

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування

Кафедра міського будівництва і господарства

03-04-093М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни **«Міські інженерні мережі»**
для здобувачів вищої освіти першого
(бакалаврського) рівня за спеціальністю **192**
«Будівництво та цивільна інженерія» фахового
спрямування **«Міське будівництво і господарство»**
усіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою з
якості ННІБА
Протокол № 7 від 23.05.2024 р.

Рівне – 2024

Методичні вказівки до практичних занять та виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Міські інженерні мережі» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю **192 «Будівництво та цивільна інженерія»** фахового спрямування «Міське будівництво і господарство» усіх форм навчання [Електронне видання] / Ткачук О. А. – Рівне : НУВГП, 2024. – 37 с.

Укладач: Ткачук О. А., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри міського будівництва і господарства.

Відповідальний за випуск: Ткачук О. А., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри міського будівництва і господарства.

Керівник ОПП

Караван В. В.

© О. А. Ткачук, 2024
© НУВГП, 2024

Зміст

Вступ.....	4
1. Характеристика об'єкта	5
2. Водопровідні мережі	6
2.1. Вибір системи і схеми водопостачання.....	6
2.2. Розрахункові витрати води.....	6
2.2.1. Добові витрати води.....	6
2.2.2. Погодинні та секундні витрати води	9
2.2.2.1. Витрати води на господарсько-питні цілі	9
2.2.2.2. Витрати води на пожежогасіння	10
2.3. Трасування мережі та складання її розрахункової схеми....	11
2.4. Визначення вузлових відборів води	12
2.5. Попередній поточкорозподіл води	13
2.6. Визначення матеріалу та діаметрів труб	14
2.7. Гідравлічні розрахунки мережі	17
2.8. Конструктивна і монтажні схеми мережі.....	18
2.8.1. Формування схем розподільчих ліній	18
2.8.2. Розташування водопровідної арматури.....	19
2.8.3. Деталювання вузлів мережі. Колодязі та камери	20
3. Мережі водовідведення.....	22
3.1. Трасування побутової та дощової мереж	22
3.2. Розрахункові витрати стічних вод в трубопроводах	23
3.2.1. Витрати стоків для господарсько-побутової каналізації ..	24
3.2.2. Витрати стічних вод для дощової каналізації.....	25
3.3. Гідравлічні розрахунки ділянок каналізаційних мереж.....	27
3.3.1. Розрахунок мережі господарсько-побутової каналізації ..	27
3.3.2. Розрахунок дощової мережі	29
4. Розташування інженерних мереж на міських територіях.....	31
Література.....	35
Додаток А.....	36

Вступ

Підготовка фахівців міського будівництва та господарства пов'язана із питаннями не лише зведення будівель і споруд та благоустрою територій населених пунктів, але й їхнього інженерного забезпечення. В сучасному місті це обумовлено створенням належних санітарно-гігієнічних умов та комфорту у місцях проживання, роботи і відпочинку людей, технологічними потребами виробництв, а також необхідністю гасіння пожеж.

Міські інженерні мережі є основними частинами **інженерного життєзабезпечення міста**, яке базується на функціонуванні **систем водопостачання, водовідведення, газопостачання, теплопостачання, електропостачання, зв'язку**, тощо. Вони є основною складовою міського господарства, а їхня вартість становить біля третини вартості всієї міської забудови.

Метою даного курсового проекту є розрахунок і проектування водопровідної мережі, дощової та господарсько-побутової каналізації міста, взаємне розташування інженерних мереж в плані і на профілі вулиць міста.

Курсовий проект виконують за індивідуальним завданням кафедри МБГ (додаток А), зміст якого передбачає:

- обґрунтування та визначення систем і схем водопостачання та водовідведення міста;
- визначення розмірів водоспоживання, розрахункових витрат подачі та розбору питної води, побутових і дощових стічних вод;
- трасування і визначення діаметрів труб мереж водопостачання міста та водовідведення сельбищного району;
- ув'язку водопровідної мережі міста і визначення п'єзометричних позначок у її вузлах;
- гідравлічний розрахунок колектора каналізаційної мережі;
- складання конструктивної схеми водопровідної мережі сельбищного району, деталювання характерних вузлів та робочих креслень колодязів;
- взаємне розміщення інженерних мереж на заданій вулиці.

Об'єм пояснювальної записки – 25-30 сторінок тексту формату А4 і 4 аркуші креслень формату А3.

1. Характеристика об'єкта

Для проектування інженерних мереж заданого населеного пункту необхідно навести такі його характеристики [1]:

- сільбищної зони: щільність і кількість населення у житлових зонах, їхні площі, кількість поверхів, ступені санітарного благоустрою будівель [6, табл. 1]; показники громадського закладу (кількість поверхів, об'єм будівлі); вид і площі територій, що поливають із міського водопроводу;

- промислової зони (назви підприємств, кількість змін, кількість продукції, що вони виробляють, об'єми найбільших будівель; категорії виробництва за пожежною безпекою; ступені вогнестійкості та необхідні напори води на вводах);

- міських інженерних мереж, що необхідно запроєктувати (водопровідних, водовідведення, тепло-, газо- чи електропостачання);

- ґрунтів на території міста (характер ґрунтів на трасі інженерних мереж, глибини промерзання, глибини залягання ґрунтових вод тощо).

