

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з навчальної дисципліни

**«ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»
(гідроекологічні аспекти)**

Одеса – 2023

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ


до практичних занять з навчальної дисципліни

**«ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»
(гідроекологічні аспекти)**

«Затверджено»

на засіданні групи забезпечення
спеціальності 101 «екологія»

Протокол № 9 від 13.06 2023 р.

Голова групи  Чугай А.В.

«Затверджено»

на засіданні кафедри гідроекології
та водних досліджень

Протокол № від 20 р.

Зав.кафедри  Лобода Н.С.

Одеса – 2023

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних робіт з дисципліни
«ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»
(гідроекологічні аспекти)

Для студентів денної та заочної форми навчання

Затверджено
на засіданні групи
забезпечення спеціальності
101 «Екологія»
Протокол № 9
від « 13 » 06 2023 р.

Одеса 2023

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Водопостачання та водовідведення (гідроекологічні аспекти)» за спеціальністю 101 «Екологія», освітня програма «Екологія, охорона навколишнього середовища та збалансованого природокористування» /доц., к.геогр.н. Отченаш Н.Д., проф., д-р.геогр.н Лобода Н.С./ – Одеса, ОДЕКУ, 2023. – 41 с.

Методичні вказівки призначені для бакалаврів IV курсу денної форми навчання за спеціальністю 101 «Екологія».

ЗМІСТ

Вступ.....	4
ПРАКТИЧНА РОБОТА №1. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ НА ГОСПОДАРСЬКО-ПИТНІ ПОТРЕБИ НАСЕЛЕННЯ МІСТА.....	5
ПРАКТИЧНА РОБОТА №2. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ НА КОМУНАЛЬНІ ПОТРЕБИ НАСЕЛЕННЯ МІСТА.....	9
ПРАКТИЧНА РОБОТА №3. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ ВІД ПРОМИСЛОВИХ ПІДПРИЄМСТВ.....	13
ПРАКТИЧНА РОБОТА №4 ПРОЕКТУВАННЯ МАГІСТРАЛЬНОЇ ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ.....	19
ПРАКТИЧНА РОБОТА №5 ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОБУТОВО-ПРОМИСЛОВОЇ КАНАЛІЗАЦІЙНОЇ МЕРЕЖІ.....	31
ПРАКТИЧНА РОБОТА №6 РОЗРАХУНОК ТА ПОБУДОВА ВЕРТИКАЛЬНИХ ВІДСТІЙНИКІВ.....	34
РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА.....	39
ДОДАТОК.....	40

ВСТУП

Мета дисципліни «Водопостачання та водовідведення» (гідроекологічні аспекти) полягає в забезпеченні студентів об'ємом теоретичних знань і практичних навичок, необхідних для ефективного вирішення питань забезпечення потреб промисловості, сільського господарства і населення водою необхідної якості, проблем очищення стічних вод, утилізації їх цінних складових та використання очищених стічних вод для технічного водопостачання, що сприятиме раціональному використанню водних ресурсів.

В результаті вивчення дисципліни «Водопостачання та водовідведення» (гідроекологічні аспекти) студенти повинні знати основні технології водопідготовки, поліпшення якості вод для потреб кінцевого водокористувача, склад загальноміських очисних споруд, методи очищення стічних вод та ефективність їх застосування.

Після вивчення дисципліни студенти повинні вміти обґрунтувати вибір методу очистки води від установлених забруднювальних величин, методу поліпшення якості води, розроблювати схеми водопостачання та водовідведення при вирішенні конкретних водогосподарських задач, досліджувати та оцінювати ефективність методів та засобів очищення води, визначити продуктивність очисної станції та вдосконалювати її роботу.

Ця методична розробка є допоміжним матеріалом для виконання студентами практичних робіт і складається з 6 тем. Кожна робота містить загальні теоретичні пояснення суттєвих положень даної теми, практичну частину, в якій наведено завдання та вхідну інформацію по варіантах. На останній сторінці методичних вказівок наведений перелік рекомендованої літератури.

Контроль поточних знань виконується на базі модульної системи контролю відповідно до силлабусу дисципліни. В якості форми поточного контролю використовується усне опитування при захисті виконаних практичних робіт, або відповіді на контрольні питання у системі MOODLE.

ПРАКТИЧНА РОБОТА №1
ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ НА
ГОСПОДАРСЬКО-ПИТНІ ПОТРЕБИ НАСЕЛЕННЯ МІСТА

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

При встановленні витрати води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста:

$$N = F \cdot P, \text{ чол,} \quad (1.1)$$

де F – площа частини міста з тією чи іншою щільністю населення, га;
 P – густина населення, чол/га.

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста визначають за формулою

$$Q_{\text{сер.доб}} = \frac{N \times q_{\text{ж}}}{1000}, \quad \text{м}^3/\text{д} \quad (1.2)$$

де $q_{\text{ж}}$ - норма водоспоживання;

N – кількість населення у місті, чол.

Розрахункова витрата води на добу найбільшого та найменшого водоспоживання

$$Q_{\text{макс.доб}} = K_{\text{макс.доб}} \cdot Q_{\text{сер.доб}} \quad (1.3)$$

$$Q_{\text{мін.доб}} = K_{\text{мін.доб}} \cdot Q_{\text{сер.доб}} \quad (1.4)$$

Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання, що враховує уклад життя населення, режим роботи підприємства, ступінь благоустрою будівлі, зміну водоспоживання міста по сезонах і днях тижня, необхідно приймати рівним $K_{\text{макс.доб}} = 1,1 \div 1,3$; $K_{\text{мін.доб}} = 0,7 \div 0,9$

$$Q_{\text{макс.год}} = K_{\text{макс.год}} \times \frac{Q_{\text{макс.доб}}}{24} \quad (1.5)$$

$$Q_{\text{мін.год}} = K_{\text{мін.год}} \times \frac{Q_{\text{мін.доб}}}{24} \quad (1.6)$$

$$K_{\text{макс.год}} = \alpha_{\text{макс}} \times \beta_{\text{макс}} \quad (1.7)$$

$$K_{\text{мін.год}} = \alpha_{\text{мін}} \times \beta_{\text{мін}} \quad (1.8)$$

де α - коефіцієнт, що враховує ступінь благоустрою будівель, режим роботи підприємств та інші місцеві умови, приймають: $\alpha_{\max} = 1,2 \div 1,4$;
 $\alpha_{\min} = 0,4 \div 0,6$

β – коефіцієнт, що враховує кількість жителів у населеному пункті, приймають за [1] табл. 2 або за додатком 1, табл. 1.

Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\max.\text{сек}} = \frac{Q_{\max.\text{год}}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (1.9)$$

ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА

Приклад 1. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста з щільністю населення $P=160$ чол/га і площею житлової забудови –1000 га. Будинки обладнані внутрішнім водопроводом, каналізацією та централізованим гарячим водопостачанням. Місто розташовано на північному сході України.

Вирішення. Виходячи з природньо-кліматичних умов та ступеню благоустрою міста за табл. 1 (додаток 1), беремо норму господарсько-питного водоспоживання на одного мешканця дорівнює 290 л/доб.

При визначенні витрат води на господарсько-питні потреби населення міста необхідно визначити кількість населення (1.1)

$$N = 1000 \times 160 = 160000 \text{ чол.}$$

Для розрахункової (середня за рік) добової витрати води на господарсько-питні потреби населення міста в м³/доб. у формулу (1.2) підставляємо числа і одержуємо

$$Q_{\text{сер.доб}} = \frac{160000 * 290}{1000} = 46400$$

Розрахункову витрату води на добу найбільшого і найменшого водоспоживання знаходимо за формулами (1.3) та (1.4):

$$Q_{\max.\text{доб}} = 1,1 * 46400 = 51040$$
$$Q_{\min.\text{доб}} = 0,7 * 46400 = 32480$$

Розрахункову годинну витрату води визначаємо за формулами (1.5), (1.6) з урахуванням формул (1.7), (1.8)

$$Q_{\text{год.макс.}} = 1,2 * 1,05 \frac{51040}{24} = 2679,6$$

$$Q_{\text{год.мін.}} = 0,4 * 0,85 \frac{32480}{24} = 460,13$$

Коефіцієнт, що враховує кількість мешканців у місті β , беремо за табл.4 [1].
Максимальну секундну витрату води, розраховуємо за формулою (1.9)

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{2679,6}{3,6} = 744,3$$

Приклад 2. Площа житлової забудови міста складає 500 га. Розрахункова густота населення – 180 чол/га. Витрата води на господарсько-питне водоспоживання – 250 л/чол. на добу середнього водоспоживання. Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання $K_{\text{доб}}=1,2$. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста.

Вирішення. При визначенні витрат води на господарсько-питні потреби населення міста необхідно знайти кількість населення (1.1)

$$N=180 \times 500=90000 \text{ чол.}$$

Для розрахункової (середня за рік) добової витрати води на господарсько-питні потреби населення міста у формулі (1.2) підставляємо значення та отримуємо

$$Q_{\text{сер.д}} = \frac{90000 \times 250}{1000} = 22500 \text{ м}^3/\text{д}$$

Розрахункові витрати води на добу найбільшого та найменшого водоспоживання знаходимо за формулами (1.3) та (1.4)

$$Q_{\text{макс.д}} = 1,2 \times 22500 = 27000 \text{ м}^3/\text{д};$$

$$Q_{\text{мін.д}} = 0,8 \times 22500 = 18000 \text{ м}^3/\text{д}.$$

Розрахункові годинні витрати води визначаємо за формулами (1.5), (1.6) з урахуванням формул (1.7), (1.8):

$$Q_{\text{гол.макс}} = 1,3 \times 1,1 \times \frac{27000}{24} = 1,43 \times \frac{27000}{24} = 1608,75, \text{ м}^3/\text{год}$$

$$Q_{\text{гол.мін}} = 0,5 \times 0,7 \times \frac{18000}{24} = 0,35 \times \frac{18000}{24} = 262,5, \text{ м}^3/\text{год}$$

Коефіцієнт, що враховує кількість мешканців у місті β , беремо за табл. А.1(додаток)

Максимальну секундну витрату води розраховуємо за формулою (1.9):

$$Q_{\text{макс.сек}} = \frac{1608.75}{3.6} = 446,88, \text{ л/сек}$$

ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ №1

Визначити максимальну добову витрату (середня за рік) для житлового мікрорайону міста, а також добу найбільшого та найменшого водоспоживання.

