

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

**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ  
ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ  
«КОМПЛЕКС СПОРУД З ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД МІСТА»**

*(для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня  
за спеціальністю  
194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології)*

**Харків  
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова  
2021**

Методичні рекомендації до виконання курсового проєкту «Комплекс споруд з очистки стічних вод міста» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології) / Т. С. Айрапетян; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 69 с.

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

Рецензент

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

*Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення і очищення вод, протокол № 1 від 27 серпня 2020 р.*

## ЗМІСТ

Вступ .....	4
1 Завдання для виконання курсового проекту .....	5
1.1 Вихідні дані для проєктування .....	5
1.2 Склад і обсяг курсового проєкту .....	5
2 Склад стічних вод. Умови і розрахунок випуску стічних вод у водойми після очищення .....	8
2.1 Визначення витрат стічних вод .....	8
2.2 Визначення концентрацій забруднень .....	9
2.3 Обчислення приведеного числа мешканців .....	9
2.4 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод .....	10
2.4.1 Нормативи якості води водоймища .....	10
2.4.2 Розрахунок коефіцієнта змішування води водойми зі стічними водами .....	10
2.4.3 Визначення необхідного ступеня очищення стічних вод за загальносанітарними показниками шкідливості .....	12
2.4.4 Визначення ступеня очищення за розчиненим у воді киснем .....	13
2.4.5 Вибір методу очищення та схеми очисної станції .....	14
3 Розрахунок споруд механічного очищення стічних вод .....	18
3.1 Приймальна камера .....	19
3.2 Решітки .....	19
3.2.1 Розрахунок каналів і лотків .....	19
3.2.2 Розрахунок решіток типу МГ .....	20
3.2.3 Розрахунок решіток типу СУ .....	22
3.3 Піскоуловлювачі .....	26
3.4 Піскові бункери .....	30
3.5 Пристрій для вимірювання витрат стічних вод .....	30
3.6 Розрахунок первинних відстійників .....	31
4 Розрахунок споруд біологічного очищення стічних вод .....	34
4.1 Аеротенки-витиснювачі з регенераторами .....	34
4.2 Розрахунок вторинних радіальних відстійників .....	39
5 Знезараження стічних вод .....	41
5.1 Вибір типу змішувачів .....	41
5.2 Вибір типу контактних резервуарів .....	42
6 Розрахунок споруд для обробки осаду стічних вод .....	43
6.1 Ущільнення надлишкового активного мулу .....	43
6.2 Знешкодження осадів .....	44
6.2.1 Розрахунок метантенків .....	44
6.2.2 Розрахунок виходу біогазу та розмірів газгольдерів .....	47
6.2.3 Мулові майданчики .....	48
7 Компонування генплану очисної станції .....	49
8 Побудова повздовжнього профілю руху стічних вод і осаду .....	53
Список рекомендованих джерел .....	58
Додатки .....	59

## **ВСТУП**

З метою поглиблення знань студентів з дисципліни «Технологія очистки стічних вод», отримання досвіду самостійної роботи в області розробки та проєктування очисних споруд водовідведення пропонується виконання індивідуального завдання у вигляді курсового проєкту «Комплекс споруд з очистки стічних вод міста».

Виконання курсового проєкту переслідує одночасно кілька освітніх функцій. По-перше, студент більш глибоко та широко розглядає питання щодо технологій очищення стічних вод. По-друге, студент отримує навички самостійної роботи з нормативними документами та літературою. По-третє, він набуває досвід у вирішенні питань проєктування станцій очищення стічних вод, які забезпечать якість очищення відповідно до вимог скиду у водний об'єкт.

Для успішного вирішення завдань захисту та збереження природних водних екосистем фахівці мають вільно володіти інформацією, розуміти процеси, які відбуваються в очисних спорудах станцій водовідведення, вміти обирати технологію очищення стічних вод з урахуванням сучасних тенденцій та наукових розробок у даній галузі; вміти обирати та проєктувати необхідне обладнання, виконувати креслення.

Методичні вказівки містять рекомендації з розрахунку й проєктування каналізаційних очисних споруд населеного пункту (міста, селища); визначення необхідного ступеня очищення стічних вод; вибір складу й типів очисних споруд; розрахунки споруд очисної станції; компонування генерального плану очисної станції; гіdraulічний розрахунок комунікацій і складання поздовжніх профілів за рухом води й осадів.

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 проєкту наведений необхідний додатковий матеріал.

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

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

# **1 ЗАВДАННЯ ДЛЯ ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ**

## **1.1 Вихідні дані для проєктування**

1. Витрати стічних вод від населення.
2. Витрати стічних вод від промислових підприємств, їхня характеристика.
3. Характеристика річки: меженна 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 проєкту**

Курсовий проєкт є самостійним індивідуальним завданням.

Курсовий проєкт складається з пояснівальної записки з технологічними розрахунками всіх споруд, викладену на аркушах формату А4 обсягом 25–30 сторінок і графічної частини.

При виконанні курсового проєкту необхідно відповідно до завдання визначити необхідний ступінь очищення стічних вод, обрати метод очищення, розробити схему очисної станції, виконати технологічний і гідралічний 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 проєктування:*

1. Вихідні дані для проєктування.
2. Прийняті норми проєктування, 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. Обґрутування 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 компонування 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 проєктування, 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 проєкту містить такі креслення:*

– 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 категорій водойми, в яку планується випуск очищених стічних вод, виконують технологічний та гіdraulічний розрахунки очисних споруд із зазначенням їхніх габаритних розмірів.

Після визначення необхідних розмірів очисних споруд виконують тонким олівцем чернетку генплану станції. За цим генпланом виконують гіdraulічний 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 ВИПУСКУ СТІЧНИХ ВОД 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 формулі 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 $Q_{\text{доб}}$ , $\text{м}^3/\text{добу}$	Годинна $Q_{\text{год}}$ , $\text{м}^3/\text{добу}$	Секундна $q$ , $\text{л}/\text{с}$
Побутові: середні максимальні мінімальні	$Q_{\text{доб}}^{\text{поб}}$ (вказана у завданні) — —	$Q_{\text{год}}^{\text{поб}} = Q_{\text{доб}} / 24$ $Q_{\text{год}, \text{маз}}^{\text{поб}} = Q_{\text{год}}^{\text{поб}} \cdot K_{\text{ген. макс}}$ $Q_{\text{год}, \text{мин}}^{\text{поб}} = Q_{\text{год}}^{\text{поб}} \cdot K_{\text{ген. мин}}$	$q_{\text{поб}} = Q_{\text{год}}^{\text{поб}} / 3,6$ $q_{\text{маз}} = q_{\text{поб}} \cdot K_{\text{ген. макс}}$ $q_{\text{мин}} = q_{\text{поб}} \cdot K_{\text{ген. мин}}$
Виробничі	$Q_{\text{доб}}^{\text{пп}}$ (вказана у завданні)	$Q_{\text{год}}^{\text{пп}} = Q_{\text{доб}}^{\text{пп}} / 24$	$q^{\text{пп}} = Q_{\text{год}}^{\text{пп}} / 3,6$
Сумарні: середні максимальні мінімальні	$Q_{\text{доб}} = Q_{\text{доб}}^{\text{поб}} + Q_{\text{доб}}^{\text{пп}}$ — —	$Q_{\text{год}} = Q_{\text{год}}^{\text{поб}} + Q_{\text{год}}^{\text{пп}}$ $Q_{\text{год}, \text{макс}} = Q_{\text{год}, \text{макс}}^{\text{поб}} + Q_{\text{год}, \text{макс}}^{\text{пп}}$ $Q_{\text{год}, \text{мин}} = Q_{\text{год}, \text{мин}}^{\text{поб}} + Q_{\text{год}, \text{мин}}^{\text{пп}}$	$q = q^{\text{поб}} + q^{\text{пп}}$ $q_{\text{макс}} = q_{\text{макс}}^{\text{поб}} + q_{\text{макс}}^{\text{пп}}$ $q_{\text{мин}} = q_{\text{мин}}^{\text{поб}} + q_{\text{мин}}^{\text{пп}}$

де  $K_{\text{ген. макс}}$  і  $K_{\text{ген. мин}}$  – максимальні та мінімальні загальні коефіцієнти нерівномірності, що визначаються залежно від середньої секундної добової витрати  $q_{\text{поб}}$ ,  $\text{л}/\text{с}$ , 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, $\text{л}/\text{с}$								
	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  $C^{no\delta}$ , мг/л, й органічними забрудненнями, які виражаються їх еквівалентом БПК<sub>пован</sub>  $L^{no\delta}$ , мг/л, визначають виходячи з питомого водовідведення:

$$C^{no\delta} = a_c \cdot 1000 / n \quad (2.1)$$

$$L^{no\delta} = a_L \cdot 1000 / n, \quad (2.2)$$

де  $a_c$  – питома кількість завислих речовин, яка дорівнює 65 г/добу на 1 мешканця;

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

$n$  – питоме 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 завислими речовинам:

$$C_{en} = \frac{C^{no\delta} \cdot Q^{no\delta} + C^{nn} \cdot Q^{nn}}{Q^{no\delta} + Q^{nn}}, \quad (2.3)$$

– за БПК<sub>пован</sub>:

$$L'_{en} = \frac{L^{no\delta} \cdot Q^{no\delta} + L^{nn} \cdot Q^{nn}}{Q^{no\delta} + Q^{nn}}, \quad (2.4)$$

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

$Q^{no\delta}$ ,  $Q^{nn}$  – середньодобові витрати побутових і виробничих стічних вод, м<sup>3</sup>/доб.