Характеристики зон забудови міста можна наводити у текстовій формі або у вигляді таблиць (табл. 1.1).

Таблиця 1.1

Характеристики сільбищних зон

№ з/п	Показник	Одиниця виміру	Значення
Багатоповерхова житлова зона (БЖЗ)			
1	Площа (брутто)	га	
2	Густота заселення	жит/га	
3	Кількість жителів	осіб	
4	Ступінь санітарного благоустрою	-	
5	Поверховість забудови	поверхів	
Малоповерхова житлова зона (МЖЗ)			
1	Площа (брутто)	га	
2	Густота заселення	жит/га	
3	Кількість жителів	осіб	
4	Ступінь санітарного благоустрою	-	
5	Поверховість забудови	поверхів	

2. Водопровідні мережі

2.1. Вибір системи і схеми водопостачання

Система водопостачання повинна забезпечувати подачу необхідної кількості води, потрібної якості на потреби всіх категорій споживачів. В населених пунктах України приймають централізовану систему водопостачання [6, п. 8.1, 8.3], яка повинна забезпечити господарсько-питне водоспоживання, виробничі потреби підприємств, витрати води на полив і гасіння пожеж. Такий водопровід вважають об'єднаним господарсько-питним, виробничим і протипожежним [6, п. 8.3]. Протипожежний водопровід приймають низького тиску. Вільний напір (на рівні поверхні землі) в мережі такого водопроводу при пожежогасінні повинен бути не менше 10 м [6, п. 6.3.3 і 6.3.4].

Схему водопостачання приймають залежно від рельєфу місцевості із прохідною баштою чи із контррезервуаром [9, 10]. Для цього на плані забудови населеного пункту вказують місця під'єднання водоводів та розташування водонапірної башти.

2.2. Розрахункові витрати води

2.2.1. Добові витрати води

Розрахункові (середні за рік) добові витрати води населенням із системи централізованого водопостачання, м³/доб, визначають за формулою

$$Q_{\text{сер.доб}} = \frac{q \cdot N}{1000} \cdot K_n, \quad (2.1)$$

де q – середньодобова норма водоспоживання, л/(за добу на одного жителя) [6, п. 6.1.1, табл. 1];

N – розрахункова кількість жителів у сельбищних районах різного ступеню благоустрою житлової забудови;

K_n – коефіцієнт, що враховує додаткові (невраховані) витрати води, який на розрахункову перспективу приймають рівним: для малих і середніх міст – $K_n = 1,1$; для великих і значних – $K_n = 1,15$; для найзначніших – $K_n = 1,2$ [6, табл.1, прим. 3].

Розрахункові витрати води, м³/доб, в добу найбільшого і найменшого водоспоживання становлять

$$Q_{\text{доб. (макс/мін)}} = K_{\text{доб. (макс/мін)}} \cdot Q_{\text{сер.доб.}} \quad (2.2)$$

Коефіцієнти добової нерівномірності водоспоживання $K_{доб}$ враховують уклад життя населення, режими роботи підприємств, ступінь благоустрою будинків, зміни водоспоживання протягом року та днів тижня [6, п. 6.1.2] і, відповідно, становлять $K_{доб. макс} = 1,1...1,3$; $K_{доб. мин} = 0,7...0,9$.

Таблиця 2.1

Добові витрати води населенням

Зони забудови	N_i , жителів	q , л/(люд.доб)	K_n	$K_{доб}$		$Q_{доб}$, м ³ /доб		
				макс	мін	сер	макс	мін
БЖЗ								
МЖЗ								
Всього		-	-	-	-			

Добові витрати води на потреби промислових підприємств, м³/доб, визначають за формулою

$$Q_{пр} = P \cdot q_m, \quad (2.3)$$

де P – кількість продукції, яку виготовляє підприємство за добу, од. продукції/доб;

q_m – питома витрата води на технологічні цілі (питоме водоспоживання), м³/од. продукції.

Максимальні та мінімальні добові витрати води, м³/доб, промисловим підприємством визначають за формулою (2.2), приймаючи коефіцієнти нерівномірності відбору води у літній та зимовий періоди рівними [9]: $K_{доб. макс} = K_{літ}$; $K_{доб. мин} = K_{зим}$.