Таблиця 1.1

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Площа житлової забудови мікрорайону F , га	180	160	130	200	150
Ступінь благоустрою житлових будинків (табл 2)	5	1	4	3	2
Густота населення P , чол./га	400	330	380	450	440
Число поверхів житлової забудови	8	5	8	12	12

Таблиця 1.2

№	Ступінь благоустрою житлових будинків
1	Житлові будинки квартирною типу з водопроводом, каналізацією та газопостачанням (160 л/чол. на добу)
2	Те ж, з ваннами та газовими нагрівачами (200 л/чол. на добу)
3	Те ж, із швидкодіючими газовими водонагрівачами з багато крапковим водорозбіром (230 л/чол. на добу)
4	Те ж, з централізованим гарячим водопостачанням, обладнані умивальниками, мийками, душами (350 л/чол. на добу)
5	Те ж, з сидячими ваннами, обладнаними душами (240 л/чол. на добу)

Контрольні питання

1. Що таке «норма водоспоживання»?
2. Як враховується кількість населення при визначенні води на господарсько-питні потреби?
3. На що впливає ступінь благоустрою житлових будинків?
4. Які основні категорії водокористувачів ви знаєте?

ПРАКТИЧНА РОБОТА 2 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ НА КОМУНАЛЬНІ ПОТРЕБИ НАСЕЛЕННЯ МІСТА

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

а) Витрати води на поливання вулиць і площ

Максимальна добова витрата

$$Q_{\text{макс.доб}} = \frac{F \times q \times n}{1000}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (2.1)$$

де F - площа вулиць і площ, що поливаються, м^2 ;

q - норма витрати води на поливання, що приймається залежно від типу покриття та способу поливки [1] табл. 3 або табл. 2, додаток 1;

n - число поливок, що приймається залежно від режиму поливки.

Середня годинна витрата

$$Q_{\text{сер.год.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб}}}{24}, \text{ м}^3/\text{год} \quad (2.2)$$

Максимальна годинна витрата

$$Q_{\text{макс.год}} = \frac{0,0417 \times F \times K_{\text{год}} \times q \times n}{1000}, \text{ м}^3/\text{год} \quad (2.3)$$

де $K_{\text{год}}$ - коефіцієнт годинної нерівномірності витрачання води на поливання; величину його можна приймати для великих міст - 2,0, для малих і середніх міст - 4,0.

Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сер.}} = \frac{Q_{\text{макс.год}}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (2.4)$$

б) Витрата води на поливання зелених насаджень

Максимальна добова витрата

$$Q_{\text{макс.доб}} = \frac{F_z \times q_z \times n}{1000}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (2.5)$$

де F_z - площа зелених насаджень, м^2 ;

q_z - норма витрати води на поливання, що приймається по [1] табл. 3 або табл. 2, додаток 1;

n - число поливань.

Середню годинну, максимальну годинну та максимальну секундну витрати визначають за формулами (2.2, 2.3, 2.4), що наведені вище.

ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА

Приклад 1. Визначити добову витрату води на поливку покриття та зелених насаджень міста при площі покриття $F_n = 800000 \text{ м}^2$ і площі зелених насаджень $F_z = 904358 \text{ м}^2$. Число поливок на добу n беремо рівним двом.

Вирішення. Добова витрата води на полив покриття та насаджень міста

$$Q = \frac{F_n \times q_n \times n}{1000} + \frac{F_z \times q_z \times n}{1000} = \frac{800000 \times 0,4 \times 2}{1000} + \frac{904358 \times 4 \times 2}{1000} = 7874,9, \text{ м}^3/\text{год}$$

Норма витрати води на полив q_n та q_z , в л/м² приймається залежно від типу покриття території, способу її поливу, виду насадження, кліматичних та інших місцевих умов за табл. А.2.

Приклад 2. Визначити місткість лазні й витрати води в ній для міста з населенням $N = 160000$ мешканці, прийнявши норму водоспоживання відповідно до додатка табл. А.3 $q_l = 180$ л/доб.

Вирішення. Кількість місць у лазні n_l визначається із розрахунку 7 місць на 1000 мешканці (з урахуванням перспективи підвищення ступеня благоустрою воно може бути знижено до 5). У містах і селищах, забезпечених облаштованим житловим фондом, норми місткості лазні слід зменшувати до 3 місць на 1000 чол., тоді місткість

$$n_l = \frac{3 \times N}{1000} \text{ місць}$$

$$n_l = \frac{3 \times 160000}{1000} = 480 \text{ місць}$$

Місткість лазні може бути прийнята рівною 50, 100, 200 і 300 місць. Прийнявши дві бані місткістю $n_{\text{л1}} = 200$ місць і $n_{\text{л2}} = 300$ місць, визначимо їх добове водоспоживання

$$Q_{\text{л, доб}} = \frac{(n_{\text{л1}} + n_{\text{л2}}) \times q_l \times t_l}{1000}, \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{\text{л, доб}} = \frac{(200 + 300) \times 180 \times 16}{1000} = 1440, \text{ м}^3/\text{д}$$

Тривалість роботи лазні беремо, звичайно рівною $t_e = 16$ год (з 7 до 23 год.).

Годинна витрата води в бані

$$q_{л, год} = \frac{Q_{л, доб} \times K_l}{t_l}, \text{ м}^3/\text{д}$$

$$q_{л, год} = \frac{1440 \times 1}{16} = 90, \text{ м}^3/\text{д}$$

Коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання в лазні приймають рівним $K_l = 1$.

Приклад 3. Визначити загальну кількість білизни, що надходить до пральні за одну зміну, та витрату води у пральні, прийнявши норму витрати води на 1 кг сухої білизни рівною $q_{пр} = 75$ л.

Вирішення. Кількість білизни, що надходить до пральні за одну зміну ($t_{зм} = 8$ год) від 1000 мешканців приймається $q_{пр} = 100$ кг. Загальна кількість білизни, що надходить до пральні за одну зміну

$$G_{пр} = \frac{q_{пр} \times N}{1000} \text{ кг,}$$

$$G_{пр} = \frac{100 \times 160000}{1000} = 16000 \text{ кг.}$$

Відповідно до СніП П-80-75 пральні слід проектувати продуктивністю 500, 1000, 2000, 3000, 5000, 7500, 10000 кг і більше білизни за зміну. Звичайно робота в пральні проводиться у дві зміни $n_{зм} = 2$.

Беремо продуктивність пральні 17500 кг білизни в зміну, тоді добове водоспоживання пральні складе

$$Q_{пр...добр} = \frac{Q_{пр.} \times n_{зм} \times q_{пр}}{1000}, \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{пр...добр} = \frac{17500 \times 2 \times 75}{1000} = 2625, \text{ м}^3/\text{д}$$

Годинні витрати в пральні

$$q_{np} = \frac{Q_{\text{пр.доб}} \times K_{np}}{n_{zm} \times t_{zm}}, \text{ м}^3/\text{д}$$

$$q_{np} = \frac{2625 \times 1}{2 \times 8} = 164,06, \text{ м}^3/\text{д}$$

Коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання у пральні $K_{np} = 1$

ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ №2

Визначити витрату води на комунальні потреби міста. Вихідні дані для вирішення задачі наведені в табл. 2.1

Таблиця 2.1

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Площа вулиць та майданів $F, \text{ м}^2$	1500	3500	6000	5320	7485
Площа зелених насаджень $F, \text{ м}^2$	5000	10500	20000	50500	95000
Норма витрат води для поливання q_n л/м ² на 1 м ²	1,2	1,5	0,3	0,25	0,4
Норма витрат води для поливання q_z л/м ² на 1 м ²	3,5	3	4	5	6
Число поливок (мийок) на добу, n	2	1	2	1	2

Контрольні питання

1. Як визначаються добові розрахункові витрати?
2. Як визначаються погодинні розрахункові витрати?
3. Як визначаються секундні розрахункові витрати?
4. Як визначаються річні розрахункові витрати?

ПРАКТИЧНА РОБОТА 3 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ВИТРАТ ВОДИ ВІД ПРОМИСЛОВИХ ПІДПРИЄМСТВ

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Ця витрата складається з витрати води на господарсько-питні потреби, витрати води на душ й витрати води на виробничі потреби.

а) *Витрати води на господарсько-питні потреби промислового підприємства*

Максимальна добова витрата води на господарсько-питні потреби промислових підприємств визначають з виразу

$$Q_{\text{макс.доб}} = (q_2 \cdot n_2' + q_x \cdot n_x') + (q_2 \cdot n_2'' + q_x \cdot n_x'') + (q_2 \cdot n_2''' + q_x \cdot n_x'''), \text{ л} \quad (3.1)$$

де q_2 та q_x – відповідно норми водоспоживання на одного робочого (л за зміну) в цехах із значним тепловиділенням (в гарячих цехах) та в інших цехах (холодних цехах), рівні $q_2 = 45$ л та $q_x = 25$ л;

n_2' , n_2'' , n_2''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють на підприємстві в гарячих цехах;

n_x' , n_x'' , n_x''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють на підприємстві у холодних цехах;

Підставляючи $q_2 = 45$ л та $q_x = 25$ л у попереднє рівняння (3.1) і виражаючи витрату у м³, одержуємо

$$Q_{\text{макс.доб}} = [0.045(n_2' + n_2'' + n_2''') + 0.025(n_x' + n_x'' + n_x''')] \quad (3.2)$$

Кількість робітників у кожній зміні та розподіл їх по гарячих і холодних цехах приймають за даними підприємства або на підставі існуючих проектів, цих підприємств. При відсутності тих або інших даних, але відомій кількості робітників можна взяти такий розподіл працюючих по змінах:

I зміна - 40-45% всієї кількості працюючих;

II і III зміна - 30-35% всієї кількості працюючих.