## 2.3 Обчислення приведеного числа мешканців

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

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

$$N = N_p + N^{ек\theta}, \quad (2.6)$$

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

Еквівалентне населення:

- за завислими речовинами:

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

- за БПК<sub>повн</sub>:

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

Приведене населення:

- за завислими речовинами:

$$N_c = N_P + N_c^{ек\&} \text{ мешк.;} \quad (2.9)$$

- за БПК<sub>повн</sub>:

$$N_L = N_P + N_L^{ек\&}, \text{ мешк.} \quad (2.10)$$

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 очищенні стічні води, встановлюються залежно від виду використання (категорії) цих водоймищ [16]. Деякі необхідні для курсового проєктування 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

#### зі 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. Карапетова:

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

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,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$q$  – середньо секундна витрата стічних вод,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$a$  – коефіцієнт, що враховує гіdraulічні 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,  $\text{m}/\text{s}$ ;

$H_p$  – 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 та культурно-побутового водокористування контрольний створ знаходиться вище пункту водокористування за течією річки на відстані 1000 м до водозaborу.

На рисунку 1.1 наведено схему ділянки ріки, де здійснюється змішування стічних вод з водою водойми.

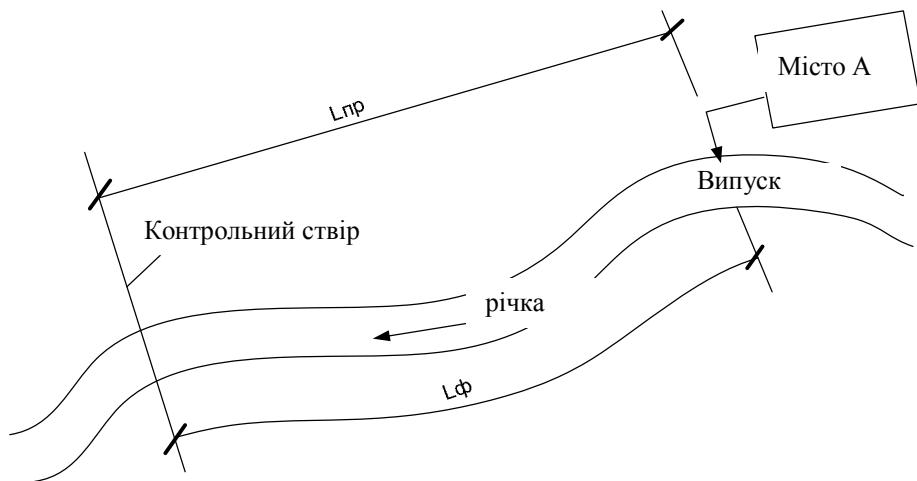


Рисунок 1.1 – Схема ділянки ріки, де здійснюється змішування стічних вод з водою водоїмами:

$L_{pr}$  – відстань по прямій;  $L_f$  – 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 водоїму, виконують за вмістом завислих речовин, за споживанням стічними водами розчиненого кисню, за допустимою величиною БПК<sub>попн</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 водоїми до спуску стічних вод, мг/л;

$\gamma$  – коефіцієнт змішування;

$Q_p$  – витрата води в водоймі,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$q$  – середньодобова витрата стічних вод,  $\text{м}^3/\text{с}$ .

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 дібах, 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 доз 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 підвищеннем 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

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

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 проєктуванні очисних споруд передбачають влаштування пристройів: 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.

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.

Крапельні біофільтри проектируються для повного очищення стічної рідини до БПК<sub>повн</sub> 15 мг/л при продуктивності станції не більше 1 000 м<sup>3</sup>/добу.

Високонавантажувані біологічні фільтри проектируються на повну та неповну очистку й використовуються для очисних станцій продуктивністю до 50 000 м<sup>3</sup>/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 ґрутових вод.

Аеротенки різних типів можуть використовуватись для повного (БПК<sub>повн</sub> – 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 сиріх осадів та активного мулу необхідно передбачити дегельмінтизацію [15].

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

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

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

Прийнята технологічна схема очистки стічних вод і обробки осадів повинна бути описана у пояснівальній записці до курсової роботи з вказівками типу й марок використаних споруд та обладнання, їхньої кількості та режимів роботи.

### **3 РОЗРАХУНОК СПОРУД МЕХАНІЧНОГО ОЧИЩЕННЯ СТІЧНИХ ВОД**

Після визначення складу споруд приступають до їх розрахунку.

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

Потім розраховують споруди з обробки осаду: мuloущільнювачі, метантенки, цех механічного зневоднення, молові майданчики.

Розрахунок усіх споруд, що входять до складу очисної станції, рекомендується виконувати відповідно до вказівок [6] на максимальногодинний 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 проєктують 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 гіdraulічний 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 гіdraulічний розрахунок на пропуск мінімальної секундної витрати. Дані з розрахунку підвідних каналів і лотків заносять у таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Гіdraulічний розрахунок підвідних каналів і лотків

Розрахункові дані	Витрата, л/с					
	Канал			Лотки		
	q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	q <sub>max</sub> · 1,4	0,5 · q <sub>mi</sub> <sub>n</sub>	0,5 · q <sub>max</sub>	0,5 · q <sub>max</sub> · 1,4
Ширина каналу, B <sub>к</sub> , лотка, B <sub>л</sub> , 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 обладнані 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].

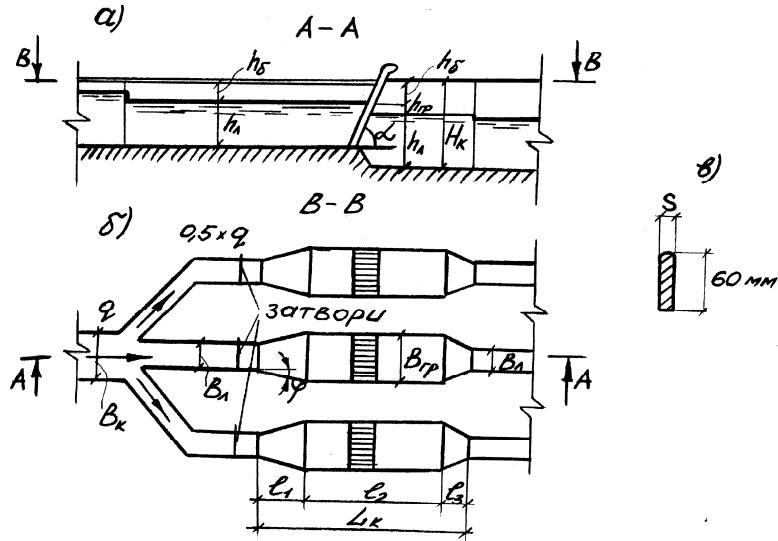


Рисунок 3.1 – Схема влаштування підвідних каналів, лотків і решіток:  
а) переріз підвідних каналів, лотків і решіток; б) план підвідних каналів, лотків і решіток; в) поперечний переріз стержня решіток типу МГ

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

У цьому розділі наведено методику гідралічного розрахунку решіток з механізованими граблинами 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 ( $\text{м}^3/\text{с}$ ).

### 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 (рис. 3.1).

Кількість осадів, що знімаються з обраних решіток:

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

де  $N_c$  – приведене за завислими речовинами населення.

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

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

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

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

$n$  – число прозорів;

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

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

$$v_{ep} = \frac{q_{\max} \cdot K}{\varepsilon \cdot h_{\lambda} \cdot h}, \quad (3.3)$$

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

$h_{\lambda}$  – висота шару води перед решітками дорівнює наповненню в лотку.