Таблиця 2.2

Добові витрати води на потреби підприємств

Назва підприємства	Питома витрата на 1 т продукції, м ³ /т	Кількість виготовленої продукції за добу, т	Коефіцієнти нерівномірності		Добові витрати Q , м ³ /доб		
			$K_{літ}$	$K_{зим}$	сер	макс	мін
Підприємство А							
Підприємство ...							
Всього	-	-	-	-			

Добові витрати води на полив, м³/доб, визначають за формулою

$$Q_{сер.доб}^{пол} = 10 \cdot F_n \cdot q_n \quad (2.4)$$

де F_n – площа поливу, га;

q_n – розрахункові питомі (середні за рік) добові витрати води полив, л/(м² добу) [6, дод. А; 16];

Протягом поливного періоду вважається, що витрати води є рівномірними. Для поливного періоду (з травня по вересень) визначають тільки максимальні добові витрати води (мінімальні $Q_{доб.мін}^{пол} = 0$)

$$Q_{доб.макс.}^{пол.} = Q_{сер.доб.}^{пол.} \quad (2.5)$$

Таблиця 2.3

Таблиця добових витрат на полив

Вид поливної території	F_n , га	q_n , л/(м ² добу)	Добові витрати, м ³ /доб		
			<i>сер</i>	<i>макс</i>	<i>мін</i>
Газони і квітники					
....					
Всього					

Сумарні добові витрати води в населеному пункті визначають як суму добових витрат кожної категорії споживачів. Розрахунки проводять в табличній формі (табл.. 2.4).

Таблиця 2.4

Підсумкова таблиця добових витрат споживачами міста

№ п/п	Споживачі	Добові витрати Q , м ³ /доб		
		<i>сер</i>	<i>макс</i>	<i>мін</i>
1	Населення			
2	Промислове підприємство			
3	Полив			
	Всього			

2.2.2. Погодинні та секундні витрати води

Розрахункові погодинні та секундні витрати води визначають для кожного розрахункового випадку залежно від режимів водоспоживання і подачі води [6, п. 8.10]. В курсовому проекті розглядають два основних розрахункових випадки:

1-й: максимальне водоспоживання (максимальне погодинне в добу максимального водоспоживання на господарсько-питні і виробничі цілі);

2-й: пожежогасіння (гасіння розрахункової кількості пожеж в годину максимального водоспоживання).

2.2.2.1. Витрати води на господарсько-питні цілі

Розрахункова максимальна погодинна витрата води у населеному пункті, м³/год, обчислюється за формулою

$$Q_{год.макс} = K_{год.макс} \cdot \frac{Q_{доб.макс}}{24}, \quad (2.6)$$

де $K_{год.макс}$ – максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності водоспоживання, який залежить від кількості споживачів, ступеню благоустрою будинків, добових витрат води і може визначатися за формулою [9, 10]

$$K_{год.макс} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{доб.макс}}}, \quad (2.7)$$

де a і b – коефіцієнти, що залежать від категорії систем водопостачання (табл. 2.5), яку визначають за [6, п. 8.4, табл. 9].

Таблиця 2.5

Значення параметрів a і b у формулі 2.10

Категорія системи водопостачання	Кількість жителів в місті N , тис.жителів	Параметри	
		a	b
1	понад 50,0	1,18	20,1
2	5,0 – 50,0	1,17	17,7
3	до 5,0	1,16	16,3

Подачу насосів водопровідної насосної станції (ВНС), що живить водопровідну мережу, визначають за формулою

$$Q_{ВНС} = K_{ВНС} \cdot \frac{Q_{доб.макс}}{24}, \quad (2.8)$$

де $K_{ВНС}$ – коефіцієнт нерівномірності подачі води насосами ВНС (найчастіше другого ступеня насосної станції другого підйому) можна визначати за наближеною формулою

$$K_{ВНС} \cong 1 + \frac{K_{год.макс} - 1}{2}. \quad (2.9)$$

Для подальших розрахунків водопровідних мереж використовують миттєві (секундні) витрати води, л/с. Їх розраховують за умови, що протягом однієї години вода із водопровідної мережі відбирається рівномірно

$$q_{р.макс} = \frac{Q_{год.макс}}{3,6}; \quad (2.10)$$

$$q_{ВНС} = \frac{Q_{ВНС}}{3,6}. \quad (2.11)$$

Недостача води між потребою і подачею насосної станції поступає в мережу від водонапірної башти

$$q_{ВБ} = q_{р.макс} - q_{ВНС}. \quad (2.12)$$

2.2.2.2. Витрати води на пожежогасіння

Кількість одночасно можливих пожеж у населеному пункті $n_{пож}$ приймають залежно від загальної кількості жителів [6, табл. 3]. Ці пожежі з різними величинами пожежних витрат можуть виникнути в таких місцях:

- у багатоповерховій житловій зоні (БЖЗ);
- у малоповерховій житловій зоні (МЖЗ);
- на промислових підприємствах;
- у громадських закладах.

