду за рахунок великих фракцій завислих речовин, дорівнює 1,1–1,2;

$Q$  – середній приплив стічних вод на очисну станцію, м<sup>3</sup>/добу;  $n$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність приросту активного мулу, дорівнює 1,15–1,25;

$\alpha = 0,3–0,5$  – коефіцієнт приросту активного мулу;

$n$  – винесення активного мулу з вторинних відстійників у водойму,  $\varepsilon = C_{\text{сх}}$  мг/л;

$L$  – значення БПК<sub>повн</sub> у стічних водах, що надходять на біологічне очищення.

Витрата беззольної речовини осаду  $O_{\text{бз}}$  й надлишкового активного мулу  $M_{\text{бз}}$ , т/добу:

$$O_{\text{бз}} = \frac{O_{\text{сух}} \cdot (100 - B_{\text{Г}}) \cdot (100 - Z_{\text{ос}})}{10^4}, \quad (6.12)$$

$$M_{\text{бз}} = \frac{M_{\text{сух}} \cdot (100 - B'_{\text{Г}}) \cdot (100 - Z_{\text{мул}})}{10^4}, \quad (6.13)$$

де  $B_2$  і  $B'_2$  – гігроскопічна вологість, відповідно, сирого осаду і надлишкового активного мулу дорівнює 5–6 %;

$Z_{\text{ос}}$  і  $Z_{\text{мул}}$  – зольність сухої речовини сирого осаду й надлишкового активного мулу. Дорівнює в середньому відповідно 30 і 25 % [6, 9].

Витрата сирого осаду й надлишкового активного мулу, м<sup>3</sup>/добу:

$$V_{\text{ос}} = \frac{100 \cdot O_{\text{сух}}}{(100 - P_{\text{муд}}) \cdot \rho_{\text{ос}}}, \quad (6.14)$$

$$V_{\text{мул}} = \frac{100 \cdot M_{\text{сух}}}{(100 - P_2) \cdot \rho_{\text{мул}}}, \quad (6.15)$$

де  $P_{\text{муд}}$  – вологість сирого осаду, %;

$P_2$  – вологість ущільненого активного мулу, див. таблицю Л.1 (дод. Л);

$\rho_{\text{ос}}$  і  $\rho_{\text{мул}}$  – густина осаду й активного мулу, дорівнює 1 г/см<sup>3</sup>.

Загальна витрата сирого осаду і надлишкового активного мулу визначається:

$$\text{за сухою речовиною} \quad \Omega_{\text{сух}} = O_{\text{сух}} + M_{\text{сух}}, \text{ т/добу}, \quad (6.16)$$

$$\text{за беззольною речовиною} \quad \Omega_{\text{бз}} = O_{\text{бз}} + M_{\text{бз}}, \text{ т/добу}, \quad (6.17)$$

$$\text{за об'ємом суміші} \quad \Omega_{\text{заг}} = v_{\text{ос}} + v_{\text{мул}}, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (6.18)$$

Середню вологість суміші сирого осаду і активного мулу, %, визначаємо за рівнянням:

$$P_{\text{mt}} = 100 \cdot \left(1 - \Omega_{\text{сух}} / \Omega_{\text{заг}}\right), \% \quad (6.19)$$

Середня зольність абсолютно сухої речовини суміші сирого осаду й активного мулу, %:

$$Z_{\text{сум}} = 100 \cdot \left(1 - \frac{\Omega_{\text{бз}}}{\frac{O_{\text{сух}} \cdot (100 - B_r)}{100} + \frac{M_{\text{сух}} \cdot (100 - B_r')}{100}}\right) \quad (6.20)$$

При виборі режиму зброджування потрібно мати на увазі, що термофільний процес закінчується в два рази швидше мезофільного й забезпечує повну дегельмінтизацію осаду. Але потребує додаткової витрати палива на підігрів метантенків, зброджений осад складніше віддає воду при його збезводненні.

Ураховуючи, що проектом передбачається механічне зневоднення збродженої суміші, приймаємо мезофільний режим зброджування, що дає змогу повністю забезпечити процес теплом, отриманим від спалювання метану.

Таблиця 6.1 – Визначення добової дози завантаження в метантенк осаду  $D_{\text{mt}}$  залежно від середньої вологості суміші  $P_{\text{mt}}$  і режиму зброджування

Режим зброджування	Добова доза завантаження в метантенк осаду $D_{\text{mt}}$ , %, при вологості завантаженого осаду, %, не більше				
	93	94	95	96	97
Мезофільний	7	8	8	9	10
Термофільний	14	16	17	18	19

Об'єм метантенків:

$$W_{\text{mt}} = \frac{\Omega_{\text{заг}} \cdot 100}{D_{\text{mt}}}, \text{ м}^3. \quad (6.21)$$

де  $D_{\text{mt}}$  - добова доза завантаження осаду в метантенк, % (табл. 6.1).

Відповідно до таблиці М.1 (дод. М) приймають типові метантенки.

## 6.2.2 Розрахунок виходу біогазу та розмірів газгольдерів

Процес бродіння осадів у метантенках супроводжується розпадом беззольної речовини з виділенням продуктів розпаду в газ і мулову воду.

Для збирання, зберігання й подальшого використання газу використовують газгольдери.

Розпад беззольної речовини в завантаженому осаді  $R_r$ , %, залежно від дози завантаження  $D_{\text{mt}}$ , %, визначають за формулою [6]:

$$R_r = R_{\text{lim}} - K_r \cdot D_{\text{mt}}, \quad (6.22)$$

де  $R_{lim}$  – межа розпаду, %, яка залежить від його хімічного складу. За відсутності даних про хімічний склад осаду допускається приймати межі розпаду сирого осаду  $a_o = 53$  % й активного мулу  $a_{мул} = 44$  %.

Тоді межа розпаду суміші осаду й активного мулу:

$$R_{lim} = \frac{a_o \cdot O_{\text{бз}} + a_{мул} \cdot M_{\text{бз}}}{\Omega_{\text{бз}}}, \% \quad (6.23)$$

$K_r$  – коефіцієнт залежно від вологості осаду  $P_{mt}$  і режиму зброджування, приймають за таблицею 6.2;

$D_{mt}$  – доза завантаженого осаду, дорівнює 9,7 %.

Таблиця 6.2 – Значення коефіцієнта  $K_r$

Режим зброджування	Значення коефіцієнта $K_r$ при вологості завантаженого осаду, %				
	93	94	95	96	97
Мезофільний	1,05	0,89	0,72	0,56	0,40
Термофільний	0,455	0,385	0,31	0,24	0,17

Кількість газу,  $y$ , отриману при зброджуванні осаду, приймаємо  $1 \text{ м}^3$  на  $1 \text{ кг}$  беззольної речовини, яка розпалася (густина газу прийнята рівною  $1 \text{ г/см}^3$ ).