Швидкість течії перед решітками при мінімальному припливі стічних вод:

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

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,

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

$\varphi$  – 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:

$$H_k = h_{\lambda} + h_{ep} + h_{\sigma}, \quad (3.8)$$

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

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

$h_b$  – висота бортів камери, конструктивно приймають 0, м.

Втрати напору, м, у решітках розраховуємо за формулою:

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

де 3 – коефіцієнт, що враховує засмічення решіток;

$v$  – швидкість руху води в решітках;

$\xi$  – коефіцієнт місцевого опору решіток для прямоугольних 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,  $\alpha = 60\text{--}80^\circ$ .

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

Для подрібнення сміття, що затримується решітками проєктуємо дробарки молоткового типу Д-3б, в які подається технічна вода (після первинних або вторинних відстійників) з розрахунку 40 м<sup>3</sup> на 1 т сміття. Вологість подрібненого осаду  $P_{d.n.}$  становить 98–98,5 %, кількість

$$W_{d.n.} = 40 \cdot \Omega_{ep} \cdot \rho, \quad (3.11)$$

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

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

### 3.2.3 Розрахунок решіток типу СУ

Дослідження останніх років привели 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  $S = 4,8$  мм. Прозори між стержнями дорівнюють  $\vartheta = 5,2$  мм, відстань між центрами стержнів – 10 мм. Таке конструктивне рішення дає змогу звести до мінімуму гіdraulічний опір конструкції, запобігти забрудненню, збільшити затримання їх у 4–6 разів.

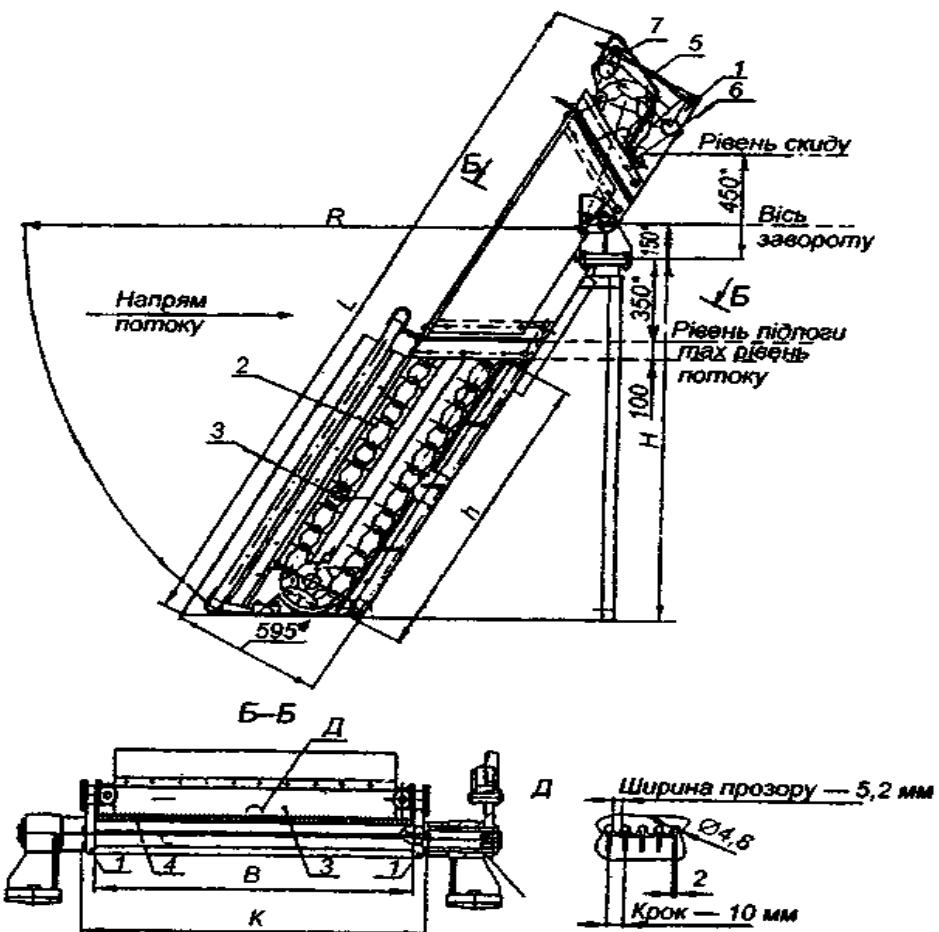


Рисунок 3.2 – Каналізаційні механізовані решітки СУ:

1 – поздовжній борт; 2 – замкнені пластинкові ланцюги; 3 – граблини; 4 – стержні краплеподібної форми; 5 – нарізні муфти натягнення ланцюгів;

*6 – попречна 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 площину живого перерізу робочих решіток:

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

де  $v_{ep}$  – швидкість руху рідини в прозорах решіток, м/с. У решітках типу СУ з ширинами 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 проціджаючого полотна однієї решітки, м<sup>2</sup>.

Виконують перевірку прийнятих параметрів решіток:

ширина решіток  $B_{ep}$ , м, визначається як:

$$B_{ep} = S \cdot (n - 1) + \varepsilon \cdot n. \quad (3.14)$$

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

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

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°:

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

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 гратах 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:  $\varphi = 60^0$ .

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:

$$l_1 = \frac{B_{\kappa} - B_{\lambda}}{2 \cdot \operatorname{tg} 20^o} \text{ м,} \quad (3.22)$$

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

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

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 ширинами 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 проєктуємо 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  $P_{\text{д.н.}}$  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 осади 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 1 400 до 64 000 м<sup>3</sup>/добу), тангенціальні (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 віддіlenь.

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

$V$  – розрахункова швидкість руху води;

$n$  – число віддіlenь.

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

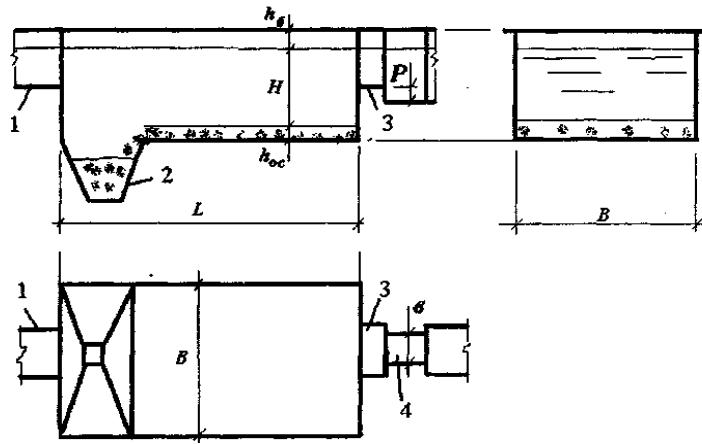


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема горизонтального піскоуловлювача:  
1 – підвідний лоток; 2 – приямок для піску; 3 – відвідний лоток; 4 – водозлив

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  $h_s$  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:

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

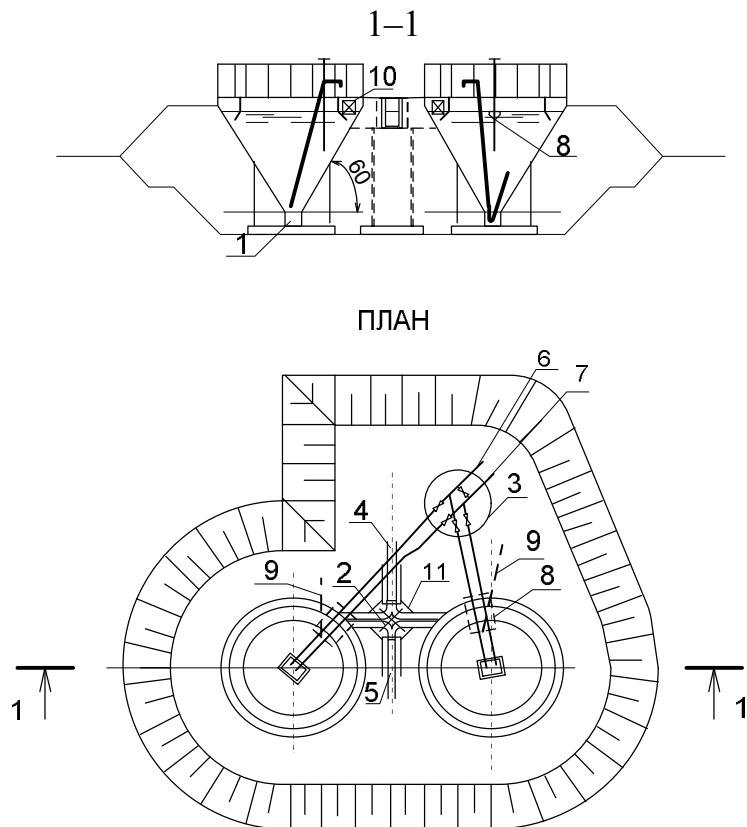


Рисунок 3.4 – Горизонтальний піскоуловлювач з коловим рухом води:

- 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:

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

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).