Розрахункові пожежні витрати, л/с, визначають як суму пожежних витрат на зовнішнє і внутрішнє гасіння пожеж в кожному місці їх виникнення

$$q_{пож} = q_{зовн.пож} + q_{вн.пож}. \quad (2.13)$$

Розрахунки ведуть у табличній формі (табл.2.6) відповідно до нормативних даних на зовнішнє [6, табл. 3-7; 9, табл. 2.7-2.9] та внутрішнє [9, табл. 3.6] пожежогасіння.

За кількістю можливих одночасних пожеж в місті та сумарними пожежними витратами за табл.2.6 визначають розрахункові місця виникнення пожеж та знаходять розрахункові витрати $q_{р.пож}$, як суму їхніх найбільших витрат води.

Таблиця 2.6

Витрати води на пожежегасіння

№ п/п	Місце пожежо-гасіння	$n_{\text{пож}}$, шт	$q_{\text{пож}}$, л/с		Сумарні пожежні витрати, л/с	Примітки
			зовн.	внутр.		
1	БЖЗ					$n_n = , N =$
2	МЖЗ					$n_n = , N =$
3	Пр. підпр.					$\text{пож. кат.}, W =$
4	Гр. заклад					$n_n = , W =$

Враховуючи, що розрахункова витрата води на пожежогасіння повинна бути забезпечена при найбільших витратах із системи водопостачання на інші потреби (господарсько-питні) [6, п. 6.2.10], кількість води для гасіння пожеж в годину максимального водоспоживання, що відбирається із мережі, визначають за формулою

$$q_{r.\text{пож.ВМ}} = q_{r.\text{макс}} + q_{r.\text{пож.}} \quad (2.14)$$

2.3. Трасування мережі та складання її розрахункової схеми

Трасування водопровідної мережі – це надання їй певної геометричної конфігурації на плані забудови міста. Мережу трасують згідно правил наведених в [9, п. 5.2; 10, п. 1.2.3].

Розрахункову схему водопровідної мережі складають тільки для магістральних ліній, яка включає розрахункові вузли і ділянки між ними [9, рис. 5.2; 10, рис. 1.14]. На ній показують підключення великих споживачів, точки живлення, перетин водопровідних ліній.

Розрахункові вузли встановлюються в таких точках:

- в точках живлення мережі;
- підключення водоводів і водонапірної башти;
- в місцях підключення великих споживачів;
- в місцях перетину трьох і більше ліній;
- до і після перешкод;

- на границях зміни інтенсивності розбору води (значні зміни кількості розосереджених споживачів вздовж ділянок мережі).

2.4. Визначення вузлових відборів води

Вузлові витрати розраховують для кожного розрахункового випадку (1-го – *максимальне водоспоживання* та 2-го – *пожежогасіння*).

Розрахунки ведуть у табличній формі (табл.2.7 і 2.8) за спрощеною схемою, припускаючи, що вода із мережі витрачається пропорційно площам зон живлення від кожного вузла. Границі між цими зонами встановлюють посередині кожної ділянки [9, п. 6.3].

Для визначення вузлових відборів води у водопровідній мережі необхідно, крім сумарної величини розрахункових витрат води $q_{р.макс}$, знати відбори води кожною категорією споживачів: населення багатоповерхової $q_{БЖЗ}$ і малоповерхової $q_{МЖЗ}$ житлових зон, підприємств $q_{Пр}$, на полив $q_{пол}$

$$q_{р.макс} = q_{БЖЗ} + q_{МЖЗ} + q_{Пр} + q_{пол}. \quad (2.15)$$

В години максимальних відборів води на господарсько-питні та технологічні потреби, полив не проводять, тобто $q_{пол} = 0$.

Відбори води підприємством визначають за формулою

$$q_{Пр} = \frac{K_{літ} \cdot P_{зм.макс} \cdot q_m}{8 \cdot 3,6}, \quad (2.16)$$

де $P_{зм.макс}$ – кількість продукції, яку випускає підприємство у найбільш продуктивну зміну, од. продукції/зміну.

Секундні витрати води населенням житлових зон $q_{БЖЗ}$ та $q_{МЖЗ}$ визначають пропорційно їх добовим витратам за системою рівнянь

$$\left. \begin{aligned} q_{БЖЗ} + q_{МЖЗ} &= q_{р.макс} - q_{Пр}, \\ \frac{q_{БЖЗ}}{q_{МЖЗ}} &= \frac{Q_{доб.макс.БЖЗ}}{Q_{доб.макс.МЖЗ}}. \end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

Витрати у житлових зонах для кожного вузла $q_{БЖЗ.i}$ та $q_{МЖЗ.i}$ визначають пропорційно площам зон їх впливу $F_{БЖЗ.i}$ та $F_{МЖЗ.i}$. Вузлові витрати $q_{вуз.1}$ знаходять як суму витрат $q_{БЖЗ}$, $q_{МЖЗ}$ і $q_{ЗС}$ (підприємств).