Сумарна витрата газу:

$$G = y \cdot \Omega_{\text{бз}} \cdot 1000, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (6.25)$$

Для вирівнювання тиску газу в газовій мережі передбачаємо мокрі газгольдери, місткість яких розраховується на 2–4 години виходу газу:

$$W_r = \frac{G \cdot t}{24}, \text{ м}^3 \quad (6.26)$$

За таблицею М.2 (дод. М) підбирають типові газгольдери.

Перевіряють тривалість зберігання газу:

$$t = \frac{W \cdot 24}{G}, \text{ год}. \quad (6.27)$$

У процесі зброджування відбувається розпад беззольних речовин, який призводить до зменшення маси сухої речовини та збільшення вологості осаду. Сумарний об'єм суміші не змінюється.

Знаючи ступінь розпаду  $R_r$ , легко підрахувати масу беззольної речовини в збродженій суміші:

Різниця  $\Omega_{\text{сyx}} - \Omega_{\text{бз}}$  становить собою зольну частину, яка не зазнає змін у процесі зброджування. Тому маса сухої речовини в збродженій суміші:

$$\Omega'_{\text{сyx}} = (\Omega_{\text{сyx}} - \Omega_{\text{бз}}) + \Omega'_{\text{бз}}, \text{ т/добу}, \quad (6.28)$$

$$Z_{\text{сyx}} = 100 - \frac{\Omega'_{\text{бз}} \cdot 10^4}{\Omega'_{\text{сyx}} \cdot (100 - 6)} \quad (6.29)$$

Вологість збродженної суміші дорівнює:

$$P_{mt}^I = 100 - \frac{\Omega'_{\text{сyx}} \cdot 100}{\Omega_{\text{заг}}}, \% \quad (6.30)$$

### 6.2.3 Мулові майданчики

При проектуванні механічного зневоднення осаду необхідно передбачати аварійні мулові майданчики на 20 % від річної кількості осаду [6]. Приймаємо мулові майданчики зі штучною асфальтобетонною основою з дренажем.

Корисна площа мулових майданчиків,  $\text{м}^2$ :

$$S' = \frac{\Omega \cdot 365}{K \cdot k}, \text{м}^2 \quad (6.31)$$

де  $\Omega$  – об'єм осаду, що подається на мулові майданчики,  $\text{м}^3/\text{добу}$ ;

$K$  – навантаження, тобто кількість осаду,  $\text{м}^3$ , який припадає на  $1 \text{ м}^2$  майданчиків за рік,  $\text{м}^3/\text{м}^2$  (табл. Н.1, дод. Н);

$k$  – кліматичний коефіцієнт 1,0 для середньої смуги;

0,2 – коефіцієнт [6], що враховує призначення майданчиків у разі аварії.

Дійсна площа мулових майданчиків (із запасом на розподільчі валики й дороги):

$$S = (1,2 \div 1,4) \cdot S', \text{м}^2 \quad (6.32)$$

Висота шару наморожування,  $\text{м}$ :

$$h_u = \frac{\Omega \cdot 0,2 \cdot t \cdot k_1}{S' \cdot k_2}, \text{м}, \quad (6.33)$$

де  $t$  – період намерзання, [6, 12];

$k_2$  – коефіцієнт, що враховує частину площі під зимове намерзання,  $k_2 = 0,8$ ;

$k_1$  – коефіцієнт, що враховує зменшення об'єму внаслідок зимової фільтрації та випаровування,  $k_1 = 0,75$ .

Кількість підсушеного осаду вологістю 80%, що підлягає вивантаженню з мулових майданчиків за рік:

$$Q_s = \frac{\Omega \cdot 0,2 \cdot 365 \cdot (100 - P_1)}{100 - P_2}, \quad (6.34)$$

де  $P_1$  – вологість осаду, що вивантажується на мулові майданчики, 97,5 %;

$P_2$  – вологість підсушеного осаду 80 %.

Число карт:

$$n = \frac{S}{B \cdot l}, \quad (6.35)$$

де  $B$  – ширина однієї карти,  $\text{м}$ ;

$L$  – довжина однієї карти,  $\text{м}$ .

## 7 КОМПОНУВАННЯ ГЕНПЛАНУ ОЧИСНОЇ СТАНЦІЇ

Компонування генплану очисної станції розпочинається після виконання гідравлічних і технологічних розрахунків і визначення розмірів окремих споруд, їхніх елементів, перерізів, лотків і трубопроводів, що з'єднують споруди між собою. Паралельно з цим складають профіль за напрямком руху води й осадів.

Майданчик для станції очищення стічних вод потрібно вибрати з підвітряного боку для панівних вітрів теплого періоду року відносно житлової забудови й нижче населеного пункту за течією річки. Він повинен за можливості: мати нахил, який забезпечує самопливний рух стічних вод по спорудах і відведення поверхневих вод.

Генеральний план очисної станції складають у масштабі 1:500 або 1:1000. На генеральному плані очисних споруд указують розташування основних і допоміжних споруд, будинків, доріг, комунікацій різного призначення, озеленення території.

На території станції розташовують також котельню, майстерні, насосну, повітродувну станції, склад хлору, прохідну, гараж, адміністративний корпус, лабораторію та ін.

При розміщенні допоміжних споруд у плані потрібно зважати на те, що котельню зручно розмістити у центрі зони обслуговування теплоспоживачів, але не ближче 35 м від метантенків. Склад хлору повинен розміщуватися відповідно до максимальних розривів між ним і найближчими будівлями: від адміністративних та побутових будівель очисної станції не ближче 100 м; від виробничих будівель, у яких постійно знаходиться обслуговуючий персонал – 50 м; від виробничих будівель і споруд, у яких обслуговуючий персонал буває періодично – 30 м.

Генеральний план станції та висотну схему розташування очисних споруд (профілю по воді й осадів) необхідно скласти так, щоб забезпечувався самопливний рух води від однієї споруди до іншої. Рух осадів теж, за можливості, має бути самопливним.

За допомогою місцевих насосних станцій може здійснюватися подача циркулюючого активного мулу в аеротенки з вторинних відстійників, надлишкового активного мулу в мулоущільнювачі, осаду з первинних відстійників, ущільненого надлишкового мулу, осадів із вторинних відстійників, біофільтрів у метантенки.

З мулоущільнювачів ущільнений надлишковий активний мул самопливом направляється в приймальний резервуар насосної станції метантенків.

Розриви між окремими спорудами, (м), при розташуванні їх на місцевості з порівняно незначним нахилом можуть бути прийняті такими:

- між групами однойменних споруд 2–3;
- групами різнойменних споруд 5–10;
- групами попереднього механічного очищення і біофільтрами (враховується насип 1:1) 15–20;
- між спорудами й муловими майданчиками (з урахуванням їх оточування деревами, пристроями для відведення поверхневих вод, під'їзними коліями, що підводять мул комунікаціями тощо) 25–30;
- між спорудами (залежно від їхнього обсягу) 20–50.

При komponуванні генплану очисних споруд необхідно дотримуватися таких положень.