Розподіл кількості працюючих в гарячих та холодних цехах приймають залежно від характеру технологічного процесу підприємства.

Витрата води за окремими змінами визначають за формулами:

$$\text{I-а зміна} \quad Q'_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n_2' + 0,025 \cdot n_x'), \text{ м}^3 \quad (3.3)$$

$$\text{II-а зміна} \quad Q''_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n_2'' + 0,025 \cdot n_x''), \text{ м}^3 \quad (3.4)$$

$$\text{III-я зміна} \quad Q'''_{\text{зм}} = (0,045 \cdot n_2''' + 0,025 \cdot n_x'''), \text{ м}^3 \quad (3.5)$$

Норми витрати і коефіцієнти нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби промпідприємств відносяться до роботи однієї зміни, тому що максимальну годинну витрату води слід обчислювати для усіх змін.

Величини максимальних годинних витрат для окремих змін обчислюють за формулами:

$$\text{I-а зміна} \quad Q_{\text{макс.год}} = \frac{(0,045 \cdot n_2' \cdot K_2 + 0,025 \cdot n_x' \cdot K_x)}{t_{\text{зм}}}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (3.6)$$

$$\text{II-а зміна} \quad Q_{\text{макс.год}} = \frac{(0,045 \cdot n_2'' \cdot K_2 + 0,025 \cdot n_x'' \cdot K_x)}{t_{\text{зм}}}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (3.7)$$

$$\text{III-я зміна} \quad Q_{\text{макс.год}} = \frac{(0,045 \cdot n_2''' \cdot K_2 + 0,025 \cdot n_x''' \cdot K_x)}{t_{\text{зм}}}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (3.8)$$

де K_2 і K_x - коефіцієнти годинної нерівномірності відповідно у гарячих та холодних цехах згідно з [1] п. 2.4, $K_2 = 2,5$, $K_x = 3$;

$t_{\text{зм}}$ - тривалість робочої зміни у годинах.

Максимальна секундна витрата води

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.год}}}{3,6}, \text{ л/с} \quad (3.9)$$

б) Витрата води на душ на підприємстві

Витрата води на душ залежить від кількості робітників і службовців, приймаючих душ у кожній зміні, й характеру виробництва [2].

Максимальна добова витрата води на душ розраховується за формулою (3.1)

Максимальна добова витрата води розраховується за формулою (3.2)

Витрата води на души для окремих змін визначають за формулами:

I-а зміна 1.17

II-а зміна 1.18

III-я зміна 1.19

Витрату води на приймання душу (із розрахунку $q_{\text{д.с.}}=500$ л на добу, тривалість користування душем $t_{\text{д}}=45$ хв. після закінчення зміни розраховують за формулою

$$Q_{\text{душ.зм}} = \frac{N_i \cdot q_{\text{д.с.}} \cdot t_{\text{д}}}{n_i \cdot 1000}, \text{ м}^3/\text{д} \quad (3.10)$$

де N_i - кількість працюючих, які користуються душем у зміну, з i -ою санітарною характеристикою технологічного процесу;

n_i - розрахункова кількість людини на одну душеву сітку у цехах з i -Об санітарною характеристикою технологічного процесу, приймають за табл. 3

(додаток 1).

Максимальна годинна витрата води

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{Q_{\text{зм}}(1,2,3)}{0,75} \quad (3.11)$$

Максимальна секундна витрата води на душ розраховується за формулою 3.9

в) Витрата води на виробничі потреби пром підприємства

Витрату води на виробничі потреби пром підприємств визначають за кількістю випускної продукції та питомій витраті на одиницю продукції.

Максимальна добова витрата води підприємств на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.доб}} = P \times q_{\text{пит}} \quad \text{м}^3/\text{д} \quad (3.12)$$

де P - добова продукція підприємства;

$q_{\text{пит}}$ - середня питома витрата на виробництво одиниці продукції, м^3 .

При відсутності даних про витрати води на виробничі потреби за окремими змінами споживання води приймають рівним протягом всього часу роботи підприємства.

Максимальна годинна витрата при цьому дорівнює

$$Q_{\text{макс.год.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб}}}{t} \quad (3.13)$$

де t - тривалість роботи підприємства протягом доби, год.

Максимальна секундна витрата води на виробничі потреби

$$Q_{\text{макс.сек.}} = \frac{Q_{\text{макс.доб}}}{3,6} \quad (1.28)$$

ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА

Приклад 1. Визначити витрату води на господарсько-питні потреби робочих на промисловому підприємстві. Кількість робочих на підприємстві становить 6680 чоловік. У гарячих цехах працюють 880 чоловік, з них: у I зміні - 350; II - 280, III - 250. У холодних цехах працюють 5800 чоловік, із них: у I зміні - 2150; II - 1960, III - 1750.

Вирішення. Виходячи із норм витрати води на господарсько-питні потреби на промислових підприємствах, визначаємо змінні витрати

води окремо в цехах з тепловиділенням понад 20 ккал. на 1м³ (гарячі цехи і в решті цехів (холодні цехи).

$$Q_{Г.ц}^{Iзм} = 0,001 \times 45 \times 350 = 15,75 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{Г.ц}^{IIзм} = 0,001 \times 45 \times 280 = 12,60 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{Г.ц}^{Iзм} = 0,001 \times 45 \times 250 = 11,25 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$\sum Q_{Г.ц} = 39,60 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{Г.ц}^{Iзм} = 0,001 \times 25 \times 2150 = 53,75 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{Г.ц}^{Iзм} = 0,001 \times 25 \times 1900 = 47,50 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$Q_{Г.ц}^{Iзм} = 0,001 \times 25 \times 1750 = 43,75 \text{ м}^3/\text{д}$$

$$\sum Q_{х.ц} = 145 \text{ м}^3/\text{д}$$

Приклад 2. Визначити максимальну секундну витрату води для виробничих цілей для тракторного заводу, добова продукція якого складає 100 тракторів, робота у 3 зміни, питома витрата води для виробництва одного трактора 45м³.

Вирішення. Максимальну добову витрату підприємства на виробничі потреби визначаємо за формулою (3.12).

Середня питома витрата води для виробництва одного трактора 45м³, отже, добова витрата буде

$$Q_{\text{макс.доб}} = 100 \times 45 = 4500 \text{ м}^3/\text{д}$$

Приймаючи витрату води на виробничі потреби рівномірною протягом доби, максимальна годинна витрата визначається за формулою (3.13) і дорівнює

$$Q_{\text{макс.год}} = \frac{4500}{24} = 187,5 \text{ м}^3/\text{д}$$

Максимальна секундна витрата

$$Q_{\text{макс.сек}} = \frac{187,5}{3,6} = 52,1 \text{ м}^3/\text{с}$$

ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ №3

Завдання 1. Визначити витрату води на господарсько-питні потреби робітників на промисловому підприємстві. Вихідні дані для вирішення задачі наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Кількість робітників на підприємстві, чол.	1000	6000	2000	5340	7800
У гарячих цехах	600	1500	1280	3500	4900
У I зміну, чол.	480	500	640	2400	2690
У II зміну, чол.	120	500	360	800	1310
У III зміну, чол.	–	500	280	300	900
У холодних цехах	400	4500	720	1840	2900
У I зміну, чол.	300	2800	450	1000	1680
У II зміну, чол.	100	1000	150	600	880
У III зміну, чол.	–	700	120	240	340

Завдання 2. Визначити витрату води на потребу душових. Вихідні дані для вирішення задачі наведені в табл. 3.2

Таблиця 3.2

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Кількість робітників на підприємстві, чол.	2000	5000	1500	7200	5580

Продовження табл. 5

У гарячих цехах, %	15	40	80	60	70
У холодних цехах, %	10	25	20	40	20
Група виробничих процесів та санітарні характеристики виробничих процесів (Додаток , табл. А.3)	I, а	I, б	II, г	II, в	I, а

Завдання 3. Визначити максимальну секундну витрату води для виробничої мети. Вихідні дані для вирішення задачі наведені в табл. 3.3

Таблиця 3.3

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Підприємства	Взуттєва фабрика	Авто-завод	Молоко-завод	Ковбас-не п-во.	Пивовар-ний завод
Продукція	взуття	машина	молоко	ковбаса	пиво
Добова продукція підприємства	5000 пар	240 шт.	30 т.	8 т.	25 т.
Середня питома Витрата на виробництво одиниці продукції $q_{пит}, \text{м}^3$	30	45	20	15	15

Контрольні питання

1. З яких складових формується витрата води для промислових підприємств?
2. Що таке добовий графік та інтегральна крива водоспоживання?
3. Що таке питомі витрати?
4. Як розрахувати витрату води на приймання душу?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №4 ПРОЕКТУВАННЯ МАГІСТРАЛЬНОЇ ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Водопровідна мережа здебільшого безпосередньо пов'язана в роботі з водоводами, насосними станціями другого підйому, водонапірними вежами і має відповідати таким вимогам:

- забезпечувати подачу всім споживачам визначеної кількості води під необхідним напором;
- повинна мати достатній ступінь надійності і безперервності подачі води споживачам як в умовах нормальної роботи, так і за можливих аварій на окремих ділянках;
- має забезпечувати найменші витрати на будівництво та експлуатацію як самої мережі, так і споруд на ній.

Ці вимоги виконуються при правильному виборі матеріалу і діаметра труб для кожної ділянки та конфігурації мережі, схеми її живлення і всієї системи подачі та розподілу води (СПРВ), до якої належать насосні станції, водоводи, водопровідна мережа, резервуари, водонапірні башти.