Таблиця 2.7

Вузлові відбори води для I-го розрахункового випадку

№ вузлів*	БЖЗ		МЖЗ		Зосереджені споживачі		$q_{вуз.1}$, л/с
	$F_{БЖЗ,i}$, га	$q_{БЖЗ}$, л/с	$F_{МЖЗ,i}$, га	$q_{МЖЗ}$, л/с	назва підприємства	$q_{зс}$, л/с	
1							
2							
...							
Всього	$\sum F_{БЖЗ}$	$q_{БЖЗ}$	$\sum F_{МЖЗ}$	$q_{МЖЗ}$	-	$q_{пр}$	$q_{р.макс}$

Примітка: * номери вузлів повинні відповідати номерам вузлів розрахункової схеми водопровідної мережі.

Таблиця 2.8

Вузлові відбори води для 2-го розрахункового випадку

№ вузлів	$q_{вуз.1}$, л/с	Пожежогасіння		$q_{вуз.2}$, л/с
		місце пожежі	$q_{пож}$, л/с	
1				
2				
...				
Всього	$q_{р.макс}$	-	$q_{р.пож}$	$q_{р.пож.ВМ}$

2.5. Попередній потокорозподіл води

Попередній потокорозподіл [9, п. 7.1] проводять окремо для кожного розрахункового випадку на основі:

- розрахункової схеми водопровідної мережі;
- вузлових витрат води (табл. 2.7 і 2.8);
- розрахункових витрати води, що подаються у водопровідну мережу від насосної станції і водонапірної башти:
 - для I-го розрахункового випадку – $q_{ВНС}$ і $q_{ВБ}$ (п. 2.2.2.1);
 - для II-го розрахункового випадку – $q_{ВНС} = q_{р.пож.ВМ}$ і $q_{ВБ} = 0$.

Всі значення вузлових відборів і поступлень від ВНС і ВБ наносять на розрахункову схему водопровідної мережі, на якій розташування водоспоживачів не відображають [9, рис. 7.1].

Попередній поточкорозподіл виконують, враховуючи такі рекомендації [9, с.117..120; 10, с. 60, рис. 1.16]:

- алгебраїчна сума витрат води для кожного вузла мережі, як і для мережі в цілому, повинна дорівнювати нулю, тобто повинно виконуватись перше правило Кірхгофа;
- по головних магістралях з метою їх взаємозаміни слід направляти приблизно однакові витрати води;
- головним споживачам воду потрібно подавати найкоротшим шляхом, але не менш ніж по двох напрямках (для забезпечення вимог надійності).

Схеми водопровідної мережі з результатами поточкорозподілу доцільно доповнювати даними для розрахунків на комп'ютері [9, п. 8.2].

2.6. Визначення матеріалу та діаметрів труб

Матеріал і клас міцності труб необхідно вибирати на основі статичного розрахунку з урахуванням даних інженерно-технічних вишукувань, умов роботи трубопроводів, а також вимог до якості води, що по них транспортується [6, п.12.21]. Для напірних водоводів і мереж, як правило, слід застосовувати неметалеві труби (напірні залізобетонні, пластмасові).

Застосування чавунних напірних труб (в тому числі високоміцних із кулеподібним графітом) дозволяється для мереж в межах населених пунктів, територій промислових та сільськогосподарських підприємств.

Застосування сталевих труб рекомендується [6, п.12.21]:

- на ділянках з розрахунковим внутрішнім тиском понад 1,6 МПа;
- для переходів під залізничними і автомобільними дорогами, через водні перешкоди та яри;
- у місцях перетину питного водопроводу під трубами каналізації;
- при прокладанні трубопроводів під автодорожніми мостами, на опорах естакад і в тунелях.

При застосуванні металевих труб, особливо сталевих, необхідно передбачати захист їхніх зовнішньої та внутрішньої поверхонь від корозії [6, п. 12.32..12.34]. В містах для магістральних ліній доцільно застосовувати чавунні труби (бажано із високоміцного чавуну), і тільки в місцях проходу під залізницею, річкою тощо – сталеві. Розподільчі лінії краще влаштовувати із пластмасових труб (ПЕ, ПВХ, ПП, склопластикові, композитні).

Підбір діаметрів трубопроводів слід здійснювати на підставі техніко-економічних розрахунків, враховуючи умови їх роботи при аварійному відключенні окремих ділянок водоводів і водопровідної мережі. При цьому величини діаметрів труб для населених пунктів і промислових підприємств з об'єднаними системами протипожежного водопостачання слід приймати не менше 100 мм. [6, п. 12.44]. Діаметри труб магістральних ліній не повинні бути меншими за діаметри розподільчих мереж, які до них приєднані. Мінімальні діаметри розподільчих ліній визначають за умови проходження протипожежних витрат води житлових зон [9, дод. 4; 10, дод. 4].

Економічно вигідні діаметри труб ділянок магістральної водопровідної мережі визначають на основі виконаного поточкорозподілу для 1-го розрахункового випадку (максимального водоспоживання).