Споруди повинні бути розташовані за можливості компактно. Необхідно домагатися максимального блокування споруд. Віддаленість окремих елементів станції один від одного ускладнює нагляд за ними експлуатаційного персоналу. Адміністративні приміщення, лабораторію необхідно зосередити в одному будинку, насосну станцію циркулюючого активного мулу слід об'єднати з будинком повітродувної станції.

До кожної споруди повинен бути забезпечений вільний під'їзд транспорту (не менше ніж з одного боку) для можливості доставки матеріалів під час ремонту.

На генеральному плані необхідно вказати підсипки та виїмки ґрунту (планування території), а також відкоси насипів і виїмок.



Споруди необхідно розташовувати симетрично, що полегшує рівномірний розподіл стічних вод між окремими спорудами.

Під час компонування генплану рекомендується раціонально використовувати територію з урахуванням перспективного розширення споруд і можливість будівництва їх у різний час (за чергами будівництва).

Повинен бути передбачений рівномірний розподіл стічних вод (за кількістю і якістю) по окремим спорудам та їх групам. Розподіл повинен проводитись автоматично, а не регулюванням шиберами.

Автоматичний розподіл здійснюється за допомогою розподільчих камер з підведенням і відведенням води по трубах або відкритих лотках. При розташуванні окремих споруд усієї станції, тобто при їх компонуванні, необхідно передбачати можливість подальшого розвитку станції.

Котельня повинна бути розташована не ближче за 25–30 м від метантенків відповідно до вимог пожежної безпеки.

Газгольдери повинні розташовуватися на відстані (при місткості газгольдерів менше 1000 м<sup>3</sup>), м:

- від внутрішньомайданчикових доріг – 15;
- виробничих і підсобних будинків – 20;
- складів палива – 35;
- житлових і громадських будинків – 65.

Розрив між сусідніми газгольдерами приймається таким, що дорівнює половині суми їхніх діаметрів.

Приміщення для зберігання рідкого хлору, призначеного для хлорування стічних вод, розташовують у пониженому місці території очисної станції, яке можна було б ізолювати.

Витратний склад хлору повинен бути розташований відповідно до мінімальних розривів між ним і найближчими будівлями, м:

- від житлових і громадських будинків, лабораторій станції – 300;
- адміністративних і побутових будинків – 100;
- виробничих будинків, у яких постійно знаходиться обслуговуючий персонал – 50.

Очисні споруди слід розташовувати за природним ухилом місцевості, але так, щоб забезпечувався самопливний рух води, за можливості без виїмок і насипів, щоб обсяг планувальних робіт був мінімальним. Довжина лотків між спорудами повинна бути найменша, однак з врахуванням можливості використання транспортних засобів.

При розташуванні споруд доцільно з однієї зі сторін прокласти дорогу, що забезпечує під'їзди до споруд, а іншу сторону намагатися залишити вільною для майбутнього розширення станції у разі збільшення продуктивності, а також будівництва за чергами.

Упродовж низової сторони основних очисних споруд з очистки води доцільно розмістити споруди з обробки осадів і допоміжні споруди, пов'язані з обробкою осадів, а також загальноексплуатаційні служби станції (адміністративні, побутові будівлі, майстерні, гаражі, склади, прохідну тощо). До кожної споруди повинен бути забезпечений під'їзд із шириною дороги 3,5 м (односторонній рух) або 5,5 м (двосторонній рух). Радіус повороту доріг приймають 8 м.

Відстані у світу між спорудами можна прийняти: приймальна камера – будівля решіток 2–4 м; будівля решіток – піскоуловлювачі – 2–4 м; піскоуловлювачі – вимірювальний лоток – 15 м; вимірювальний лоток – розподільна чаша відстійників (первинна) – 20 м; відстійники – аеротенки – 15–20 м; аеротенки – вторинні відстійники – 6–7 м; вторинні відстійники – змішувач – 5–10 м; змішувач – контактні резервуари – 3–5 м.

Озеленення здійснюють за периметром очисної станції (уздовж огорожі) у смузі, що дорівнює 10–15 м із відстанню між осями дерев 5–10 м.

Видимі ділянки комунікацій на кресленні позначаються суцільними лініями, а невидимі – пунктирними. Труби позначаються однією лінією, відкриті лотки – двома лініями відповідно до вимог державного стандарту.

Як приклад [4, рис. 15.1] наведений генплан очисних споруд. Із прикладами будови генплану очисної станції також можна ознайомитися в [1, 2].

## 8 ПОБУДОВА ПОВЗДОВЖНЬОГО ПРОФІЛЮ РУХУ СТІЧНИХ ВОД І ОСАДУ

Стічні води на станціях очищення транспортуються переважно самопливом відкритими залізобетонними каналами прямокутного перетину, а на окремих ділянках - по трубах або дюкерам.

Повздовжні профілі руху води й мулу по очисних спорудах проектується з урахуванням можливості взаємного висотного розташування споруд. Профілі – це розгорнуті розрізи по найдовшому шляху руху стічних вод і мулу. Для стічних вод профіль має бути виконаний від приймальної камери до випуску у водойму.

Канали прокладаються з таким розрахунком, що їхні стінки перебувають на 10-15 см вище поверхні землі. Заглиблення напірних труб і дюкерів приймається мінімальним, але не менше 0,7 м до верху труби на тих ділянках, де можливий проїзд транспорту. Заглиблення самопливних труб визначається вертикальним плануванням і також обмежується умовами можливого транспорту (0,7 м до верху).

Для складання профілів спочатку необхідно виконати всі гідравлічні розрахунки, підрахувати гідравлічні втрати при проходженні води через споруди, розвідні лотки та трубопроводи.

Глибина води в каналі, як правило, повинна перебувати в межах 0,4-0,75 м від ширини каналів. Відстань від рівня води до борта каналу зазвичай приймається не менше 0,2-0,3 м.

Сполучення ділянок виконується за рівнем води, а при зменшенні її глибини - по дну каналів, тобто з перепадом.

Зазвичай ухили каналів приймаються близькими до ухилів поверхні землі, але якщо останні настільки великі, що швидкість у каналах перевищує 1,5-2 м/с, необхідно передбачати перепади.

Транспортування води від прийомної камери до дюкера перед розподільною камерою первинних відстійників здійснюється каналами з гідравлічним ухилом  $\geq 0,001$  з дотриманням рекомендованих швидкостей.

При призначенні ухилів каналів виходять із необхідності забезпечити

швидкості не менше мінімальних (табл. 8. 1). За умовами провадження робіт ухили дна каналів не повинні бути менше 0,001-0,0005.

Таблиця 8.1 – Визначення ухилів каналів

Характеристика води	Мінімальна швидкість, м/с
Стічна вода до піскоуловлювачів	0,9
Після піскоуловлювачів до первинних відстійників	0,75
Після первинних відстійників	0,6
Після біологічного очищення до вторинних відстійників	0,75
Після вторинних відстійників	0,5–0,4
На випуску	0,4

Для побудови профілю за рухом води шлях її по комунікаціях і спорудах на генеральному плані розбивають на розрахункові ділянки, границями яких є точки виміру витрати (місця поділу й злиття потоку), зміни поздовжніх ухилів, форми або розмірів перетину каналів або труби, окремі споруди (рис. 8.1). За ділянку приймають відрізок лотка чи труби або цілу споруду, де не відбувається зміна витрати.