$N_c$  – приведене 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 приямку  $W_S$  слід приймати не більшим за дводобовий об'єм піску, який випадає, кут нахилу стінок приямка 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.

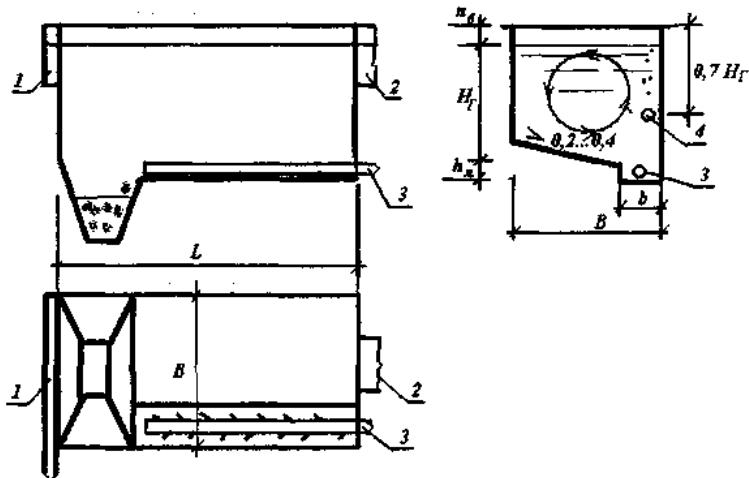


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема аерованого піскоуловлювача:  
1 – підвідний лоток; 2 – відвідний лоток; 3 – трубопровід гідрозмиву; 4 – аератор

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);

$N_{36}^{3,p}$  – приведене число жителів за завислими речовинами.

### 3.4 Піскові бункери

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

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

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

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

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

### 3.5 Пристрій для вимірювання витрати стічних вод

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

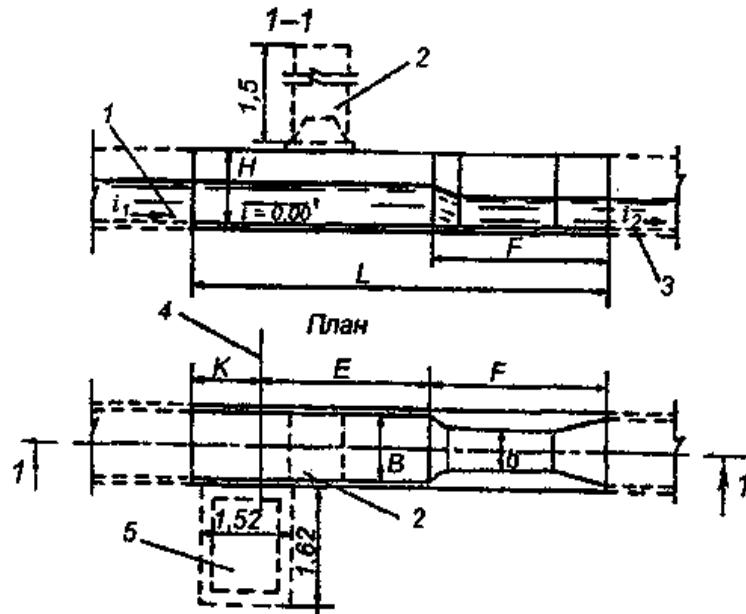


Рисунок 3.6 – Лоток Вентурі для вимірювання витрати води:

- 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 пропускої 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 гіdraulічну крупність частинок, які мають бути затримані у відстійниках, мм/с, обчислюють за формулою:

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

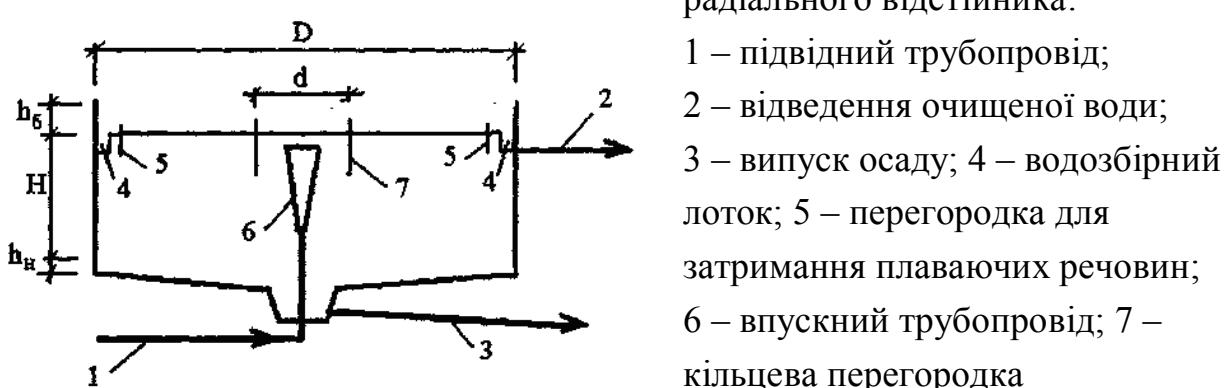
де  $H_{set}$  – глибина проточної частини у відстійнику, таблиця Г.2 (дод. Г);

$t_{set}$  – 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

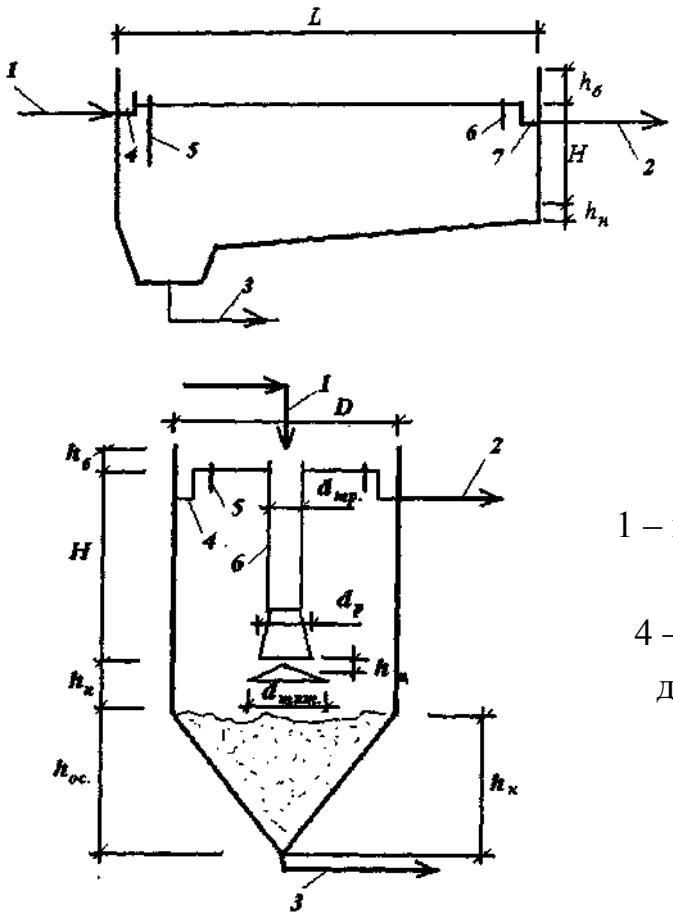


Рисунок 3.8 – Розрахункова схема горизонтального відстійника:

- 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

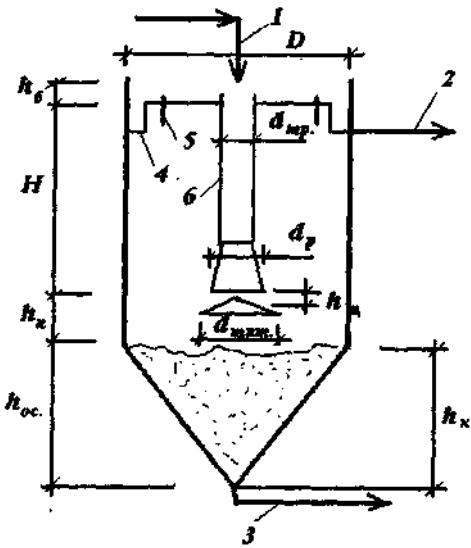


Рисунок 3.9 – Розрахункова схема вертикального відстійника:

- 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:

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

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:

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

Основні розміри первинних відстійників:

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

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

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:

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

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  $Q_{\max \text{ sek}}$  за формулою:

$$N_{\text{відсм}} = \frac{Q_{\max \text{ sek}}}{q_{set}} \quad (3.43)$$

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 гіdraulічну крупність частинок, що затримуються та фактичний ефект очищення  $E_\phi$ .