При проектуванні СПРВ вирішуються питання вибору такої схеми розташування водоводів, магістральних ліній, насосних станцій, резервуарів і водонапірних башт, за якої техніко-економічні показники її влаштування та експлуатації були б найкращими. З огляду на те, що на технічне рішення зазначених споруд і їх устрій впливають такі основні чинники, як рельєф місцевості, місце розташування джерел водопостачання, розміри об'єкта водопостачання, а також вимоги споживачів щодо кількості та якості води і необхідних напорів, роботу з вибору СПРВ варто починати з детального аналізу цих даних і упорядкування можливих варіантів СПРВ. При цьому, насамперед, має бути розглянута можливість устрою СПРВ об'єкта з одною зоною та одною насосною станцією (НС-II), що подає воду в мережу, у варіанті без вежі, з водонапірною вежею на початку мережі і з контррезервуаром. З розглянутих варіантів можливих систем не повинні виключатися зонні схеми водопостачання – паралельного або послідовного зонування.

У результаті порівняння можливих СПРВ повинна бути встановлена розрахункова (основна) СПРВ із найбільш вираженими, порівняно з іншими розглянутими системами, особливостями, що має кращі техніко-економічні показники, з яких на стадії порівняння варіантів варто виділити: довжину водоводів і магістральних ліній, а також їхні діаметри (за умов розрахунку мережі на ПЕОМ), кількість насосних станцій, резервуарів, місце розташування і висоту водонапірної вежі. При цьому надійність подачі заданих кількостей води споживачам і забезпечення необхідних напорів повинні бути гарантовані всім СПРВ, що розглядаються.

Обираючи основну СПРВ, необхідно керуватися чинними положеннями про найбільш доцільні сфери застосування:

- **однозонна СПРВ** найчастіше використовується на практиці в основному для забезпечення водою споживачів (міст, селищ або промислових підприємств), розташованих на порівняно невеликій території з рівнинним рельєфом місцевості, і потрібних напорів, що незначно відрізняються один від іншого, може бути без вежі, з водонапірною вежею на початку мережі або з контррезервуаром;

- **СПРВ без вежі** застосовується для постачання води споживачам, які відносно рівномірно витрачають воду протягом доби, коли немає необхідності у влаштуванні регулюючих ємностей; здебільшого такими споживачами є промислові підприємства з рівномірним водоспоживанням протягом доби і великі міста з коефіцієнтами нерівномірності в межах 1,1-1,25;

- **СПРВ з водонапірною вежею** на початку мережі використовуються у тих випадках, коли коефіцієнти годинної нерівномірності водоспоживання перевищують 1,25 (звичайно, за добового водоспоживання до 10-15 тис. м³/д), а водоводи подають воду мережею в найвищу точку місцевості. Характерним для такої системи, є те, що висота вежі, а отже, і повна висота підйому води насосами залежить від напору в мережі при максимальному водовідборі і, як правило, не перевищує 40-45 м;

- **СПРВ з контррезервуаром** улаштовується за коефіцієнтів погодинної нерівномірності водоспоживання, що перевищують 1,25, якщо найвищою точка місцевості об'єкта водопостачання є на протилежному боці від місця подачі води в мережу водоводами. Характерним для такої системи є те, що на деяких ділянках мережі (прилеглих до контррезервуара) рух води по напрямку протягом доби змінюється на протилежний;

- **СПРВ з одною насосною станцією** (найчастіше НС-II), розташованої на території станції водопідготовки або парку свердловин, використовується за невеличких довжин водоводів і рівнинному рельєфі місцевості як об'єкта водопостачання, так і ділянки, якою прокладаються водоводи;

- **зонні СПРВ** будуються за значно пересіченого рельєфу місцевості, на якій розташований об'єкт водопостачання, або великої протяжності мережі, коли це призводить до великих втрат напору, на покриття якого потрібно створення значного (іноді неприпустимого) напору на початку мережі, а також за необхідності різноманітних напорів і кількостей води для окремих споживачів.

Трасування водопровідної мережі – процес, на основі якого їй надають певного геометричного накреслення в плані. Трасування залежить від планування об'єкта водопостачання, розміщення на його території окремих споживачів, рельєфу місцевості, місць розташування живильників (насосних станцій, веж, напірних резервуарів), наявності природних і штучних

перешкод для прокладання труб (річки, канали, балки, залізниці й автомобільні шляхи).

Мережі поділяють на тупикові, кільцеві, змішані (комбіновані).

Тупикова мережа – це розгалужена система розподільних трубопроводів. Така мережа, звичайно, має невелику будівельну вартість, але вона не дуже надійна, чутлива до гідравлічних ударів, у ній може застоюватися вода і погіршуватися її якість. **Кільцева мережа** складається із замкнених кілець розподільних трубопроводів, які в будь-яку точку об'єкта подають воду з двох боків. Вона надійніша, ніж тупикова, проте дорожча. **Змішана мережа** – це кільцева з невеликими тупиковими відгалуженнями на окремих ділянках. Згідно зі СНиП 2.04.02-84, водопровідні мережі мають бути кільцевими.

Тупикові відгалуження можна використовувати для таких потреб:

- виробничих, якщо умови підприємства дають змогу переривати подавання води на час ліквідації аварії;
- господарсько-питних, якщо діаметр труб не перевищує 100 мм;
- пожежних за довжини ліній не більшої як 200 мм;
- у населених пунктах із кількістю жителів до 5 тис. осіб із витратами води на зовнішнє пожежогасіння до 10 л/с (довжина тупика може бути більшою за 200 м за наявності пожежних резервуарів і водойм, вежі і контррезервуара на його кінці).

Водопровідна мережа, як правило, має магістральні і розподільні лінії. Магістральні лінії транспортують основну кількість води до найбільш віддалених великих зосереджених споживачів. Розподільні лінії подають воду безпосередньо до введів у будівлі, внутрішньоквартальну мережу, до водорозбірних колонок, пожежних гідрантів. Гідравлічному розрахунку підлягають тільки магістральні лінії. Діаметри труб розподільних ліній вибирають конструктивно. Для об'єднаного господарсько-питного водопроводу мінімальний діаметр розподільних ліній має становити 100 мм, а для сільських населених пунктів – 75 мм.

Роботу з трасування мережі варто починати з аналізу чинників, що впливають на обрис її в плані конфігурації території об'єкта водопостачання, його планування (розташування вулиць, проїздів, парків, промислових підприємств, окремих районів), місць розташування на плані найбільш значних споживачів води, місця подачі води в мережу, рельєфу місцевості, наявності та розташування природних і штучних перепон.

Дотримуючись вимог, що ставляться до мережі, і з огляду на фактори, що впливають на її устрій, потрібно вибирати таке розташування магістралей водопровідної мережі, що забезпечувало б можливо меншу її протяжність, найкращі умови прокладки, дозволяло б легко й економно здійснювати її подальший розвиток, якщо це буде потрібно.

У містах лінії водопровідної мережі прокладаються, здебільшого, вулицями і проїздами, тому обрис міської водопровідної мережі значною мірою визначається плануванням міста.

При трасуванні магістральної мережі варто виходити з таких міркувань:

- основний напрямок ліній магістральної мережі повинен відповідати головному напрямку руху води територією міста, цим напрямком укладається декілька магістральних ліній, уключених паралельно, що забезпечує надійність водопостачання;

- основні транзитні магістралі повинні з'єднуватися між собою перемичками для можливості перерозподілу витрат води між магістралями у разі зміни режиму роботи мережі або у випадку аварії на окремих лініях; кільця, утворені магістралями і перемичками, повинні мати форму, витягнуту вздовж основного напрямку руху води, а число працюючих паралельно магістральних ліній повинно бути найменшим при відстані між ними 300-1000 і 200-1300 м між перемичками;

- магістральна мережа повинна охоплювати всіх найбільш значних споживачів води, подавати воду до регулюючих ємностей і приймати воду від усіх джерел живлення, водночас вона має розташовуватись рівномірно на територією міста;

- магістральні лінії мережі повинні прокладатися по найвищих позначках території для створення малих напорів у магістралях і достатніх у розподільній мережі.

При трасуванні мереж на території промислових підприємств необхідно враховувати, крім зазначеного положень, також і функціональне призначення мережі, зумовлене особливостями виробництва. Так, якщо на мережу господарсько-питного водопроводу покладаються і протипожежні функції, то ця мережа повинна бути закільцьована, в іншому разі вона може бути запроектована і розгалуженою. Мережа виробничого водопроводу проектується кільцевою, розгалуженою або комбінованою.

Трасування водопровідних мереж як у місті, так і на території промислових підприємств повинно бути ув'язане з трасуванням інших підземних інженерних комунікацій.

Схема живлення водопровідної мережі визначається кількістю і місцем розташування насосних станцій і напірно-регулювальних споруд. Для невеликих населених пунктів найчастіше проектують мережу з однією водонапірною баштою, в яку подає воду одна насосна станція. Залежно від їх взаємного розташування мережі можуть мати **однобічне, двобічне, комбіноване (змішане) живлення**. У мережу з однобічним живленням або з прохідною вежею вода подається з одного боку.

У години, коли НС-II подає води більше, ніж цього потребує споживач залишки води акумулюються у баці вежі, не потрапляючи в мережу. Коли відбирання води з мережі перевищує подавання НС-II, недостатня кількість її подається з вежі в ту саму точку, в яку надходить вода від НС-II. Мережа двобічного живлення або з контррезервуаром розміщена між НС-II і вежею. Тому в години максимального водоспоживання одна частина мережі живиться водою від НС-II, а друга – від вежі. У період, коли подавання НС-II

перевищує водоспоживання, вода до всіх споживачів надходить від насосної станції, а залишки її проходять всю мережу транзитом і акумулюються в баці вежі. Мережа з комбінованим живленням займає проміжне положення між двома попередніми: одна частина мережі має однобічне живлення, друга – двобічне.