Для кожної ділянки визначається розрахункова витрата, що дорівнює розрахунковій продуктивності тих очисних споруд, до яких подається або від яких відводиться вода до даної ділянки, при цьому вводиться підвищувальний коефіцієнт 1,4, який враховує перспективне збільшення навантаження на станцію очищення.

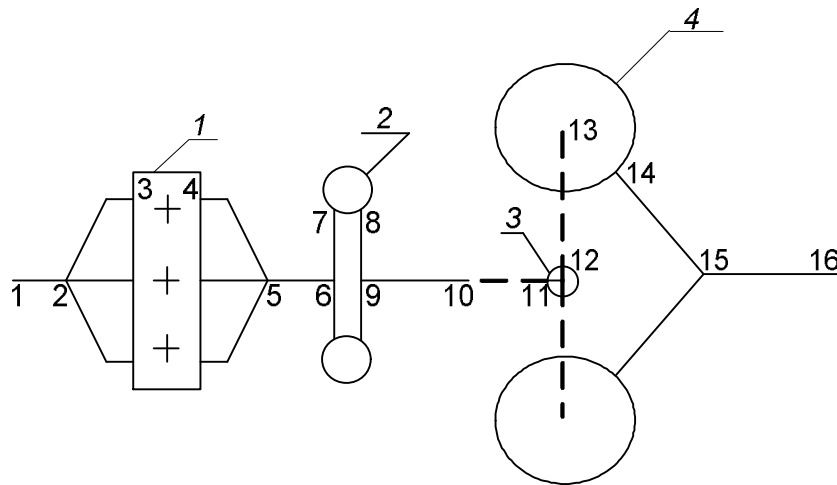


Рисунок 8.1 - Розрахункова схема:

1 – решітка; 2 – піскоуловлювач; 3 – розподільна чаша; 4 – первинний відстійник

Отримані в такий спосіб довжини ділянок відкладають на кресленнях у горизонтальному масштабі, який потрібно прийняти однаковим з масштабом генерального плану очисної станції. У вертикальному напрямку в масштабі 1:100 повинні бути відкладені від умовного обрію відмітки землі на початку та в кінці кожної ділянки. За отриманими точками будують профіль поверхні землі, а на ньому – профіль руху води (висотна схема).

Для самопливного руху стічної води по всіх спорудах станції необхідно, щоб відмітка поверхні води в каналі, що підводить, перевищувала відмітку води у

водоймі при високому обрії на величину, достатню для компенсації усіх втрат напору за шляхом руху води по спорудах з урахуванням запасу 1–1,5 м, необхідного для забезпечення вільного витікання води з оголовка випуску у водойму.

Для визначення висотного розміщення основних споруд враховують розрахункові втрати напору у кожному з них, у каналах та трубопроводах за ходом руху стічних вод, мулу, осадів. Втрати напору в окремих спорудах станції допускається приймати без спеціального розрахунку [4], таблиця 15.2.

Для попередніх розрахунків різницю відміток рівня води перед спорудою і після неї приймають за таблицею 8.2. Орієнтовні втрати напору потрібні для визначення мінімально необхідних позначок рівнів води в спорудах. Мінімальні відмітки споруд визначаються починаючи від випуску стічних вод.

Таблиця 8.2 – Орієнтовні втрати напору в спорудах

Споруди	Втрати напору, см
Решітки	10-25
Піскоуловлювачі, жируловлювачі	10-25
Відстійники:	
горизонтальні	10-25
радіальні	40-60
вертикальні	50-70
Біофільтри зі спринклерною подачею води	H+50
Біофільтри з обертовими зрошувачами	H+50
Аеротенки	50-80
Аеротенки – відстійники	50-80
Барабанні сітки	20-30
Фільтри піщані	H+200
Контактні резервуари	10-30
Умовні позначення: H – висота завантаження.	

Загальна величина втрат напору на очисній станції залежить також від компактності розташування споруд, тобто від величини розриву між ними, а, отже, довжини лотків, що підводять; орієнтовно можна прийняти її при механічному очищенні 6 м, при біохімічних способах очищення – 8 (при аеротенках) і 12 м (при біофільтрах).

На профілі повинні бути вказані позначки: рівнів води в окремих точках, лотків, розвідних каналів, відповідальних точок споруд, поверхні землі до й після планування.

Визначення розмірів каналів і трубопроводів та гідравлічних втрат в них проводиться за максимальною секундною витратою стічних вод з коефіцієнтом 1,4 [6]. Швидкості потоку рекомендується приймати у межах (м/с): для сирової стічної рідини – 0,9–1,0; для води, що пройшла піскоуловлювачі – 0,7–1,0; для освітленої води – 0,6–1,0; для очищеної води 0,5–1,0.

Профіль за рухом стічних вод будують за формою, поданою в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2 - Профіль руху стічних вод

Існуючі відмітки поверхні землі (15 мм)	Приймається за генеральним планом очисних споруд
Проектовані відмітки поверхні землі (15 мм)	
Відмітки поверхні води (15 мм)	Розраховують з урахуванням витрат
Відмітки дна каналу, споруди (15 мм)	Приймають за розрахунковими даними лотків і споруд
Номери точок (10 мм)	Приймають за генеральним планом
Відстані (10 мм)	Залежно від розміщення споруд у плані і беруть за точками, наміченими на плані
Ухил (10 мм)	Приймають за нормами з ухилу припустимих швидкостей у каналі й трубах
Розміри каналів чи труб (15 мм)	З розрахунку
<p><b>Примітка 1.</b> Мінімальну розрахункову швидкість руху біохімічно очищених стічних вод у лотках і трубах допускається приймати 0,6 м/с.</p> <p><b>Примітка 2.</b> Розрахункове наповнення трубопроводів і каналів з поперечним перерізом будь-якої форми слід приймати не більше 0,7 висоти.</p> <p><b>Примітка 3.</b> Найменші ухили трубопроводів і каналів слід приймати залежно від припустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод.</p>	

При розрахунку відкритих каналів приймають відношення глибини потоку до ширини каналу – 0,5–0,75, запас від горизонту води до бортів каналу – 0,2–0,3 м при його ширині до 1 м і 0,3–0,4 при ширині понад 1 м.

Гідравлічний розрахунок каналів та трубопроводів слід здійснювати за таблицями для розрахунку каналізаційних мереж [10].

Побудувавши профіль за рухом стічної води, переходять до побудови профілю за рухом осаду:

1) від первинних відстійників до приймального резервуара насосної станції метантенків для осаду можна проектувати як самопливний, так і напірний трубопровід;

2) активний мул із вторинних відстійників через мулоуцільнювачі також надходить у приймальний резервуар насосної станції метантенків, а після зброджування осад через насосну станцію подається на муловий майданчик або у цех механічного зневоднення осаду.