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

– для радіальних відстійників

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

– для горизонтальних відстійників

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

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

$$\Omega_{mud} = \frac{K \cdot Q_{dob} \cdot (C_{en} - C_{cdp})}{(100 - P_{mud}) \cdot \rho_{mud} \cdot 10^4}, \quad (3.46)$$

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

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

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

$\rho_{mud}$  – 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

$$C_{cdp} = \frac{C_{en} \cdot (100 - E)}{100} \quad (3.47)$$

– за БПК<sub>повн</sub>

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

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

## 4 РОЗРАХУНОК СПОРУД БІОЛОГІЧНОГО ОЧИЩЕННЯ СТИЧНИХ 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 1 000 мг/л. Аеротенки-витиснювачі без регенераторів рекомендується застосовувати для очищення міських і близьких до них за

складом виробничих стічних вод із БПК<sub>пован</sub> не більше 150 мг/л, при БПК<sub>пован</sub> до 300 мг/л – аеротенки-вітиснювачі з регенераторами.

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

У цьому разі доцільно застосувати аеротенки-вітиснювачі 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;

$J_i$  – моловий індекс.

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

Розраховуємо БПК<sub>пован</sub> стічних вод, які надходять у аеротенк-вітиснювач, 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 молового 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>попн</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 моловий 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>попн</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 визначають 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,  $\text{м}^3/\text{год}$ .

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  $\text{м}^3/\text{добу}$  секцій рекомендується приймати 4–6, при більшій – 6–8 шт.

Розміри типових аеротенків-витиснювачів наведені у таблиці Е. 6 (дод. Е) та літературі [6].

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,  $\text{м}^3/\text{м}^3$ :

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

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

$K_I$  – коефіцієнт, що враховує тип аератора, для середньобульбашкової і низьконапірної аерації приймають  $K_I = 0,75$ ; для дрібнобульбашкової аерації  $K_I$  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 ширину приблизно 1,5 м, що відповідає відношенню 0,25 (1,5/6);

$K_2$  – коефіцієнт який залежить від глибини занурення аераторів  $h_a$ , знаходять 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  $21^{\circ}\text{C}$ ;

$C_a$  – 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 годині 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 площину 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  $J_{a,min} < J_a < J_{a,max}$  (табл. Е.2 і табл. Е.3, дод. Е), площа зони аерації та значення інтенсивності аерації залишаються без змін.

На сьогодні найпоширеними є пневматичні аератори. Існує велика кількість пневматичних аераторів і кожен має як певні переваги, так і недоліки. У таблиці Е.5 (дод. Е) наведено порівняльні характеристики аераторів, отримані на основі даних різних виробників [3].

Визначають необхідну кількість аераторів:

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

де  $Q_{air}$  – необхідна розрахункова витрата повітря,  $\text{м}^3/\text{год}$ ,

$Q_{ma}$  – витрата повітря на один аератор, (табл. Е. 5, дод. Е).

Уточнюють необхідну кількість аераторів,  $N_{ma}$ , з обрахуванням їхньої продуктивності: 1 м аератора «АКВА-ЛАЙН» забезпечує  $3 \text{ м}^2$  площини аеротенка дрібнобульбашковою аерацією. Звідси

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

## 4.2 Розрахунок вторинних радіальних відстійників

Бажано приймати один тип відстійників для первинного та вторинного відстоювання.

Розрахунок вторинних відстійників виконують за гідрравлічними навантаженнями,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \times \text{год})$ , яке визначається [6] за формулою:

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

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,  $\text{см}^3/\text{г}$ ;

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

$a_t$  – винесення завислих речовин з вторинних відстійників; відповідно до розрахунку необхідного ступеня очищення стічних вод і даних таблиці Ж.3 (дод. Ж)  $a_t = C_{ex}$ ,  $\text{мг/л}$ . 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  $\text{мм/с}$ .

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 мула, що виводиться з вторинних відстійників, дорівнює дозі мула в регенераторі  $a_r$ .

Приріст активного мула  $P_i$  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>пован</sub> у стічних водах, які надходять на біологічне очищення.

Об’єм надлишкового активного мула:

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

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

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

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

Об’єм муловової зони відстійників:

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

де  $F_{ssa}$  – загальна площа відстійників.

Тривалість перебування мула в муловій зоні вторинних відстійників

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

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

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

## 5 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  $a = 3 \text{ г}/\text{м}^3$  [6] визначаємо за формулою:

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

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

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

Найпоширеніший 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 вініпластикових трубах подається в змішувач зі стічною водою. Для витрат стічних вод більше 1 400 і до 280 000  $\text{м}^3/\text{добу}$  застосовують змішувачі типу «Лоток Паршаля» (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  $1,5 \text{ г}/\text{м}^3$ .

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:

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

Контактні резервуари проєктують 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:

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

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

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

Кількість осаду:

$$\Omega_{\kappa.p.} = \frac{a \cdot Q_{\text{дооб}}}{1000}, \quad (5.7)$$

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>пован</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  $P_{\max} = K_M(P_i \cdot \varrho)$  – максимальний приріст надлишкового активного мулу,  $\text{г}/\text{м}^3$ ;

$K_M = 1,15 \dots 1,2$  – коефіцієнт місячної нерівномірності,

$c$  – концентрація активного мулу,  $\text{г}/\text{м}^3$ , який ущільнюється, дорівнює дозі мулу в регенераторі:  $c = a_r$ ;

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

Корисна площа поперечного перерізу мулоущільнювача:

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

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

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

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  $h = 0,3 \text{ м}$ , при обладнанні мулососом  $h = 0,7 \text{ м}$ );

$h_o$  – відстань від рівняння рідини до верху споруди, м ( $h_o = 0,3 \dots 0,5 \text{ м}$ ).

Ущільнений мул випускається безперервно під гідростатичним напором  $0,5 \dots 1 \text{ м}$ .

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  $O_{cyx}$  й активного мулу  $M_{cyx}$ , т/добу, розраховують за такими формулами:

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

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

де  $C_{en}$  – початкова концентрація завислих речовин, мг/л;

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

$$E = \frac{C_{en} - C_{cdp}}{C_{en}}, \quad (6.11)$$

$K$  – 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,  $\text{м}^3/\text{добу}$ ;  $n$  – 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,  $\epsilon = C_{ex}$  мг/л;

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

Витрата беззольної речовини осаду  $O_{\delta_3}$  й надлишкового активного мулу  $M_{\delta_3}$ , т/добу:

$$O_{\delta_3} = \frac{O_{cyx} \cdot (100 - B_G) \cdot (100 - Z_{oc})}{10^4}, \quad (6.12)$$

$$M_{\delta_3} = \frac{M_{cyx} \cdot (100 - B'_G) \cdot (100 - Z_{mud})}{10^4}, \quad (6.13)$$

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

$Z_{oc}$  і  $Z_{mud}$  – 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:

$$\nu_{oc} = \frac{100 \cdot O_{cyx}}{(100 - P_{mud}) \cdot \rho_{oc}}, \quad (6.14)$$

$$\nu_{mud} = \frac{100 \cdot M_{cyx}}{(100 - P_2) \cdot \rho_{mud}}, \quad (6.15)$$

де  $P_{mud}$  – вологість сирого осаду, %;

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

$\rho_{oc}$  і  $\rho_{mud}$  – густота осаду й активного мулу, дорівнює 1 г/см<sup>3</sup>.