Вибір схеми живлення водопровідної мережі залежить від можливого взаємного розташування водоживильників мережі, що тісно пов'язано з рельєфом місцевості та типом джерела, його розміщенням, значеннями відборів води з мережі й потрібних напорів.

Можливі й складніші схеми живлення мережі: з кількома вежами або насосними станціями, безвежові (в Україні великі міста мають саме таку схему), зонні.

Зонні системи використовуються для вирішення технічних і економічних питань. До технічних питань належать запобігання мережі від значних напорів (вище 60 м), а до економічних, насамперед зменшення витрат електроенергії і, відповідно, її вартості. При зонуванні передбачається подача води в окремі райони населених пунктів достатньо самостійними насосними станціями, а водопровідні мережі цих районів практично незалежні або частково пов'язані з сусідніми мережами. Зонування може бути *горизонтальним* і *вертикальним*. Горизонтальне зонування використовується за значних розмірів у плані об'єкта водопостачання, коли в початкових ділянках мережі можуть виникнути значні напори. Вертикальне зонування використовується за значної різниці позначок місцевості, коли в найнижчих точках можуть виникати напори, які перевищують 60 м. Технічно це вирішується паралельним або послідовним зонуванням. При паралельному зонуванні вода подається в самостійні зони (мережі) від одної насосної станції різними водоводами і групами насосів, а при послідовному – з невеликим, достатнім тільки для першої зони напором, у наступну зону вода подається додатковою насосною станцією. Горизонтальне зонування краще здійснювати за послідовною схемою, так як за значної довжини зони відбувається дуже повільне зростання втрат напору. Різновидом можна вважати схеми з районуванням, коли від основної мережі населеного пункту додаткові насосні станції або рекупераційні вузли забирають і подають воду в окремі райони (мережі).

Паралельне зонування застосовується при розташуванні об'єктів водопостачання (районів міста, промислових підприємств, окремих будинків) на порівняно невеличкій території, але на різних, що істотно відрізняються, висотних позначках місцевості, а також коли розташовані близько один від одного споживачі висувають різні вимоги до якості води, кожна зона за такого зонування живиться від окремих водоводів, але, як правило, від однієї насосної станції.

Послідовне зонування використовується під час водопостачання об'єктів, розташованих на дуже пересіченій місцевості або таких, що мають значні протяжності, а також у випадках постачання водою споживачів,

розташованих на території міста або промислового підприємства і таких, що потребують подачі води зі значно більшим напором, ніж всі інші споживачі, що живляться від загальної водопровідної мережі.

У містах, великих населених пунктах і промислових підприємствах протипожежний водопровід проектується об'єднаним із господарсько-питним або виробничим, як правило, низького тиску. Тому під час пожежі такий водопровід повинен забезпечувати тільки подачу збільшеної (відповідно до норм) витрати води на пожежогасіння з подачею всієї витрати води від насосної станції.

Напір для одержання пожежних струменів створюється для таких водопроводів пересувними пожежними насосами, що забирають воду з мережі через гідранти, внаслідок чого в прилеглих до місця пожежі районах мережі відбувається зниження тиску. Проте напір при цьому не повинен бути менший 10 м.

Подача збільшених кількостей води під час пожежі призводить до збільшення втрат напору в мережі, що спричиняє необхідність збільшення напору насосних станцій, які подають воду в мережу.

У схемах із водонапірною баштою на початку мережі, напір у вежі при цьому режимі, може виявитися настільки значним, що п'єзометрична позначка буде більше максимального рівня води в вежі. У цьому разі вежа повинна бути відключена, оскільки вона не дасть змоги створити необхідний напір у мережі для гасіння пожежі. Якщо п'єзометрична лінія знаходиться нижче дна бака, вежу можна не відключати, подачу води з вежі не варто враховувати, тому що внаслідок великого напору в вежі витрата з неї буде надзвичайно малою, порівняно з витратою мережі.

У схемі мережі з контррезервуаром найбільш віддаленою від насосної станції і найвищою точкою мережі зазвичай є точка, яка розташована безпосередньо біля вежі або в її окрузі, тому вежа не настільки істотно впливає на роботу мережі, як у першому випадку. Відключати вежу під час пожежі не потрібно. Більше того, на початку пожежі вежа буде подавати в мережу деяку кількість води доти, поки її бак не спорожніє. Зважаючи на те, що в цьому разі звільнення бака відбувається дуже швидко, системі з контррезервуаром потрібно розраховувати на подачу в період пожежі сумарної господарської і пожежної витрати від насосної станції. При проміжному розташуванні башти вона може працювати і як контррезервуар, і як башта на початку мережі залежно від співвідношення розмірів водовідбору на ділянках мережі від насосів до вежі і за вежею, тому витрата з неї під час пожежі не враховується, але вежу можна не відключати.

У безвежових схемах необхідні витрати і напори під час пожежогасіння створюються тільки насосами насосної станції і за їхніми розмірами використовують перевірочний розрахунок мережі.

Об'єднані водопроводи господарсько-питного або виробничого призначення і протипожежні високого тиску використовуються вкрай рідко, у специфічних сприятливих топографічних умовах, коли устрій такого

водопроводу економічно доцільний.

Звичайно, у водопроводах високого тиску підвищення напору, що забезпечує створення пожежних струменів безпосередньо від гідранта, висотою не менше 10 м над найвищою точкою найвищого будинку, створюється тимчасово під час виникнення пожежі стаціонарними пожежними насосами. Практично устрій таких водопроводів доцільний лише в малих містах, селищах і на деяких промислових підприємствах. Перевірочний розрахунок водопроводів високого тиску набуває в цих умовах значення основного розрахунку. Насосна станція, що подає воду в мережу, у цьому разі повинна збільшити не тільки кількість води, що подається, а і значно (у 2-2,5 рази) збільшити напір.

У випадках устрою водопроводу постійного високого тиску (для водопостачання промислових підприємств із виробництвами підвищеної вогнебезпечності і т. п.) під час пожежі в мережу повинно бути подано збільшену (з метою пожежогасіння) кількість води (при зберіганні постійних високих напорів для створення пожежних струменів від гідрантів у найнесприятливіших точках мережі). Перевірочний розрахунок таких водопроводів нічим не відрізняється від перевірконого розрахунку мережі низького тиску під час пожежогасіння.

Зазначені особливості роботи мережі під час пожежі мають бути проаналізовані в кожному конкретному випадку та враховані в розрахунках і під час конструювання мережі.

Для визначення діаметрів труб і втрат напору на всіх ділянках мережі при пропуску розрахункових витрат води виконують гідравлічні розрахунки водоводів і водопровідної мережі. Втрати напору потрібні для визначення висоти водонапірної башти і напору насосів. Гідравлічний розрахунок виконують лише для магістральних ліній і водоводів. Залежно від схеми живлення мережу розраховують на такі характерні випадки: максимальне водоспоживання; максимальне водоспоживання і пропуск додаткових протипожежних витрат; транзит у напірний бак. Розрахунок на перші два випадки потрібний для всіх схем мережі, а на третій - для схеми з контр резервуаром.

Підготовка мережі до розрахунку полягає у складанні умовної розрахункової схеми. При гідравлічному розрахунку мережі неможливо врахувати всі реальні точки відбору води споживачами, тому реальна схема замінюється умовною з вузловими точками відбору води, що розташовані, як правило, на перетинах магістральних ліній. Вузлові точки поділяють мережу на розрахункові ділянки. Порядок визначення витрат води на ділянках такий:

1. За графіком водоспоживання для призначеного режиму визначають розрахункові витрати $q_{\text{макс}}$ л/с.

2. Визначають питомі витрати $q_{\text{пит}}$ в л/с на 1 м мережі, виключаючи при цьому зосереджених водоспоживачів:

$$q_{\text{пит}} = \frac{q_{\text{макс}} - \sum q_{\text{зос}}}{\sum L} \quad (4.1)$$

де $\sum q_{\text{зос}}$ - сума витрат зосередженими водоспоживачами, л/с;

$\sum L$ - сумарна довжина ділянок мережі, які віддають воду, м (до неї не включаються ділянки, що призначені лише для транспортування води).

При різному характері забудови (багатоповерхова, малоповерхова, інди-відуальна) питомі витрати визначають для кожного району окремо.

3. Вважаючи, що відбір води з мереж рівномірний, визначають шляхові витрати на кожній ділянці

$$q_{\text{шлях}} = q_{\text{пит}} \times l_i \quad (4.2)$$

4. Для спрощення розрахунків замінюють шляхові витрати вузловими (умовно зосередженими у вузлах) і визначають їх як півсуму шляхових витрат ділянок, що приєднуються до даного вузла:

$$q_{\text{вуз}} = 0,5 \sum q_{\text{шлях}} \quad (4.3)$$

Якщо є зосереджена витрата у вузлі, то

$$q_{\text{вуз}} = 0,5 \sum q_{\text{шлях}} + q_{\text{зос}} \quad (4.4)$$

Сума витрат, що притікають до вузла, повинна бути рівною сумі витрат, що витікають з нього.

5. Враховуючи, що окрім шляхових витрат, розрахунковою ділянкою проходить також транзитна $q_{\text{транз}}$ для живлення наступних ділянок мережі, визначають розрахункові витрати на кожній ділянці:

$$q_i = q_{\text{транз}} + 0,5 \times q_{\text{шлях}} \quad (4.5)$$

де: 0,5 – коефіцієнт, який враховує, що на початку ділянки $q_i = q_{\text{транз}} + 0,5 \times q_{\text{шлях}}$, а в кінці – $q_i = q_{\text{шлях}}$.

Знаючи розрахункові витрати на ділянках мережі і прийнявши матеріал труб, визначають діаметри магістральних трубопроводів

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times V}}, \quad (4.6)$$

де: Q - розрахункові витрати ділянки, м³/с;

V - швидкість руху води в трубі, м/с.