Із прикладами будови поздовжнього профілю руху стічних вод можна ознайомитися в [1, 2].

### СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Василенко О. А. Водовідведення та очистка стічних вод міста. Курсове і дипломне проектування. Приклади та розрахунки : навч. посібник. / О. А. Василенко, С. М. Елоян, Г. М. Смірнова, І. В. Корінько, Л. О. Василенко, Т. С. Айрапетян. – Київ – Харків, КНУБА, ХНУБА, 2012. – 572 с.

2. Иванов Г. В. Пример расчета очистной канализационной станции города. Биохимическая очистка : учебн. пос. / Г. В. Иванов, Б. Г. Мишуков.– Л. : ЛИСИ, 1983. – 80 с.
3. Водовідведення і очищення стічних вод міста: Навчальний посібник / Г. М. Смірнова, С. М. Епоян, І. В. Корінько та інші. – Харків : Каравела, 2003. – 144 с.
4. Ковальчук В. А. Очистка стічних вод : навчальний посібник / В. А. Ковальчук – Рівне : ВАТ «Рівненська друкарня». – 2003. – 622 с.
5. Ласков Ю. М. Примеры расчетов канализационных очистных сооружений : учебное пособие для вузов / Ю. М. Ласков, Ю. В. Воронов, В. И. Калицун. – М.: Стройиздат, 1987. – 255 с.
6. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування: ДБН В.2.5 – 75: 2013. – Київ : Межрегіон України.
7. Водоотведение и очистка сточных вод : учебник для вузов / С. В. Яковлев, Я. А. Карелин, Ю. М. Ласков, В. И. Калицун. – М.: Стройиздат, 1996. – 591 с.
8. Проектирование сооружений для очистки сточных вод. Справочное пособие к СНиП 2.04.03-85. – М. : Стройиздат, 1990. – 192 с.
9. 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).
10. Лукиных А. А., Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского : справочное пособие / А. А. Лукиных, Н. А. Лукиных. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1987. – 152 с.
11. Яковлев С. В. Водоотведение и очистка сточных вод : учебник для вузов / С. В. Яковлев, Ю. В. Воронов ; под общ. ред. Ю. В. Воронова. – 3-е изд., доп. и перераб. – М. : АСВ, 2004. – 704 с.
12. Гудков А. Г. Механическая очистка сточных вод : учеб. пособие / А. Г. Гудков. – Вологда : ВоГТУ, 2003. – 151 с.
13. Гудков А. Г. Биологическая очистка городских сточных вод : учеб. пособие / А. Г. Гудков. – Вологда : ВоГТУ, 2003 – 127 с.
14. Очистка сточных вод (примеры расчетов) : учебник для высш. и сред. спец. образования по специальности «Водоснабжение и канализация» / [М. П. Лапицкая, Л. И. Зуева, Н. М. Балаескул, Л. В. Кузнецов]. – Минск : Высш. шк., 2007. – 255 с.
15. Туровский И. С. Осадки сточных вод. Обезвоживание и обеззараживание / И. С. Туровский. – М. : ДеЛи принт, 2008. – 376 с.
16. Правила охорони поверхневих вод від забруднення зворотними водами. Затв. Постановою Кабміну України від 25.03.1999. – № 303.

## Додаток А

Таблиця А.1 – Нормативи якості води у водоймі

Види водокористування	Категорія водокористування	Граничнодопустима концентрація (ГДК), мг/л		
		БПК <sub>повн</sub> , LГДК	Збільшення завислих речовин, СГДК	Розчинений кисень, OГДК
Санітарно-побутове:				
питне водопостачання	I	3	0,25	4
культурно-побутове	II	6	0,75	4
Рибогосподарське				
відтворення і збереження цінних порід риб	I	3	0,25	6
інші рибогосподарські цілі	II	3	0,75	6 (улітку) 4 (узимку)

Таблиця А.2 – Розміри приймальних камер очисних споруд при напірному надходженні стічних вод

Витрата стічних вод, м <sup>3</sup> /год.	Розмір, мм			Діаметр напірного трубопроводу при подачі стоків, мм	
	A	B	H	по двох нитках	по одній нитці
100-160	1500	1000	1300	150	150-250
250	1500	1000	1300	150	250
400-630	1500	1000	1300	250	400
1000-1250	2000	2300	2000	250	600
1600-2000	2000	2300	2000	400	700

Примітка: А і В – розміри приймальної камери в плані, Н – висота приймальної камери

## Додаток Б

Таблиця Б1 – Технічні характеристики решіток типу МГ

Пропускна здатність станції, Q, тис. м <sup>3</sup> /добу	Розрахункова витрата, q, м <sup>3</sup> /с	Марка решітки	Розміри каналу B <sub>p</sub> ×H <sub>p</sub> , мм	Кількість			
				решіток робочих (резервних)	прозорів	дробарок Д-3б продуктивністю, кг/год.	
						50 – 100	300 – 600
18	0,29	МГ-7Т q = 0,31 м <sup>3</sup> /с	800×1400	1 (1)	31	1	–
25–35	0,4–0,53	–?-	-->--	2(1)	31	1	–
50	0,72	МГ-11Т q = 0,45 м <sup>3</sup> /с	1000×1600	2 (1)	39	1	–
70	0,96	–?-	-->--	2 (1)	39	1 (1)	1 (1)
100	1,36	МГ-8Т q = 1 м <sup>3</sup> /с	1400×2000	2 (1)	55	–	1 (1)
140	1,87	–?-	-->--	2 (1)	55	–	1 (1)
200	2,68	МГ-6Т q = 1,62 м <sup>3</sup> /с	2000×2000	2 (1)	84	–	1 (1)

Примітка. Пропускна здатність решіток, визначена при швидкості потоку 0,8 м/с

Таблиця Б.2 – Технічні характеристики решіток типу СУ

Типорозмір решіток	Ширина камери решіток $B_k$ , мм	Повна довжина решіток $L$ , мм	Довжина решіток, яка занурена у потік $h$ , мм	Висота до опори валу, $H$ , мм	Ширина проціджуючого полотна решіток $B_p$ , мм	Живий переріз проціджуючого полотна $f$ , м <sup>2</sup>	Кількість прозорів $n$	Радіус звороту решіток $R$ , мм
0590	500	2950	1220	1447	392	0,25	40	2200
0790	700	2950	1220	1447	592	0,38	60	2200
0890	800	2950	1220	1447	692	0,44	70	2200
0914	900	3250	1520	1707	792	0,63	80	2500
1014	1000	3250	1520	1707	892	0,71	90	2500
1018	1000	3850	2120	2227	892	0,99	90	3100
1214	1200	3250	1520	1707	1092	0,87	110	2500
1230	1200	4670	2680	3062	1092	1,53	110	3710
1230 (спарена)	2600	4670	2680	3062	2384	3,34	240	
1521	1510	4150	2420	2452	1392	1,76	140	3400
2018	1810	3850	2120	2192	1692	1,87	170	3100
2021	1810	4150	2420	2452	1692	2,14	170	3400