Загальна витрата сирого осаду і надлишкового активного мулу визначається:

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

$$\text{за беззольною речовиною} \quad \Omega_{\delta_3} = O_{\delta_3} + M_{\delta_3}, \text{ т/добу}, \quad (6.17)$$

$$\text{за об'ємом суміші} \quad \Omega_{zae} = \nu_{oc} + \nu_{mud}, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (6.18)$$

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

$$P_{mt} = 100 \cdot \left(1 - \frac{\Omega_{cyx}}{\Omega_{zae}}\right), \% \quad (6.19)$$

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

$$Z_{cyx} = 100 \cdot \left(1 - \frac{\Omega_{\delta_3}}{\frac{O_{cyx} \cdot (100 - B_G)}{100} + \frac{M_{cyx} \cdot (100 - B'_G)}{100}}\right) \quad (6.20)$$

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 віddaє 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  $\Delta_{mt}$  залежно від середньої вологості суміші  $P_{mt}$  і режиму зброджування

Режим зброджування	Добова доза завантаження в метантенк осаду $\Delta_{mt}$ , %, 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:

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

де  $\Delta_{mt}$ , - 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  $\Delta_{mt}$ , %, визначають за формулою [6]:

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

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:

$$R_{lim} = \frac{a_o \cdot O_{o3} + a_{мул} \cdot M_{o3}}{\Omega_{o3}}, \% \quad (6.23)$$

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

$\Delta_{mt}$  – 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 м<sup>3</sup> на 1 кг беззольної речовини, яка розпалася (густина газу прийнята рівною 1 г/см<sup>3</sup>).

Сумарна витрата газу:

$$\Gamma = y \cdot \Omega_{\delta_3} \cdot 1000, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (6.25)$$

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

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

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

Перевіряють тривалість зберігання газу:

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

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  $\Omega_{cyx} - \Omega_{\delta_3}$  становить собою зольну частину, яка не зазнає змін у процесі зброджування. Тому маса сухої речовини в збродженій суміші:

$$\Omega'_{cyx} = (\Omega_{cyx} - \Omega_{\delta_3}) + \Omega'_{\delta_3}, \text{ т/добу}, \quad (6.28)$$

$$\Omega'_{cyx} = 100 - \frac{\Omega'_{\delta_3} \cdot 10^4}{\Omega'_{cyx} \cdot (100 - 6)} \quad (6.29)$$

Вологість збродженої суміші дорівнює:

$$P_{mt}^+ = 100 - \frac{\Omega'_{cyx} \cdot 100}{\Omega_{zaz}}, \% \quad (6.30)$$

### 6.2.3 Мулові майданчики

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

Корисна площа молових 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 молові 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 молових майданчиків (із запасом на розподільчі валики й дороги):

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

(6.32)

Висота шару наморожування, м:

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

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

$k_2$  – коефіцієнт, що враховує частину площин 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 молових 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 молові 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, м;

$L$  – довжина однієї карти, м.

## **7 КОМПОНУВАННЯ ГЕНПЛАНУ ОЧИСНОЇ СТАНЦІЇ**

Компонування генплану очисної станції розпочинається після виконання гідралічних 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 вибирати 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 котельну 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 мuloущільнювачів 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 однайменних споруд 2–3;
- групами різнойменних споруд 5–10;
- групами попереднього механічного очищення і біофільтрами (враховується насип 1:1) 15–20;
- між спорудами й моловими 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 компонуванні 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 мула слід об'єднати з будинком повітрородувної 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 відвведенням води по трубах або відкритих лотках. При

розташуванні окремих споруд усієї станції, тобто при їх компонуванні, необхідно передбачати можливість подальшого розвитку станції.

На рисунку 7.1 наведено приклад розміщення споруд станції очищення стічних вод з аеротенками.

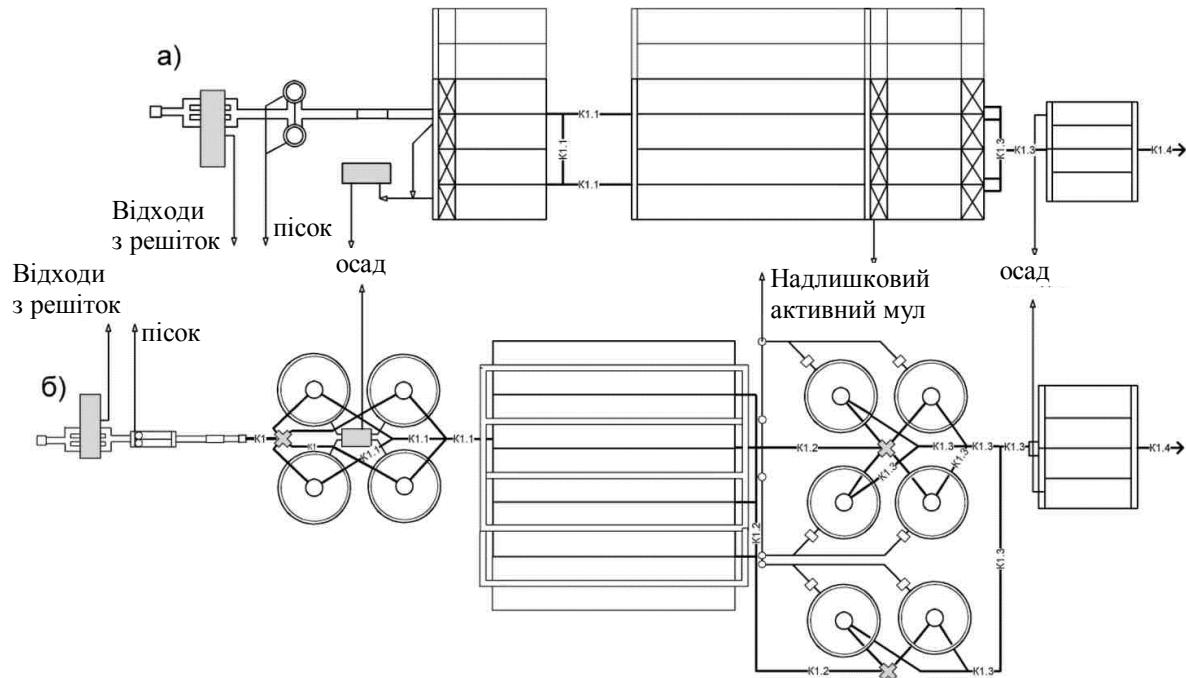


Рисунок 7.1 – Приклад розміщення споруд станції очищення стічних вод з аеротенками:

а – з горизонтальними відстійниками; б – з радіальними відстійниками.

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  $1\ 000\ m^3$ ), 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 пониженному 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 транспортується переважно самопливом відкритими залізобетонними каналами прямокутного перетину, а на окремих ділянках - по трубах або дюкерам.

Поздовжні профілі руху води й мулу по очисних спорудах проєктуються 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 гіdraulічні розрахунки, підрахувати гіdraulічні 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 дюкеру перед розподільною камерою первинних відстійників здійснюється каналами з гіdraulічним 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	
Після вторинних відстійників	0,75
На випуску	0,5–0,4 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 розрахункової 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.

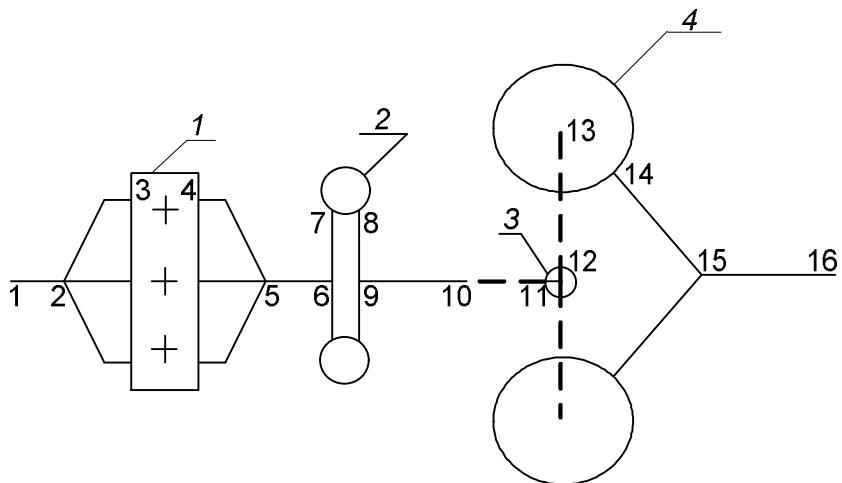


Рисунок 8.1 – Розрахункова схема:

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.

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, жироуловлювачі	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: Н – 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 їх після планування.

Визначення розмірів каналів і трубопроводів та гіdraulічних втрат в них проводиться за максимальною секундною витратою стічних вод з коефіцієнтом 1,4 [6]. Швидкості потоку рекомендується приймати у межах (м/с): для сирої 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 8.3.

Із прикладами будови поздовжнього профілю руху стічних вод можна ознайомитися в [1, 4].

Таблиця 8.3 – 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

**Примітка 1.** Мінімальну розрахункову швидкість руху біохімічно очищених стічних вод у лотках і трубах допускається приймати 0,6 м/с.