Визначаючи величину швидкості руху, слід враховувати, що малі швидкості руху води ведуть до збільшення діаметра, а великі – до його зменшення. Перше призводить до збільшення будівельної вартості, а друге – до збільшення втрат напору в трубах, і тим самим – до витрат електроенергії на їх подолання, тобто збільшення експлуатаційних витрат. Економічна вигідна швидкість складає: для труб малого діаметра 0,6-0,9 м/с; для труб великого діаметра - 0,9-1,5 м/с.

За формулами гідравліки при відомих діаметрах і витратах ділянок мережі визначають втрати напору. Для спрощення розрахунків за цими формулами складені таблиці, користуючись якими, загальні втрати напору визначають, як:

$$h_i = i \times l, \text{ м} \quad (4.7)$$

де i – ухил трубопроводу;

l – довжина трубопроводу, м.

При розрахунку магістральних ліній втрати напору на місцеві опори не враховують як порівняно незначні.

При розрахунку складніших кільцевих мереж може бути багато різних вирішень розподілу води ділянками. В цих випадках проводять “ув’язку” мережі, щоб сума втрат напору на ділянках кільця з рухом води за годинниковою стрілкою дорівнювала сумі втрат напору на ділянках з рухом води проти годинникової стрілки ($\sum h = 0$).

Оскільки витрати на ділянках мережі беруться орієнтовно, а діаметри підбираються, виходячи з економічних міркувань, то сума втрат напору не дорівнює нулю, а становить певну додатну або від’ємну величину $\sum h$, яка називається нев’язкою. Щоб ув’язати мережу, треба частину взятої на початку розрахункової витрати перекинути з більш навантаженого півкільця на менш навантажене. Після виправлення витрат повторно визначають втрати напору. Розрахунок продовжують доти, поки величина нев’язки не стане допустимою $\Delta h = 0,3 - 0,5$ м

Для попереднього розподілу потоків і витрат води мають виконуватися такі вимоги:

- основні магістральні лінії за умови взаємозамінності повинні мати приблизно однакову пропускну спроможність;
- основним споживачам воду слід подавати найкоротшим шляхом;
- у вузли з найбільшими відборами вода має надходити приблизно однаковими потоками;
- з вузлів живлення мережі вода повинна розтікатися приблизно однаковими потоками.

Відповідно до другого закону для водопровідної мережі у будь-якому замкненому контурі алгебраїчна сума втрат напору становитиме

$$h = 0. \quad (4.8)$$

Практично отримати цю рівність можна лише після додаткового перерозподілу попередньо розподілених витрат води (ув'язки водопровідної мережі).

Витрати води, що надходять до вузла, мають знак «+», а ті, що виходять – знак «-». Наприклад, на рис. 2.1, а, для вузла 3 на ділянці 2-3 надходять витрати води +15, а на ділянці 3-4 виходять витрати води -10, і вузловий відбір становить -5. Таким чином, для цього вузла справджується рівняння (2.8): $+15-10-5=0$.

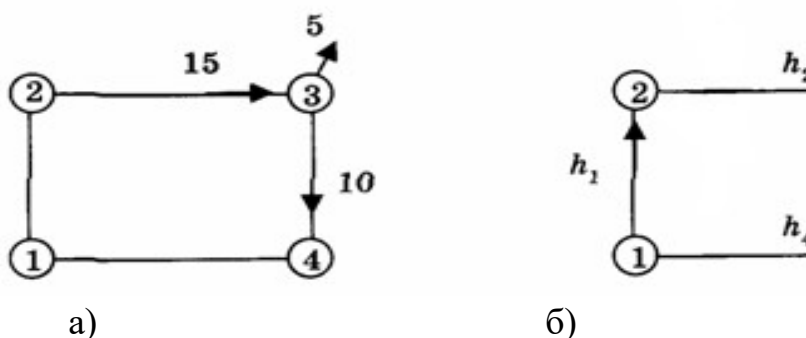
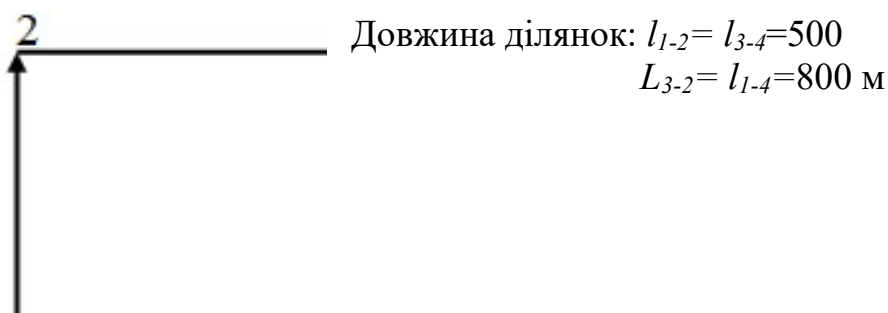


Рис. 2.1 – Основні закони кільцевих мереж:

- а) рівність витрат води у вузлі;
- б) рівність втрат напору в кільці.

ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА

Приклад 1. Визначити питомі, шляхові та вузлові витрати



$$Q=500 \text{ л/с}$$

Вирішення: Визначаємо питому витрату води за формулою 2.1

$$q_{\text{пит}} = \frac{500}{2600} = 0,1923 \text{ л/с.}$$

Для кожної ділянки магістральної мережі визначаємо шляхові витрати

за формулою 2.2.

Відповідно до рисунка:

$$l_{1-2}=500 \text{ м}$$

$$l_{2-3}=800 \text{ м}$$

$$l_{3-4}=500 \text{ м}$$

$$l_{4-1}=800 \text{ м}$$

$$q_{\text{шлях}}^{1-2}=0,1923 \cdot 500=96,15 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{шлях}}^{2-3}=0,1923 \cdot 800=153,85 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{шлях}}^{3-4}=0,1923 \cdot 500=96,15 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{шлях}}^{4-1}=0,1923 \cdot 800=153,85 \text{ л/с};$$

$$\sum q_{\text{шлях}}=500 \text{ л/с, що дорівнює } Q=500 \text{ л/с}$$

Замінюємо шляхові витрати вузловими (умовно зосередженими у вузлах) і визначаємо їх як півсуму шляхових витрат ділянок, що приєднуються до даного вузла за формулою 2.3

$$q_{\text{вуз}}^2 = \frac{96,15 + 153,85}{2} = 125 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{вуз}}^3 = \frac{96,15 + 153,85}{2} = 125 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{вуз}}^4 = \frac{96,15 + 153,85}{2} = 125 \text{ л/с};$$

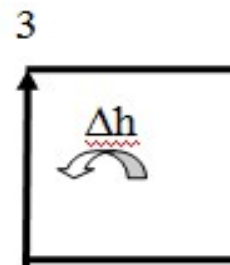
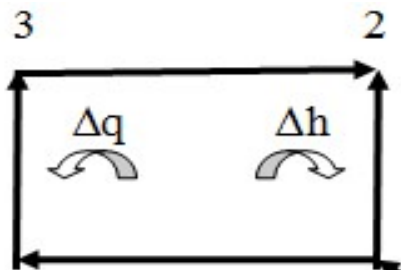
$$q_{\text{вуз}}^1 = \frac{96,15 + 153,85}{2} = 125 \text{ л/с}.$$

$$\sum q_{\text{вуз}}=500 \text{ л/с}.$$

Приклад 2. Визначити, які лінії перевантажені, які недовантажені і чому. При таких умовах в одному випадку $\Delta h > 0$, а в другому – $\Delta h < 0$

Вирішення: В першому випадку (рис. 2.2) знак втрат напорі «+», слід співпадає з шляхом годинникової стрілки, таким чином поправочна витрата буде зі знаком «-» і співпадає з ділянкою 1–2, а це говорить про те, що ця ділянка недовантажена.

В другому випадку (рис 2.3) знак втрат напорі «-», слід це проти шляху годинникової стрілки, таким чином поправочна витрата буде зі знаком «+» і співпадає з ділянками 1–4, 4–3, 3–2, а це говорить про те, що ці ділянки перевантажені.



ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ № 4

Задача 1. Визначити питомі, шляхові та вузлові витрати (рисунок до прикладу 4.1)

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Витрати води, що надходять в мережу, л/с	400	500	600	800	1000
Довжина ділянок: l_{1-2} , м	2000	1500	1000	2500	1000
l_{2-3} , м	1700	1200	1800	1000	700
l_{3-4} , м	600	500	900	800	800
l_{4-1} , м	800	400	450	600	1100

Задача 2. Визначити, які лінії перевантажені, які недовантажені, чому? При вирішенні задачі необхідно вказувати напрям руху витрат та втрат напору

Вихідні дані	Номери варіантів				
	1	2	3	4	5
Втрати напору	$\Delta h > 0$	$\Delta h < 0$	$\Delta h > 0$	$\Delta h < 0$	$\Delta h > 0$
Рисунок для вирішення задачі	рис. 1	рис. 2	рис. 3	рис. 4	рис. 5

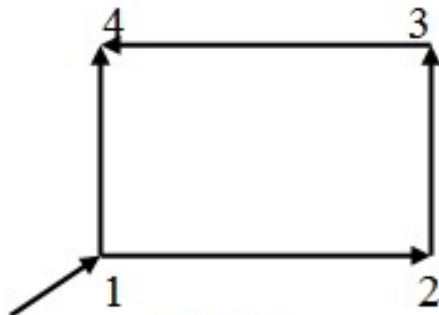


Рис. 1

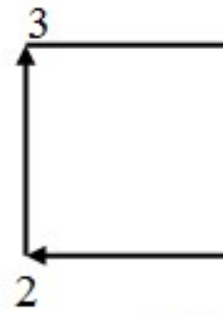
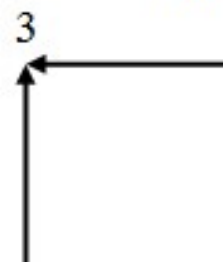
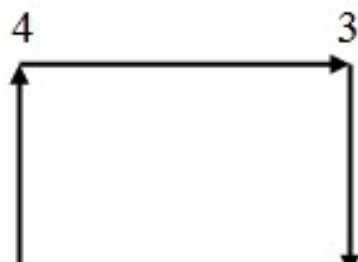


Рис.