## Додаток В

Таблиця В.1 – Параметри для розрахунку піскоуловлювачів

Діаметр частинок піску, що затримуються, мм	Гідравлічна крупність $u_0$ , мм/с	Значення $K_s$ залежно від типу піскоуловлювача й відношення $B/H$ (для аерованих піскоуловлювачів)			
		Горизонтальні піскоуловлювачі	Аеровані піскоуловлювачі		
			$B/H=1$	$B/H=1,25$	$B/H=1,5$
0,15	13,2	–	2,62	2,5	2,39
0,2	18,7	1,7	2,43	2,25	2,08
0,25	24,2	1,3	–	–	–

Таблиця В.2 – Технологічні параметри роботи піскоуловлювачів

Тип піскоуловлювачів	Гідравлічна крупність піску, мм/с	Швидкість руху води, м/с		Глибина м	Кількість затриманого осаду, л/добу на 1 мешканця	Вміст піску в осаді, %
		мінімальна	максимальна			
Горизонтальні	18,7–24,2	0,15	0,3	0,5–2	0,02	55–60
Тангенційні	18,7–24,2	–	–	0,5–3	0,02	70–75
Аеровані	13,2–18,7	0,08	0,12	0,7–3,5	0,03	90–97

Таблиця В.3 – Розміри типових піскоуловлювачів з коловим рухом води

Орієнтовна продуктивність м <sup>3</sup> /добу	Діаметр, м	Відстань між центрами піскоуловлювачів, м	Ширина, м	
			кільцевого жолоба	підвідного та відвідного лотків
2700	4,0	6,0; 6,5	0,5; 0,8	0,3
4200				0,3
7000				0,45
10000				0,6
17000	6,0	10,0; 11,0	1,0	0,6
25000			1,4	0,9
40000			1,5	0,9
64000			1,8	1,2



Таблиця В.4 – Розміри типових аерованих піскоуловлювачів

Орієнтовна продуктивність тис. м <sup>3</sup> /добу	Кількість відділень	Розміри відділень, м			Відношення В/Н	Витрата повітря на аерацію, м <sup>3</sup> /год, при інтенсивності 3 м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> год)
		Ширина <i>B</i>	Глибина <i>H</i>	Довжина <i>L</i>		
70	2	3,0	2,1	12	1,34	200
100	3	3,0	2,1	12	1,34	300
140	2	4,5	2,8	18	1,5	460
200	3	4,5	2,8	18	1,5	690
280	4	4,5	2,8	18	1,5	920

Таблиця В.5 – Розміри типових горизонтальних піскоуловлювачів

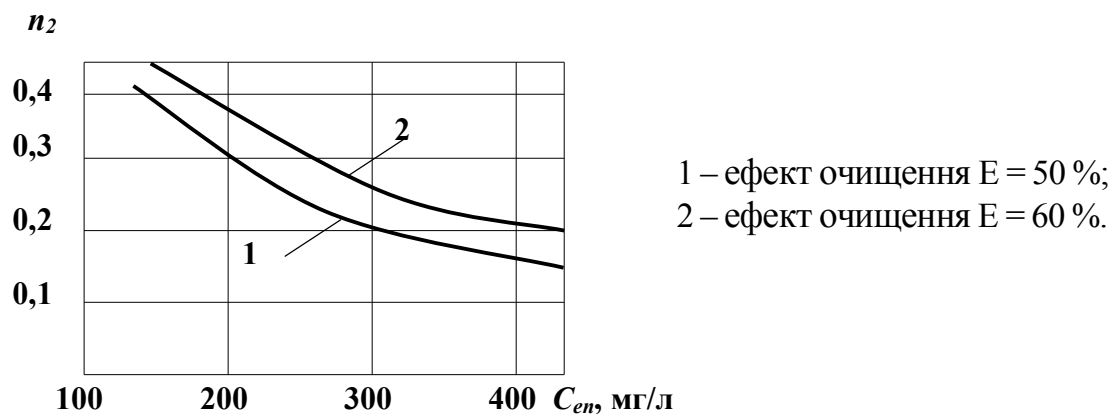
Орієнтовна продуктивність тис. м <sup>3</sup> /добу	Кількість відділень	Розміри відділення, м		
		довжина	ширина	робоча глибина
25	2	9	1,25	0,55
50	2	15	2,8	0,55
70	2	18	3,0	0,58
100	3	18	3,0	0,55
140	2	19	4,5	0,67
200	3	18	4,5	0,65
280	4	18	4,5	0,67

### Додаток Г

Таблиця Г.1 – Тривалість відстоювання  $t_{set}$  залежно від ефекту освітлення  $E$  і концентрації завислих речовин  $C_{en}$

Ефект освітлення $E, \%$	Тривалість відстоювання $t_{set}$ , с, у шарі $h_l=500$ мм при концентрації завислих речовин $C_{en}, \text{мг/л}$			
	100	200	300	400
20	600	300	–	–
30	900	540	320	260
40	1320	650	450	390
50	1900	900	640	450
60	3800	1200	970	680
70	–	3600	2600	1830

Залежність показника ступеня  $n_2$  від вихідної концентрації завислих речовин в міських стічних водах



Таблиця Г.2 – Розрахункові параметри первинних відстійників

Відстійник	$K_{set}$	$H_{set}$ , м	Ширина $B_{set}$ , м	Швидкість робочого потоку $v_{об}$ , мм/с	Ухил дна до мулового напрямку
Горизонтальний	0,5	1,5–4	$2H_{se}-5H_{set}$	5–10	0,005–0,05
Радіальний	0,45	1,5–5	–	5–10	0,005–0,05
Вертикальний	0,35	2,7–3,8	–	–	–

Таблиця Г.3 – Розміри типових радіальних відстійників

Орієнтовна продуктивність $m^3/год$	Діаметр, м		Глибина м	Об'єм зони відстоювання, $m^3$	Примітка
	відстійника	впускного пристрою			
525	18	1,4	3,4	788	первинний
525	18	1,4	3,7	788	вторинний
930	24	1,6	3,4	1400	первинний
930	24	1,6	3,7	1400	вторинний
1460	30	1,8	3,4	2190	первинний
1460	30	1,8	3,7	2190	вторинний
3054	40	2,0	4,0	4580	первинний
3054	40	2,0	4,35	4580	вторинний

Таблиця Г.4 – Розміри типових горизонтальних відстійників

Орієнтовна продуктивність, $m^3/год$	Кількість відділень	Розміри відділення, м			Розрахунковий об'єм, $m^3$
		ширина	довжина	глибина	
1160	4	6	24	3,15	1740
1740	6	6	24	3,15	2610
2130	4	9	30	3,1	3200
3200	6	9	30	3,1	4800
4260	8	9	30	3,1	6400

## Додаток Д

Таблиця Д.1 – Розміри вимірювальних лотків Вентурі залежно від витрати стічних вод [9]