**Примітка 2.** Розрахункове наповнення трубопроводів і каналів з поперечним перерізом будь-якої форми слід приймати не більше 0,7 висоти.

**Примітка 3.** Найменші ухили трубопроводів і каналів слід приймати залежно від припустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод.

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.

Гідрравлічний 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 мулоущільнювачі також надходить у приймальний резервуар насосної станції метантенків, а після зброджування осад через насосну станцію подається на моловий майданчик або у цех механічного зневоднення осаду.

## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Василенко О. А. Водовідведення та очистка стічних вод міста. Курсове і дипломне проєктування. Приклади та розрахунки : навч. посібник / О. А. Василенко, С. М. Епоян, Г. М. Смірнова, І. В. Корінько, Л. О. Василенко, Т. С. Айрапетян. – Київ – Харків, КНУБА, ХНУБА, 2012. – 572 с.
2. Обробка технологічних рідин та стічних вод : навч. посібник / С. С. Рижков [та ін.] ; Нац. ун-т кораблебудування ім. адмірала Макарова, Херсон. філ. – Херсон : Грінь Д. С. [вид.], 2017. – 315 с.
3. Водовідведення і очищення стічних вод міста : навч. посібник / [Г. М. Смірнова, С. М. Епоян, І. В. Корінько та ін.]. – Харків : Каравела, 2003. – 144 с.
4. Ковальчук В. А. Очистка стічних вод : навч. посібник / В. А. Ковальчук. – Рівне : ВАТ «Рівненська друкарня». – 2003. – 622 с.
5. Амбросова Г. Т. Очистные сооружения канализации : обработка, обезвоживание и обеззараживание осадка городских сточных вод : учеб. пособие / Г. Т. Амбросова, А. А. Функ, Н. В. Синеева ; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск : НГАСУ, 2016. – 109 с.
6. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проєктування: ДБН В.2.5 – 75: 2013. – Київ : Мінрегіон України, 2013. – 214 с.
7. Технології захисту навколошнього середовища. Ч. 2. Методи очищення стічних вод : підручник / [В. Г. Петрук, І. В. Васильківський, Р. В. Петрук, Г. В. Сакалова та ін.]. – Херсон : Олді-плюс, 2019. – 298 с.
8. Гудков А. Г. Механическая очистка сточных вод : учеб. пособие / А. Г. Гудков. – Вологда : ВоГТУ, 2003. – 151 с.
9. Гудков А. Г. Биологическая очистка городских сточных вод : учеб. пособие / А. Г. Гудков. – Вологда : ВоГТУ, 2003 – 127 с.
10. Лукиных А. 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. 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., 1983. – 255 с.

## ДОДАТОК А

Таблиця А. 1 – Нормативи якості води у водоймі

Види водокористування	Категорія водокористування	Граничнодопустима концентрація (ГДК), мг/л		
		БПК <sub>повн.</sub> , L <sub>ГДК</sub>	Збільшення завислих речовин, C <sub>ГДК</sub>	Розчинений кисень, O <sub>ГДК</sub>
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	1 500	1 000	1 300	150	150-250	
250	1 500	1 000	1 300	150	250	
400-630	1 500	1 000	1 300	250	400	
1 000-1 250	2 000	2 300	2 000	250	600	
1 600-2 000	2 000	2 300	2 000	400	700	

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

## ДОДАТОК Б

Таблиця Б. 1 – 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)	про-зорів	дробарок Д-3б продуктивністю, кг/год.
				50–100	300–600	
18	0,29	МГ-7Т <i>q = 0,31 м<sup>3</sup>/с</i>	800×1 400	1 (1)	31	1
25–35	0,4–0,53	”	-->--	2(1)	31	1
50	0,72	МГ-11Т <i>q = 0,45 м<sup>3</sup>/с</i>	1 000×1 600	2 (1)	39	1
70	0,96	”	-->--	2 (1)	39	1 (1)
100	1,36	МГ-8Т <i>q = 1 м<sup>3</sup>/с</i>	1 400×2 000	2 (1)	55	–
140	1,87	”	-->--	2 (1)	55	–
200	2,68	МГ-6Т <i>q = 1,62 м<sup>3</sup>/с</i>	2 000×2 000	2 (1)	84	–

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 процід-жуочого полотна решіток $B_p$ , мм	Живий переріз процід-жуочого полотна $f$ , м <sup>2</sup>	Кількість прозорів $n$	Радіус звороту решіток $R$ , мм
0590	500	2 950	1 220	1 447	392	0,25	40	2 200
0790	700	2 950	1 220	1 447	592	0,38	60	2 200
0890	800	2 950	1 220	1 447	692	0,44	70	2 200
0914	900	3 250	1 520	1 707	792	0,63	80	2 500
1014	1 000	3 250	1 520	1 707	892	0,71	90	2 500
1018	1 000	3 850	2 120	2 227	892	0,99	90	3 100
1214	1 200	3 250	1 520	1 707	1 092	0,87	110	2 500
1230	1 200	4 670	2 680	3 062	1 092	1,53	110	3 710
1230 (спарена)	2 600	4 670	2 680	3 062	2 384	3,34	240	
1521	1 510	4 150	2 420	2 452	1 392	1,76	140	3 400
2018	1 810	3 850	2 120	2 192	1 692	1,87	170	3 100
2021	1 810	4 150	2 420	2 452	1 692	2,14	170	3 400

## 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, %
		міні- мальна	макси- мальна			
Горизонтальні	18,7–24,2	0,15	0,3	0,5–2	0,02	55–60
Тангенціальні	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 $m^3/\text{добу}$	Діаметр, м	Відстань між центрами піскоуловлювачів, м	Ширина, м	
			кільцевого жолоба	підвідного та відвідного лотків
2 700	4,0	6,0; 6,5	0,5; 0,8	0,3
4 200				0,3
7 000				0,45
10 000				0,6
17 000	6,0	10,0; 11,0	1,0	0,6
25 000			1,4	0,9
40 000			1,5	0,9
64 000			1,8	1,2

Таблиця В. 4 – Розміри типових аерованих піскоуловлювачів

Орієнтовна продуктивність тис. м <sup>3</sup> /добу	Кількість віддіlenь	Розміри віддіlenь, 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 В	Глибина Н	Довжина L		
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 віддіlenь	Розміри віддіlenня, 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 Е і концентрації завислих речовин  $C_{en}$

Ефект освітлення E, %	Тривалість відстоювання $t_{set}$ , с, у шарі $h_1 = 500$ мм при концентрації завислих речовин $C_{en}$ , мг/л			
	100	200	300	400
20	600	300	–	–
30	900	540	320	260
40	1 320	650	450	390
50	1 900	900	640	450
60	3 800	1 200	970	680
70	–	3 600	2 00	1 830

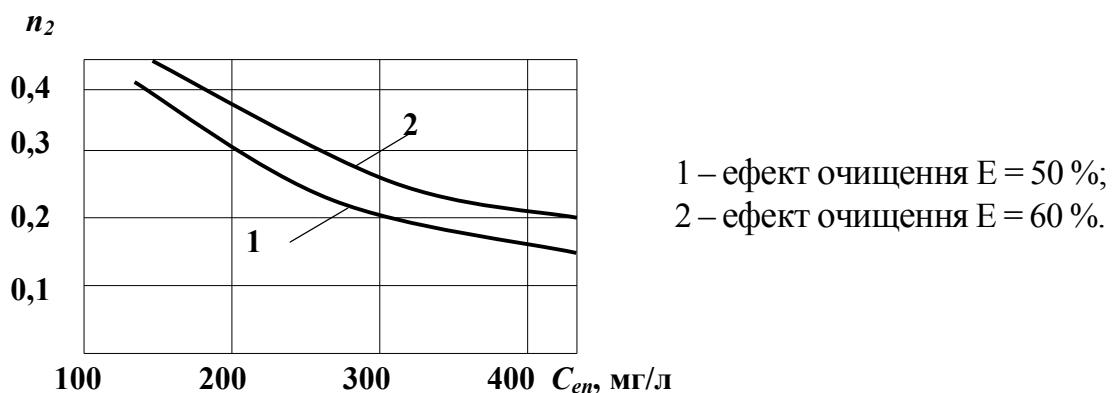


Рисунок В. 1 – Залежність показника ступеня  $n_2$  від вихідної концентрації завислих речовин у міських стічних водах