Контрольні питання

1. Охарактеризуйте водопровідні мережі.
2. Яким чином обирається система подачі та розподілу води (СПРВ)?
3. Що розуміється під трасуванням водопровідної мережі?
4. Охарактеризуйте принципову схему розбирання води з водопровідної мереж.
5. У чому полягає розрахунок водопровідних мереж та які методи їх ув'язки Ви знаєте?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №5

ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОБУТОВО-ПРОМИСЛОВОЇ КАНАЛІЗАЦІЙНОЇ МЕРЕЖІ

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Перед початком гідравлічного розрахунку головного колектора його розбивають на розрахункові ділянки, довжину яких визначають по генплану міста за допомогою масштабу по відстані між боковими колекторами.

Сумарні витрати для кожної розрахункової ділянки складаються з наступних витрат:

- Попутних, поступаючи від кварталів жилої настрійки, розташованих по довжині ділянки;
- Транзитних – від вище розміщених кварталів;
- Бокових – від бокових ліній, що приєднуються;
- Зосереджених, поступаючи на розрахункову ділянку від окремих великих водокористувачів (промислових підприємств, лазень тощо).

Витрати від населення (сума бокових, попутних та транзитних витрат) на даній розрахунковій ділянці помножуються на відповідний коефіцієнт нерівномірності (додаток В), отримуються розрахункові витрати від населення, які разом з зосередженими витратами (витратами від підприємства в максимальну зміну) дають сумарні розрахункові витрати від населеного пункту. На підставі результатів розрахунку кожної ділянки розрахункового колектора приступають до гідравлічного розрахунку каналізаційної мережі.

Метою гідравлічного розрахунку є визначення мінімальних діаметрів труб, нахилів, швидкості руху потоків січної рідини і ступеня наповнення трубопроводів, які необхідно надати трубам для створення в них самоочисної швидкості руху стічних вод, при якій матеріал труб не стирається і не зношується. Розрахунок виконується по значенням сумарних розрахункових витрат і нахилів місцевості за допомогою таблиць А.А. Лукіних або Ю.М. Костянтинова з урахованням необхідних технічних вимог.

Гідравлічний розрахунок водовідвідних самопливних колекторів полягає у визначенні діаметрів труб, нахилів (втрат напору), швидкостей течії рідини і ступеня наповнення колектора.

Незважаючи на те, що стічна рідина в каналізаційній мережі рухається нерівномірно в умовах несталого руху, на практиці проектування її рух прийнято вважати рівномірним турбулентним.

Гідравлічний розрахунок виконується на розрахункову максимальну секундну витрату за таблицями Лукіних та Константінова.

Для запобігання замулювання водовідвідних мереж слід приймати мінімальні припустимі швидкості руху стічних вод (v_{\min} , м/с) залежно від діаметра труб (d , мм) і ступеня їх заповнення (h/d). Такі швидкості

називаються самоочисними і приймаються за СНіП 2.04.03 – 85 “Каналізація. Зовнішні мережі і споруди”.

Максимальну розрахункову швидкість руху стічних вод слід приймати для металевих труб – 8 м/с, для неметалевих труб – 4 м/с.

Таблиця 5.1. Гранично допустимі значення швидкості

Діаметр труб, мм	Мінімально допустима швидкість, м/с
150 – 250	0,70
300 – 400	0,80
450 – 500	0,90
600 – 800	1,00
900 – 1200	1,15
1300 – 1500	1,30
1500 і більше	1,50

Розрахункове наповнення водовідвідних трубопроводів рекомендується приймати не більше $0,75d$ [1].

Таблиця 5.2. Наповнення труб

Діаметр труб, мм	Наповнення (h/d)
150 – 300	не більше 0,6
350 – 450	0,7
500 – 900	0,75
900 та більше	0,8

При проектуванні водовідвідних колекторів найважливішою вимогою є забезпечення мінімуму наведених витрат, тому слід прямувати до мінімального заглиблення колектора. Найбільш доцільно проектувати колектор з нахилом, рівним нахилу поверхні землі. Нахил трубопроводу тісно пов'язаний з швидкістю руху води, тому при зменшенні нахилу необхідно контролювати забезпечення значення швидкості не менше самоочисної і значення наповнення не більше допустимого.

При підборі діаметрів колектора слід дотримуватися умови зростання або постійності швидкостей від ділянки до ділянки. При зміні рельєфу місцевості (від більших нахилів до менших) допускається зменшення швидкості, але не нижче самоочисної. При малих витратах (менше 10 – 12 л/с) ділянка вважається безрозрахунковою. Діаметр приймають для неї рівним мінімальному – 200 мм, нахил – 0,005.

З'єднання труб різних діаметрів рекомендується виконувати в оглядових колодязях за методом “шелига в шелигу”, коли поєднуються по висоті верхні частини труб, які називаються шелигами.

ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ 5

Знайдіть гідравлічні характеристики каналізаційних мереж

Умови задачі:

Ділянки I-II та II- III

Відмітки точок: I - 190м

II – 172м

III- 158м

Довжина ділянки: I –II – 5200м

II- III – 5000м

Витрати стічних вод, які поступають на ділянку:

I – II – 2852 м³/добу

II – III - 5063 м³/добу

Контрольні питання:

1. Що є основною метою гідравлічного розрахунку?
2. З яких витрат складаються сумарні витрати стічних вод?
3. Що є кінцевим результатом гідравлічних розрахунків побутово - промислової мережі?
4. Як розраховується початкова глибина заглиблення вуличного колектора?

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 6 «РОЗРАХУНОК ТА ПОБУДОВА ВЕРТИКАЛЬНИХ ВІДСТІЙНИКІВ»

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Відстійники застосовуються для осадження грубодисперсної зависі та великих пластівців за рахунок сил тяжіння. Залежно від напрямку руху води їх поділяють на *вертикальні, горизонтальні, радіальні*.

Вертикальний відстійник буває круглим або прямокутним у плані. В центральній його частині (рис. 3.1) влаштовується циліндрична камера утворення пластівців. У верхню частину камери впускається вихідна вода за допомогою спеціального пристрою – колеса Сегнера. Це забезпечує обертову плавну течію води до низу камери. За час, протягом якого вода проходить через камеру, в ній утворюються великі пластівці зависі. На виході з камери влаштовується погашувач – решітка з дощок із комірками $0,5 \times 0,5$ м і заввишки 0,8 м. Потік, що проходить через погашувач спрямовується і плавними рівномірними струменями виходить у відстійник, де змінює напрямок на висхідний. У зоні прояснення потік рухається зі швидкістю $V=0,35-0,6$ мм/с, а пластівці осідають у нижню зону накопичення й ущільнення осаду.

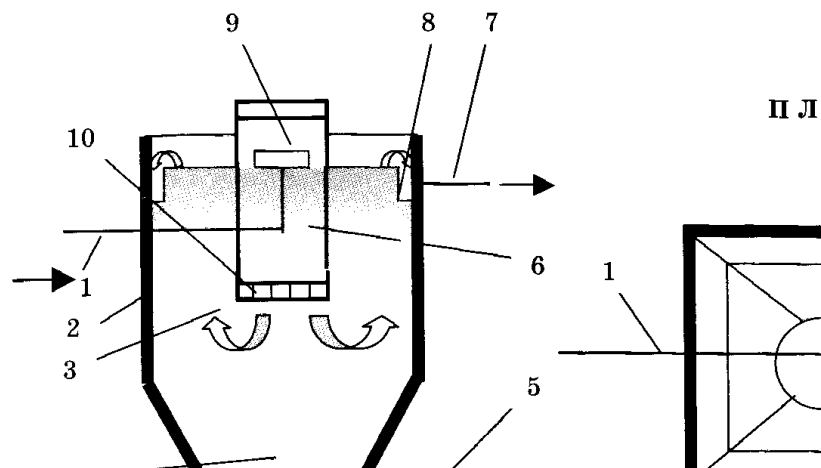


Рис. 6.1 – Схема вертикального відстійника:

- 1 – подавання води;
- 2 – резервуар;
- 3 – зона прояснення;
- 4 – зона накопичення й ущільнення осаду;
- 5 – трубопровід для виведення осаду;
- 6 – камера утворення пластівців;
- 7 – трубопровід відведення відстояної води;
- 8 – лотки для збирання відстояної води;
- 9 – пристрій для впускання води в камеру;

10 – погашувач.

Очищена вода збирається у верхній частині лотками, з яких трубопроводом 7 вона відводиться на фільтри. Періодично осад випускається трубопроводом 5, при цьому відстійник не виключається із роботи.

Розрахункова площа зони прояснення, м²,

$$F_{\text{цр}} = \frac{\beta q_{\text{вв}}}{3,6Vn_{\text{роб}}}, \quad (6.1)$$

де β – коефіцієнт, що враховує об'єм відстійника, який використовується (1,3-1,5);

$q_{\text{вв}}$ – витрати води, м³/год;

$n_{\text{роб}}$ – кількість робочих відстійників.

Площа камери утворення пластівців визначається за виразом

$$F_{\text{кп}} = \frac{q_{\text{вв}}t}{n_{\text{роб}}H_{\text{кп}}}, \quad (6.2)$$

де $t=0,25-0,33$ год тривалість перебування води в камері утворення пластівців;

$H_{\text{кп}}=3,5-4$ м – висота камери утворення пластівців.

Висота зони прояснення береться на 10% більшою за висоту камери утворення пластівців. Об'єм зони накопичення й ущільнення осаду визначається з умови накопичення його протягом 6-24 год. Зона накопичення й ущільнення осаду передбачається з похилими стінками, кут між якими $\alpha=70-80^\circ$.