Межа вимірювань витрати стічних вод, $m^3/год$	$B$	$b$	$H$	$E$	$F$	$K$	$L$	$i_1$	$i_2$
25–500	450	296	600	1200	1260	2040	4500	0,002	0,003
60 – 1250	600	377	900	2000	1960	2040	6000	0,0015	0,003
200 – 4000	900	596	1200	3000	2800	2000	7800	0,0015	0,003
250 – 5000	1200	752	1200	3000	3420	1980	8400	0,001	0,002
400 – 8000	1800	1180	1200	3000	4180	2000	9200	0,001	0,002
500 – 10000	2400	1500	1200	3000	5390	2010	10400	0,001	0,002

Умовні позначення:

$B$  – ширина лотка, мм;  $b$  – ширина горловини звуженої частини лотка, мм;  $H$  – глибина лотка, мм;  $E$  – відстань від контрольного перерізу лотка до початку горловини, мм;  $F$  – довжина горловини, мм;  $L = E + F = K$  – загальна довжина вимірювального пристрою, мм;  $i_1$  і  $i_2$  – ухили підвідного й відвідного лотків відносно вимірювального пристрою

### Додаток Е

Таблиця Е.1 – Значення мулового індексу  $J_i$ ,  $\text{см}^3/\text{г}$ , у залежності від навантаження на мул  $q_i$ ,  $\text{мг}/(\text{г}\cdot\text{добу})$ , для міських стічних вод [6]

$q_i$ , $\text{мг}/(\text{г}\cdot\text{добу})$	100	200	300	400	500	600
$J_i$ , $\text{см}^3/\text{г}$	130	100	70	80	95	130

Таблиця Е.2 – Значення коефіцієнта  $K_1$

$F_{az}/f_{at}$	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	2,0	2,12	2,3
$J_{a,max}$ , $\text{м}^3/(\text{м}^2\cdot\text{год})$	5	10	20	30	40	50	75	100

Таблиця Е.3 – Значення коефіцієнта  $K_2$ .

$H_a$ , м	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	3,0	4,0	5,0	6,0
$K_2$	0,4	0,46	0,6	0,8	0,9	1,0	2,08	2,52	2,92	3,3
$J_{a,max}$ , $\text{м}^3/(\text{м}^2\cdot\text{год})$	48	42	38	32	28	24	4	3,5	3	2,5

Таблиця Е.4 – Залежність розчинності кисню, від температури при тиску 760 мм рт.ст.

$T_w$ , °C	$C_T$ , мг/л	$T_w$ , °C	$C_T$ , мг/л
10	11,33	18	9,64
11	11,08	19	9,35
12	10,83	20	9,17
13	10,60	21	8,99
14	10,37	22	8,83
15	10,15	23	8,68
16	9,95	24	8,55
17	9,74	25	8,38

Таблиця Е.6 – Технічні характеристики пневматичних аераторів

Тип аератора	Довжина/діаметр, м	Оптимальна витрата повітря на аератор, $Q_{ma}$ , $\text{м}^3/\text{год}$	SOTE на глибину занурювання 1 м, %	Опір в оптимальному режимі, кПа
АКВАЛАЙН	(1–2)/0,13	14–20	5,9–6,1	1,2–1,6
АКВАПРО	(1–2)/0,13	12–16	5,6–5,8	1,5–2,1
Трубчасті: мембранні	(0,5–1)/(0,06–0,08)	2–10	5,6–7,4	3,5–5,5
керамічні	(0,6–0,8)/0,07	1–6	6,3–6,6	2,0–3,0
Дискові: пористі	–/(0,26–0,29)	2–4	5,8–7,6	2,0–3,0
керамічні	–/(0,17–0,52)	2–8	4,5–7,2	2,5–4,8
мембранні	–/(0,17–0,52)	2–8	4,5–7,2	2,5–4,8
Купольні	–/0,18	0,8–3,4	5,9–8,5	2,0–3,0

Примітка: SOTE – стандартна ефективність перенесення кисню. Для побутових стічних вод  $WWOTE = 0,8 \times SOTE$

Таблиця Е.5 – Основні параметри типових аеротенків-витиснювачів

Ширина коридору $B_{ав}$ , м	Робоча глибина аеротенка $H_{ав}$ , м	Число коридорів $m$	Робочий об'єм однієї секції, м <sup>3</sup> , при довжині, м						Число рядів аераторів від першого коридору до четвертого	Номер типового проекту
			32–42	48–54	60–66	72–78	84–90	96–102		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4,5	3,2	2	1040–1213	1386–1559	1732	–	–	–	2 + 1	902-2-195
		3	1560–1820	2080–2340	2600	–	–	–	2 + 1 + 1	902-2-192
		4	2070–2416	2762–3108	3494–3200	–	–	–	2 + 2 + 1 + 1	901-2-178
4,5	4,4	2	1420–1658	1896–2134	2372	–	–	–	2 + 1	902-2-195
		3	2140–2496	2852–3208	3564	–	–	–	2 + 1 + 1	902-2-192
		4	2850–3325	3800–4275	4750–5225	–	–	–	2 + 2 + 1 + 1	902-2-178
6,0	4,4	2	–	2530–2847	3154–3471	3788	–	–	2 + 2	902-2-196
		3	–	3800–4275	4750–5225	5700	–	–	3 + 2 + 1	902-2-193
		4	–	5700	5334–6968	7602–8230	8870–9504	–	3 + 2 + 2 + 1	902-2-179
6,0	5,0	2	–	2880–3240	3600–3960	4320	–	–	2 + 2	902-2-196
		3	–	4320–4860	5400–5940	6480	–	–	3 + 2 + 1	902-2-193
		4	–	6500	7220	8666–9380	10100	–	3 + 2 + 2 + 1	903-2-179
9,0	4,4	2	–	–	–	6180	6650–7130	7505-7980	3 + 2	902-2-197
		3	–	–	–	9270	9983–10696	11409-12122	3 + 3 + 2	902-2-194
		4	–	–	–	–	13300–14250	15200-16150	3 + 3 + 2 + 2	904-2-180
9,0	5,0	2	–	–	–	7020	7560–8100	8640-9180	3 + 2	902-2-197
		3	–	–	–	10530	11340–12150	12960-13770	3 + 3 + 2	902-2-194
		4	–	–	–	–	15120–16200	17280-18360	3 + 3 + 2 + 2	903-2-180

## Додаток Ж

Таблиця Ж.1 – Основні параметри типових радіальних вторинних відстійників

Типовий проект	Діаметр відстійника $D_{зст}$ , м	Загальна глибина відстійника $H$ , м	Глибина проточної частини відстійника $H_{сет}$ , м	Висота мулової зони, м	Діаметр трубопроводу, мм		Об'єм зони, м <sup>3</sup>		Пропускна здатність за часом відстоювання 1,5 год, м <sup>3</sup> /год
					підвідного	відвідного	мулової	проточної	
902-2-87/76	18	3,7	3,1	0,6	800	500	160	788	525
902-2-89/75	24	3,7	3,1	0,6	1200	700	280	1400	933
902-2-89/75	30	3,7	3,1	0,6	1400	900	440	2190	1460
902-2-90/75	40	4,35	3,65	0,7	2000	1200	915	4580	3053
902-2-90/75	50	5,3	4,60	0,7	2500	1200	1380	9020	5989