Таблиця Г. 2 – Розрахункові параметри первинних відстійників

Відстійник	$K_{set}$	$H_{set}$ , м	Ширина $B_{set}$ , м	Швидкість робочого потоку $v_{\omega}$ , мм/с	Ухил дна до мулового приямку
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 $m^3/\text{год}$	Діаметр, м		Глибина м	Об'єм зони відстоювання, $m^3$	Примітка
	відстійника	впускового пристрою			
525	18	1,4	3,4	788	первинний
525	18	1,4	3,7	788	вторинний
930	24	1,6	3,4	1 400	первинний
930	24	1,6	3,7	1 400	вторинний
1 460	30	1,8	3,4	2 190	первинний
1 460	30	1,8	3,7	2 190	вторинний
3 054	40	2,0	4,0	4 580	первинний
3 054	40	2,0	4,35	4 580	вторинний

Таблиця Г. 4 – Розміри типових горизонтальних відстійників

Орієнтовна продуктивність, $m^3/\text{год}$	Кількість відділень	Розміри відділення, м			Розрахунковий об'єм, $m^3$
		ширина	довжина	глибина	
1 160	4	6	24	3,15	1 740
1 740	6	6	24	3,15	2 610
2 130	4	9	30	3,1	3 200
3 200	6	9	30	3,1	4 800
4 260	8	9	30	3,1	6 400

## ДОДАТОК Д

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

Межа вимірювань витрати стічних вод, $m^3/\text{год}$	$B$	$\epsilon$	$H$	$E$	$F$	$K$	$L$	$i_1$	$i_2$
25–500	450	296	600	1 200	1 260	2 040	4 500	0,002	0,003
60 – 1 250	600	377	900	2 000	1 960	2040	6 000	0,0015	0,003
200 – 4 000	900	596	1 200	3 000	2 800	2 000	7 800	0,0015	0,003
250 – 5 000	1 200	752	1 200	3 000	3 420	1 980	8 400	0,001	0,002
400 – 8 000	1 800	1 180	1 200	3 000	4 180	2 000	9 200	0,001	0,002
500 – 10 000	2 400	1 500	1 200	3 000	5 390	2 010	10 400	0,001	0,002

Умовні позначення:

$B$  – ширина лотка, мм;  $\epsilon$  – 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  $J_i$ , см<sup>3</sup>/г, у залежності від навантаження на мул  $q_i$ , мг/(г·добу), для міських стічних вод [6]

$q_i$ , мг/(г·доб)	100	200	300	400	500	600
$J_i$ , см <sup>3</sup> /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
$J_{a,max}$ , м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> ×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
$J_{a,max}$ , м <sup>3</sup> /(м <sup>2</sup> ×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. 5 – Технічні характеристики пневматичних аераторів

Тип аератора	Довжина/діаметр, м	Оптимальна витрата повітря на аератор, $Q_{ma}$ , м <sup>3</sup> /год	SOTE на глибину занурювання 1 м, %	Опір в оптимальном у 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: мембрани керамічні	(0,5–1)/(0,06–0,08) (0,6–0,8)/0,07	2–10 1–6	5,6–7,4 6,3–6,6	3,5–5,5 2,0–3,0
Дискові: пористі керамічні мембрани	–/(0,26–0,29) –/(0,17–0,52)	2–4 2–8	5,8–7,6 4,5–7,2	2,0–3,0 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 x SOTE

Таблиця Е. 6 – Основні параметри типових аеротенків-витиснювачів

Ширина коридору, $B_{atv}$ , м	Робоча глибина аеротенка, $H_{atv}$ , м	Кількість коридорів, $m$	Робочий об'єм однієї секції, $\text{м}^3$ , при довжині, м						Кількість 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	1 040–	1 386–						
			1 213	1 559	1 732	–	–	–	2+1	902–2–195
			1 560–	2 080–						
		3	1 820	2 340	2 600	–	–	–	2+1+1	902–2–192
			2 070–	2 762–	3 494–	–	–	–	2+2+1+1	901–2–178
			2 416	3 108	3 200	–	–	–		
4,5	4,4	2	1 420–	1 896–						
			1 658	2 134	2 372	–	–	–	2+1	902–2–195
			2 140–	2 852–						
		3	2 496	3 208	3 564	–	–	–	2+1+1	902–2–192
			2 850–	3 800–	4 750–	–	–	–	2+2+1+1	902–2–178
			3 325	4 275	5 225	–	–	–		
6,0	4,4	2	–	2 530–	3 154–					
				2 847	3 471	3 788	–	–	2+2	902–2–196
		3		3 800–	4 750–					
				4 275	5 225	5 700	–	–	3+2+1	902–2–193

Продовження таблиці Е. 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		4	–	5 700	5 334– 6 968	7 602– 8 230	8 870– 9 504	–	3+2+2+1	902–2–179
6,0	5,0	2	–	2 880– 3 240	3 600– 3 960	4 320	–	–	2+2	902–2–196
		3	–	4 320– 4 860	5 400– 5 940	6 480	–	–	3+2+1	902–2–193
		4	–	6 500	7 220	8 666– 9 380	10 100	–	3+2+2+1	903–2–179
59	4,4	2	–	–	–	6 180	6 650– 7 130	7 505– 7 980	3+2	902–2–197
		3	–	–	–	9 270	9 983– 10 696	11 409– 12 122	3+3+2	902–2–194
		4	–	–	–	–	13 300– 14 250	15 200– 16 150	3+3+2+2	904–2–180
9,0	5,0	2	–	–	–	7 020	7 560– 8 100	8 640– 9 180	3+2	902–2–197
		3	–	–	–	10 530	11 340– 12 150	12 960– 13 770	3+3+2	902–2–194
		4	–	–	–	–	15 120– 16 200	17 280– 18 360	3+3+2+2	903–2–180

## ДОДАТОК Ж

Таблиця Ж. 1 – Основні параметри типових радіальних вторинних відстійників

Типовий проект	Діаметр відстійника $D_{ssa}$ , м	Загальна глибина відстійника $H$ , м	Глибина проточної частини відстій- ника $H_{set}$ , м	Висота мулово- зоної, м	Діаметр трубопроводу, мм		Об'єм зоної, м <sup>3</sup>	Пропускна здатність за часом від- стоювання 1,5 год, м <sup>3</sup> /год	
					підвідного	відвідного			
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	1 200	700	280	1 400	933
902-2-89/75	30	3,7	3,1	0,6	1 400	900	440	2 190	1 460
902-2-90/75	40	4,35	3,65	0,7	2 000	1 200	915	4 580	3 053
902-2-90/75	50	5,3	4,60	0,7	2 500	1 200	1 380	9 020	5 989

Таблиця Ж. 2 – Основні параметри різних типів відстійників

Тип відстійника	Коефіцієнт використання об'єму проточної частини відстійників		Глибина проточної частини відстійника $H_{set}$ , м	Ширина, $B_{set}$ , м	Нахил днища до мулового приямку
	Первинного $K_{ss}$	Вторинного $K_{set}$			
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 горизонтали

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 припліві, 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 Паршаля

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 мулоущільнювачів

Характеристика надлишкового активного мулу	Вологість ущільненого мулу, $P_2$ , %		Тривалість ущільнення, $t$ , год		Швидкість руху рідини в відстійній зоні вертикального мулоущільнювача, мм/с	
	Мулоущільнювач					
	верти-кальний	радіальний	верти-кальний	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 щодо типових проектів газгольдерів

Номер типового проекту	Об’єм газгольдера, $Wr$ , м <sup>3</sup>	Внутрішній діаметр, мм		Висота, мм			Витрата металу, т
		резервуара	купола	газгольдера	резервуара	купола	
7-07-01/66	100	7 400	6 600	7 450	3 450	3 400	14,0
7-07-02/66	300	9 300	8 500	12 500	5 920	6 880	25,0
7-07-03/66	600	11 480	10 680	15 400	7 390	7 610	41,4
7-07-2-5	1 000	14 500	13 700	15 400	7 390	7 610	53,0
7-07-2-6	3 000	21 050	20 250	20 100	9 800	9 900	126,0
7-07-2-7	6 000	26 900	26 100	24 200	11 750	12 050	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-ущільнювачі	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
Зброжений 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*

Методичні рекомендації  
до виконання курсового проєкту

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

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня  
за спеціальністю  
194 – Гідротехнічне будівництво,  
водна інженерія та водні технології)

Укладач **АЙРАПЕΤЯН Тамара Степанівна**

Відповідальний за випуск *Г. І. Благодарна*  
*За авторською редакцією*

Комп'ютерне верстання *T. C. Айрапетян*

---

План 2021, поз. 529 М

Підп. до друку 27.10.2021. Формат 60 × 84/16.  
Електронне видання. Ум. друк. арк. 4,0.

Видавець і виготовлювач:

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

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

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.