Їх визначають за формулою

$$d_{ek} = E \cdot k_{qt} \cdot Q_{НС}^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}, \quad (2.18)$$

де E – параметр, що враховує показники вартості будівництва та експлуатації трубопроводу на i -й ділянці (економічний фактор); для умов України слід приймати рівними: $E = 0,8...1,1$ [10, с. 58];

k_{qt} – узагальнений коефіцієнт відносного завантаження ділянки;

$Q_{НС}$ – повна розрахункова витрата води, що подається насосними станціями у водопровідну мережу, м³/с;

α, β, m – показники степеню, що залежать від матеріалу труб [9, табл. 7.1].

Для практичних розрахунків створено сервісний програмний модуль *ТЕР_дек.xlsx* в середовищі *Microsoft Excel* [9, с. 123..127; 10, с. 58..59], за допомогою якого враховують впливові фактори та визначають величину розрахункового діаметра $d_{ек}$. Вихідні дані (q, k_D) та результати розрахунків ($d_{ек}, V$ і d) заносять в таблицю (табл. 2.9). Витрати води q , л/с, для кожної ділянки мережі приймають за результатами поточкорозподілу, а коефіцієнт завантаження ділянки k_D визначають за формулою

$$k_D = \frac{q}{Q_{НС}}. \quad (2.19)$$

Таблиця 2.9

Визначення діаметрів труб водопровідної мережі

№ ділянок*	1-й розрахунковий випадок			2-й розрахунковий випадок		Прийнятий діаметр d_y , мм
	q , л/с	k_D	$d_{ек}$, мм	q , л/с	V , м/с	
П - К						
...						

Примітка: * номери ділянок повинні відповідати номерам їх граничних вузлів (початку і кінця) на розрахунковій схемі водопровідної мережі.

За величинами $d_{ек}$ приймають найближче значення внутрішнього діаметра труб $d_{вн}$ та його умовний прохід d_y [9, дод. 1; 10, дод. 1].

Швидкість води по трубах V , м/с, для витрат q , л/с, і діаметра $d_{вн}$, мм, визначається за номограмою [9, рис. 5.4] або за формулою

$$V = \frac{4000 \cdot q}{\pi \cdot d_{вн}^2}. \quad (2.20)$$

Якщо розрахована за формулою (2.20) величина швидкості води V , перевищуватиме критичні значення неруйнівних швидкостей для вибраного матеріалу труб (для КП – 2,0 м/с), то приймають наступне більше значення стандартного діаметру труб.

2.7. Гідрравлічні розрахунки мережі

Гідрравлічні розрахунки мережі [9, пп. 8.1 і 8.2; 10, п. 1.2.6] виконують для кожного розрахункового випадку. Їх проводять на ПК за допомогою програмного модулю *ГР_КВМ.xlsm* в середовищі *Microsoft Excel*.

Розрахунки проводять у такій послідовності:

- 1) підготовка вихідних даних:
 - побудова розрахункової схеми мережі для розрахунку на ПК (нумерація на схемах з результатами попереднього поточкорозподілу елементарних кілець та ділянок із зазначення витрат води на них, їх довжин і діаметрів) [10, рис. 1.17];
 - формування таблиць «Вихідні параметри ділянок», «Вихідні параметри вузлів» і «Вихідні параметри кілець» [10, табл. 1.11, 1.12 і 1.13];
- 2) внесення вихідних даних в комп'ютер для 1-го розрахункового випадку (лист: «*Поч.дані*»):
 - внесення початкових даних (*ПІБ студента, назва населеного пункту, назва розрахункового випадку, величина допустимої неув'язки, кількість ділянок, вузлів і кілець*);
 - корегування таблиці «*Параметри стандартних діаметрів труб*» (за потреби);
- 3) внесення параметрів *ділянок, вузлів і кілець* з їх перевіркою у таблицях на листах з аналогічними назвами [10, с. 63..67];
- 4) розрахунок мережі для 1-го розрахункового випадку;
- 5) аналіз результатів розрахунку у таблицях «*Результати розрахунку параметрів ділянок*» і «*Результати розрахунку параметрів вузлів*» на листах «*Результати Д*» і «*Результати В*» [10, рис. 1.15 і 1.14];
- 6) запис результатів розрахунку у файл з назвою: *Name_N.xlsm* (де *Name* – ім'я файлу (прізвище здобувача, назва міста тощо), *N* – номер розрахункового випадку);
- 7) корегування вихідних даних на комп'ютері для 2-го розрахункового випадку (з їх перевіркою):
 - на листі «*Поч.дані*» – *назву розрахункового випадку*);
 - на листі «*Вузли*» – *необхідні напори і вузлові витрати*;
 - на листі «*Кільця*» – *витрати води*;

- 8) розрахунок мережі для 2-го розрахункового випадку з аналізом результатів розрахунку у таблицях на листах «*Результати Д*» і «*Результати В*»;
- 9) запис результатів розрахунку у файл з новим ім'ям (п. 6) та їх продовження (за необхідності), починаючи з п. 7.