Таблиця Ж.2 – Основні параметри різних типів відстійників

Тип відстійника	Коефіцієнт використання об'єму проточної частини відстійників		Глибина проточної частини відстійника $H_{сет}$ , м	Ширина, $B_{сет}$ , м	Нахил днища до мулового прямоку
	Первинного $K_{сса}$	Вторинного $K_{сет}$			
Горизонтальний	0,50	0,45	1,5–4,0	(2–5) Н	0,005–0,05
Радіальний	0,45	0,40	1,5–5,0	-	0,001–0,003
Вертикальний	0,35	0,35	2,7–3,8	-	50° до горизонталі

Таблиця Ж.3 – Винесення завислих речовин з вторинних відстійників залежно від тривалості відстоювання й значення БПК<sub>повн</sub> очищеної води

Тривалість відстоювання, год	Винесення завислих речовин $C_{ex}$ , при БПК <sub>повн</sub> $L_{ex}$ очищеної води, мг/л					
	15	20	25	50	75	100
1	2	3	4	5	6	7
0,75	21	27	33	66	86	100
1	2	3	4	5	6	7
1,0	18	24	29	59	78	93
1,5	15	20	25	51	70	83
2,0	12	16	21	55	63	75

Таблиця Ж.4 – Основні технологічні характеристики вторинних відстійників залежно від ступеня біологічного очищення

Призначення вторинних відстійників	Тривалість відстоювання при максимальному припливі, год	Максимальна швидкість протікання, мм/с
Після аеротенків на неповне очищення при зниженні БПК <sub>повн</sub> до 50 %	0,75	7
Те саме до 80 %	1,0	5
Після аеротенків на повне очищення	2,0	5

## Додаток И

Таблиця И.1 – Основні характеристики лотків Паршала

Пропускна здатність змішувача $Q$ , м <sup>3</sup> /доб	Ширина горловини, мм	Ширина підвідного лотка, м	Загальна довжина змішувача, м	Довжина лотка, м	Втрати напору, м
1400-4200	230	300	7,17	5,85	0,1
4200-7000	230	450	9,47	5,85	0,14
7000-32000	500	600	13,63	6,1	0,2
32000-80000	1000	900	13,97	6,6	0,2
80000-160000	1000	1200	14,97	6,6	0,34
160000-280000	1500	1500	15,3	7,1	0,35

## Додаток К

Таблиця К.1 – Продуктивність хлораторних

Продуктивність хлораторної $v_{cl}$ , кг/год	Місткість складу хлораторної, т	Тара для доставки рідкого хлору
2	1,1	Балони
5	3,6	Балони
12,5	10,0	Контейнери
25	18,0	Контейнери
50	36	Залізничні цистерни з розливом у контейнери на базисних складах
100	42	

## Додаток Л

Таблиця Л.1 – Параметри для розрахунку мулоуцілювачів

Характеристика надлишкового активного мулу	Вологість уцілюненого мулу, $P_2$ , %		Тривалість уцілюнення, $t$ , год		Швидкість руху рідини в відстійній зоні вертикального мулоуцілювача, мм/с
	Мулоуцілювач				
	вертикальний	радіальний	вертикальний	радіальний	
Мулова суміш з аеротенків, працюючих на повне біологічне очищення з концентрацією 1,5–3 г/л	–	97,3	–	5-8	–
Активний мул з вторинних відстійників з концентрацією 4,5–6,5 г/л	98	97,3	10-12	9-11	Не більше 0,1
Активний мул з зони відстоювання аеротенків-відстійників з концентрацією 4,5–6,5 г/л	98	97,0	16	12-15	Те саме
Мулова суміш з аеротенків, працюючих на неповне очищення з концентрацією 1,5–2,5 г/л	95	95,0	3	3	Не більше 0,2

## Додаток М

Таблиця М.1 – Розміри метантенків залежно від корисного об'єму

Діаметр, м	Корисний об'єм одного резервуара, $W_{mt}$ м <sup>3</sup>	Висота, м		
		верхнього конуса	циліндричної частини	нижнього конуса
10	500	1,45	5,0	1,70
12,5	1000	1,90	6,5	2,15
15	1600	2,35	7,5	2,60
17,5	2500	2,20	8,5	3,05
20	4000	2,90	10,6	3,50

Таблиця М.2 – Основні дані й типові проекти газгольдерів

Номер типового проекту	Об'єм газгольдера, $W_r$ , м <sup>3</sup>	Внутрішній діаметр, мм		Висота, мм			Витрата металу, т
		резервуара	купола	газгольдера	резервуара	купола	
7-07-01/66	100	7400	6600	7450	3450	3400	14,0
7-07-02/66	300	9300	8500	12500	5920	6880	25,0
7-07-03/66	600	11480	10680	15400	7390	7610	41,4
7-07-2-5	1000	14500	13700	15400	7390	7610	53,0
7-07-2-6	3000	21050	20250	20100	9800	9900	126,0
7-07-2-7	6000	26900	26100	24200	11750	12050	192,0

## Додаток Н

Таблиця Н.1 – Навантаження осаду на мулові майданчики, м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>×рік)

Характеристика осаду	Мулові майданчики					
	На природній основі	На природній основі з дренажем	На штучній асфальтобетонній основі з дренажем	Каскадні з відстоюванням і поверхневим відводом мулової води, на природній основі	Майданчики-уціплювачі	Майданчики з горизонтальним та вертикальним дренажем
Суміш осадів з первинних відстійників і активного мулу, яка зброджена в мезофільних умовах	1,2	1,5	2,0	1,5	1,5	2,5–3,5
Те ж саме, в термофільних умовах	0,8	1,0	1,5	1,0	1,0	2,0–2,5
Зброджений осад із первинних відстійників і осад із двоярусних відстійників	2,0	2,3	2,5	2,0	2,3	3,0
Аеробно стабілізована суміш активного мулу й осаду з первинних відстійників або стабілізований активний мул	1,2	1,5	2,0	1,5	1,5	2,2–2,5

*Виробничо-практичне видання*

**АЙРАПЕТЯН** Тамара Степанівна

Методичні рекомендації

до виконання курсового проекту

**«КОМПЛЕКС СПОРУД З ОЧИСТКИ СТИЧНИХ ВОД МІСТА»**

*(для студентів 3–5 курсів усіх форм навчання  
напряму 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси) та  
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія  
(освітня програма «Гідротехніка (водні ресурси)»)*

Відповідальний за випуск *К. Б. Сорокіна*

Редактор *В. І. Шалда*

Комп'ютерне верстання *Т. С. Айрапетян*

План 2019, поз. 112 М

---

Підп. до друку 29.08.2019. Формат 60 x 84/16.

Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 3,3.

Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: [rectorat@kname.edu.ua](mailto:rectorat@kname.edu.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.