Об'єм зони накопичення й ущільнення осаду, м³, дорівнює для квадратного відстійника

$$W_{\text{нп}} = \frac{h_{\text{кон}}}{3} (F_{\text{в}} + F_{\text{н}} + \sqrt{F_{\text{в}}F_{\text{н}}}); \quad (6.3)$$

для круглого

$$W_{\text{нп}} = \frac{\pi h_{\text{кон}}}{3} \left[\left(\frac{b_{\text{в}}}{2} \right)^2 + \left(\frac{b_{\text{н}}}{2} \right)^2 + \frac{b_{\text{в}}b_{\text{н}}}{4} \right], \quad (6.4)$$

де $F_{\text{в}}$ – площа верхньої основи, м²;

$F_{\text{н}}$ – площа нижньої основи, м²;

b_B – розмір верхньої основи, м;

b_H – розмір нижньої основи, м;

$h_{\text{кон}}$ – висота конічної частини, м.

Скид осаду з відстійника передбачається без його виключення. Період роботи між чистками (ревізіями) відстійника, год, дорівнює

$$T_H = \frac{W_{\text{нп}} n_{\text{роб}} \delta_{\text{ос}}}{q_{\text{вв}} (C_p - M_k)}, \quad (6.5)$$

де $\delta_{\text{ос}}$ – середня по висоті концентрація твердої фази осаду, г/м³ (табл. 3.1);

$M_k = 8-12$ мг/дм³ – каламутність води, яка виходить з відстійника;

C_p – концентрація завислих речовин у воді, мг/дм³, які потрапляють у відстійник

$$C_p = M_k + k_k D_k + 0,25Ц + B, \quad (6.6)$$

де M_k – каламутність вихідної води, мг/дм³;

D_k – доза коагулянта, мг/дм³;

k_k – коефіцієнт, який для очищеного сірчаноокислого алюмінію становить 0,5, для неочищеного – 1,2;

$Ц$ – кольоровість вихідної води, градусів;

$B = 0,6D_{\text{вап}}$ – кількість нерозчинних речовин, які вводять із вапном ($D_{\text{вап}}$ – доза вапна для підлюговування, мг/дм³).

Таблиця 3.1 – Визначення середньої концентрації осаду

Каламутність вихідної води, мг/дм ³	Реагент	$\delta_{\text{ос}}$ при періодах між скидами осаду, год		
		6	12	24 і більше
До 50	Коагулянт	9000	12000	15000
50-100	Коагулянт	12000	16000	20000
100-400	Коагулянт	20000	32000	40000
400-1000	Коагулянт	35000	50000	60000
1000-1500	Коагулянт	80000	100000	120000
Понад 1500	Флокулянт	90000	140000	160000
Те саме	Без реагентів	200000	250000	300000

Період між скидами осаду повинен бути не менше 6 год. Збір проясненої води здійснюється периферійними та радіальними лотками з отворами або трикутними вирізами.

Скид осаду здійснюється трубопроводом діаметром 150-200 мм. При кількості робочих відстійників менше шести передбачається один резервний.

ПРАКТИЧНА ЧАСТИНА

Беремо кількість робочих відстійників $n_{\text{роб}}=2$ шт та один резервний. Розрахункова швидкість висхідного потоку $V=0,5$ мм/с. Приймавши співвідношення діаметра до висоти відстійника $1,5$, $\beta=1,5$.

$$F_{\text{пр}} = \frac{0,5 \cdot 65}{3,6 \cdot 0,5 \cdot 2} = 27 \text{ м}^2.$$

Приймавши час перебування води в камері пластівцеутворення $t=18$ хв та висоту камери $H_{\text{кп}}=3,5$ м, отримаємо її площу

$$F_{\text{кп}} = \frac{65 \cdot 18}{60 \cdot 2 \cdot 3,5} = 2,8 \text{ м}^2.$$

Загальна площа відстійника

$$F = 27 + 2,8 = 29,8 \text{ м}^2.$$

Приймавши відстійник квадратним у плані, довжина його сторони становитиме $L = \sqrt{29,8} = 5,5$ м.

Висота зони прояснення $H_0 = 1,1 \cdot 3,5 = 3,85$ м. Перевіряємо співвідношення довжини сторони відстійника до висоти зони прояснення $\frac{L}{H_0} = \frac{5,5}{3,58} = 1,5$, що відповідає раніше прийнятому.

Приймавши діаметр труби для видалення осаду з відстійника $d_{\text{ос}}=200$ мм (труби сталеві електрозварні згідно з ГОСТом 10704-91), отримаємо довжину сторони нижньої частині пірамідального днища $d = 2d_{\text{ос}} = 0,2$ м. Приймавши кут між похилими стінками відстійника $\alpha=80^\circ$, висота зони ущільнення та накопичення осаду становитиме

$$h_{\text{кон}} = \frac{0,5(5,5 - 0,2)}{\text{tg}(80:2)} = 3 \text{ м}.$$

Об'єм зони ущільнення та накопичення осаду

$$W_{\text{нп}} = \frac{3}{3 \cdot (5,5^2 + 0,2^2 + 5,5 \cdot 0,2)} = 31,4 \text{ м}^3.$$

Кількість нерозчинних речовин, які вводяться з вапном

$$B = (1 - 0,4) \cdot 10 = 6 \text{ мг/дм}^3.$$

Концентрація завислих речовин у воді, яка надходить у відстійник

$$C_p = 500 + 1,2 \cdot 50 + 0,25 \cdot 40 + 6 = 576 \text{ мг/дм}^3.$$

Прийнявши середню по всій висоті осадової частини концентрацію твердої фази осаду $\delta_{\text{ос}} = 60000 \text{ г/м}^3$, період роботи відстійника між скиданням осаду становитиме

$$T_{\text{н}} = \frac{31,4 \cdot 2 \cdot 60000}{65 \cdot (576 - 10)} = 102 \text{ год.}$$

Отже, об'єм зони ущільнення та накопичення осаду достатній.

У нижній частині камери пластівцеутворення розміщуємо гасник з розмірами комірок $0,5 \times 0,5 \text{ м}$, висотою $0,8 \text{ м}$.

Зовнішня довжина відстійника

$$D_3 = 5,5 + 2 \cdot 0,2 = 5,9 \text{ м.}$$

Загальна висота відстійника з камерою пластівцеутворення

$$H = 0,3 + 0,2 + 3 + 3,85 + 0,4 + 0,3 = 8,05 \text{ м}$$

ЗАВДАННЯ ДО ПРАКТИЧНОЇ РОБОТИ № 6

1. Розрахувати вертикальні відстійники. Повна продуктивність водоочисних споруд $q_{\text{вв}} = 65 \text{ м}^3/\text{год}$, каламутність вихідної води $M_{\text{к}} = 500 \text{ мг/дм}^3$, кольоровість $C = 40$ градусів, доза неочищеного сірчаноокислого алюмінію $D_{\text{к}} = 50 \text{ мг/дм}^3$, доза вапна $D_{\text{вап}} = 10 \text{ мг/дм}^3$.

2. Побудувати схему вертикального відстійника.

Контрольні питання

1. Які відстійники Ви знаєте?
2. Для чого призначені відстійники?

3. Опишіть типову схему вертикального відстійника.
4. Яким чином визначаються основні параметри для розрахунку вертикального відстійника?

РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Запольський А.К. Водопостачання, водовідведення та якість води: Підручник. – К.: Вища школа, 2005. – 671 с.
2. Захарова М.В. Гідроекологічні основи водного господарства. Практикум: Навчальний посібник. – Одеса: «Екологія», 2010. – 110 с.
3. Колодєєв Є.І., Захарова М.В. Гідроекологічні показники водопостачання та водовідведення: Навчальний посібник. – Одеса, 2012. – 125 с.
4. Кравченко В.С. Водопостачання та каналізація: Підручник. – К.: «Кондор», 2009. – 288 с.
5. Тугай А.М., Орлов В.О. Водопостачання: Підручник. – К.: Знання, 2009. – 735 с.
6. Хільчевський В.К. Водопостачання і водовідведення. Гідроекологічні аспекти. – ВЦ «Київський університет», 1999. – 319 с.
7. Електронний сайт бібліотеки www.library-odeku.16mb.com

ДОДАТОК

Таблиця А.1 – Норми водоспоживання для міст та селищ

Характер обладнання санітарно-технічними пристроями	Водоспоживання на одного мешканця, л/добу										
	середньодобова (за рік)										
Внутрішній водопровід, каналізація та централізоване гаряче водопостачання	230-350										
Внутрішній водопровід, каналізація та ванни з газовими колонками	160-230										
Внутрішній водопровід і каналізація без ван	125-160										
Значення коефіцієнтів годинної нерівномірності											
Кількість мешканців, тис. чол.	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	1000 і більше
$V_{\text{макс}}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1
$V_{\text{мін}}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

Таблиця А.2 – Витрата води на полив

Призначення води	Вимірювач	Витрата води на полив, л/м ²
Мезанізована мийка удосконаленого покриття проїздів та площ	1 мийка	1,2-1,5
Механізований полив удосконаленого покриття проїздів та площ	1 поливка	0,3-0,4
Полив вручну (зі шлангів) удосконаленого покриття тротуарів та проїздів	«»	0,4-0,5
Поливання міських зелених насаджень	«»	3-4
Поливання газонів та квітників	«»	4-6

Таблиця А.3 – Розрахунок кількості людей на одну душову сітку

Група виробничих процесів	Санітарні характеристики виробничих процесів	Кількість людей, що миються на одну душову сітку
I	а) Які не спричиняють забруднення одяжі та рук	15
	б) Які спричиняють забруднення одяжі та рук	7
II	в) З виділенням великої кількості пилу або особливо забруднених речовин	3
	г) З додатковою потребою в воді	5