Аналіз отриманих результатів розрахунків передбачає:

- порівняння швидкостей руху води у трубах із критично допустимими значеннями ($V \leq 2,0$ м/с);
- оцінка отриманого розподілу витрат води на взаємозамінних ділянках мережі, які повинні бути практично однаковими;
- оцінка величин втрат напорів на ділянках, які не повинні перевищувати середні значення по мережі у кілька разів;
- забезпечення вільних напорів у вузлах не нижче необхідних ($H_{вуз} \geq H_n$) і не вище допустимих ($H_{вуз} \leq H_{дон}$, враховуючи, що $H_{дон} = 45$ м [6, п. 6.3.4]).

За потреби отримані результати розрахунків наносять на розрахункові схеми мережі [9, рис. 8.3] і будують профілі по контуру мережі.

2.8. Конструктивна і монтажні схеми мережі

Після визначення діаметрів труб магістральної мережі та проведення її гідравлічних розрахунків визначають *діаметри труб розподільчих мереж*, складають *конструктивну схему* всієї мережі або для окремого сельбищного району, *монтажні схеми* (деталювання) окремих вузлів і розробляють *робочі креслення* окремих споруд на них (водопровідних колодязів, дюкерів, акведуків переходів через залізниці та автомобільні дороги тощо).

2.8.1. Формування схем розподільчих ліній

Розподільчі водопровідні лінії мають бути прокладені практично по кожній вулиці, чи дорозі, за умови розміщення на них пожежних гідрантів [6, п. 12.7, 12.16]. Основними схемами влаштування розподільчих ліній є [10, п. 2.2.1]:

- *повздожня* (уздовж більших сторін кварталів);
- *перехресна* (уздовж кожної із сторін кварталів).

Вибір тієї, чи то іншої схеми залежить: від площі та розмірів кварталів у плані, характеру їхньої забудови і

розрахункових відстаней між гідрантами, які визначають залежно від довжини пожежних рукавів, типу брандспойта, і висоти будинків [10, с. 203].

Попередньо формують повздовжню схему розподільчих ліній. Якщо віддаль між суміжними лініями перевищує розрахункову відстань між гідрантами, то влаштовують перехресне трасування.

Діаметри розподільчих мереж визначають конструктивно за умови пропуску по них *пожежних витрат* води на одне зовнішнє пожежогасіння у даній житловій зоні [10, дод. 4]. При цьому діаметри труб не повинні бути меншими за **100 мм** [6, п. 12.44].

2.8.2. Розташування водопровідної арматури

На водопровідних мережах і водоводах встановлюють водорозбірну, запірно-регулювальну й запобіжну арматуру, а також водовипуски для спорожнення ділянок мережі [6, п. 12.9].

Пожежні гідранти встановлюють першочергово на розподільчих лініях на перехрестях вулиць. Якщо відстань між цими гідрантами перевищує розрахункову ($L_{пг}$), то між ними встановлюють додаткові гідранти з таким розрахунком, щоб віддаль між ними не перевищувала розрахункову.

Розрахункову відстань між пожежними гідрантами ($L_{пг}$) визначають залежно від радіусу дії пожежного гідранта [9, формула 12.1], враховуючи, що зовнішнє пожежогасіння будь-якої будівлі чи споруди повинно забезпечуватись [6, п. 12.16]:

- від одного гідранта при $q_{зов.пож} \leq 15$ л/с;
- не менше ніж від двох гідрантів при $q_{зов.пож} > 15$ л/с.

Як виняток пожежні гідранти можна встановлювати на магістральних лініях. Не допускають встановлення пожежних гідрантів на *тупикових* відгалуженнях від ліній водопроводу, якщо в них *відсутнє постійне протікання води* [6, п. 12.16].

Регулювальну й запірну арматуру (поворотні дискові затвори, засувки з ручним приводом) встановлюють для повного відключення її ділянок під час ремонту, а також для регулювання витрат води та напорів у мережі. Їх встановлюють в місцях під'єднання водоводів, башт, до і після перешкод, на початку і в кінці ремонтних ділянок [10, п. 2.2.2].

Водовипуски встановлюють у найнижчих точках ремонтних ділянок для спорожнення при ремонтах чи промиванні труб [6, п. 12.14]. Воду від випусків відводять у найближчу водойму, канаву, яр або в спеціальний, так званий «мокрый» колодезь, із якого її відкачують автонасосами чи мотопомпами.

Розміщення пожежних гідрантів, випусків, запірно-регулювальної та іншої трубопровідної арматури показують на **конструктивній схемі** водопровідної мережі [10, рис. 2.42]. Всі колодезні камери нумерують. Колодезні гідранти мають тільки порядковий номер, наприклад, **1, 2**. Для колодезів із пожежними гідрантами номер проставляють після абрєвіатури «ПГ-», наприклад, ПГ-17.

2.8.3. Деталювання вузлів мережі. Колодезні та камери

Уся трубопровідна арматура, яка має фланцеві з'єднання, встановлюється у водопровідних колодезях за допомогою стандартних чавунних або сталевих зварних фасонних частин.

За відомими діаметрами труб мережі та типами трубопровідної арматури складають її **монтажну схему**, виконують деталювання вузлів мережі [9, дод. 8.1 і 8.2; 10, рис. 2.43]. На цій схемі за допомогою умовних позначень показують труби, фасонні частини й трубопровідну арматуру. Деталі одного призначення, однакових розмірів (довжина, діаметр) і виготовленим з одного матеріалу повинні бути позначені на схемі однією позицією (один для всіх наскрізний номер).

За монтажною схемою мережі упорядковують специфікацію труб, фасонних частин та трубопровідної арматури [9, дод. 8.3; 10, дод. 5.3]. Приклад варіантів деталювання водопровідних колодезів і камер та їх робочих креслень наведено в [9, дод. 8].

Робочі креслення колодезів розробляють на основі монтажною схемою мережі. Розміри колодезів визначають залежно від розмірів трубопровідної арматури й фасонних частин (діаметри, довжини), а також із врахуванням мінімально допустимих відстаней від арматури й труб до внутрішніх поверхонь колодезів [6, п. 12.65; 10, рис. 2.44, табл. 2.1].

Глибини колодязів визначають залежно від глибин закладання труб $H_{з.в}$ [6, п. 12.41]

$$H_{з.в} = H_{пр} + 0,5, \text{ м} \quad (2.21)$$

де $H_{пр}$ – глибина промерзання ґрунту, м.

Висота робочої частини колодязів повинна бути не менше ніж 1,5 м. При розміщенні в колодязі пожежного гідранта відстань від його верху до низу люка приймають рівною 0,15..0,4 м, що забезпечує можливість встановлення пожежної колонки та вільного приєднання до неї пожежних рукавів [6, п. 12.65]. Для цього підбирають відповідну висоту гідранта, яка може змінюватися від 500 до 3500 мм з інтервалом 250 мм.

За отриманими розмірами колодязів підбирають стандартні *круглі* або *прямокутні* в плані залізобетонні чи поліетиленові елементи для них. Їхні паспортні розміри не повинні бути меншими за розрахункові. Колодязі із *стандартних круглих залізобетонних елементів* можуть мати внутрішні діаметри 1,0; 1,5; 2,0; 2,5 м і висоту 0,3; 0,6; 0,9 або 1,2 м [10, дод. 7]. *Прямокутні колодязі* монтують із збірних конструкцій розмірами в плані 2,0 x 2,5 м та 4,0 x 4,5 м висотою 0,6; 0,9 або 1,8 м.

В окремих випадках колодязі можуть бути влаштовані із *цегли* чи з *монолітного залізобетону*. При цьому круглі в плані колодязі діаметром до 3 м, або прямокутними в плані. Їх влаштування потребує більше матеріалів, триваліших строків будівництва і коштів.

Якщо глибина укладання труб невелика, то для забезпечення висоти робочої частини колодязя його перекривають *дорожними плитами* з отвором під люк [10, дод. 7]. Для спуску в колодязі влаштовують на їх стінах скоби або застосовують переносні металеві драбини.

Залежно від місця розташування колодязя (проїзна частина, тротуар чи газон) застосовують люки різних модифікацій [10, дод. 6]. На дорогах з твердим покриттям люки встановлюють в рівень з його поверхнею. В інших випадках люки повинні знаходитись вище поверхні землі [6, п. 12.68]:

- в зеленій зоні на 5..7 см;
- на незабудованих територіях – на 20 см.

3. Мережі водовідведення

Відведення стічних вод у населених пунктах здійснюється через такі системи: *роздільна, напівроздільна*, а також *змішана* (за наявності в окремих районах населеного пункту існуючої *загальносплавної* каналізації) [10, п. 1.3.1]. Вибір системи каналізації необхідно проводити з урахуванням вимог до якості очищених поверхневих стічних вод, кліматичних умов, рельєфу місцевості та інших факторів. Чинні нормативи [7, п. 6.1] рекомендують проектувати **роздільну систему каналізації**, а у місцевостях з низькою інтенсивністю дощів та в окремих районах населених пунктів можливе застосування напівроздільної системи каналізації.

Схеми, за якими влаштовують будь яку систему каналізації ґрунтуються на технічно і економічно обґрунтованому рішенні з визначення планів каналізаційних мереж, місць розташування насосних станцій, очисних споруд, аварійних та випусків очищених стічних вод у водойми [7, п. 3.43; 10, рис. 1.18].

3.1. Трасування побутової та дощової мереж

Безпосередньо перед трасуванням територію населеного пункту розбивають на басейни каналізування, вибирають місця розташування очисних споруд, випуску очищених стічних вод у водойми, а за необхідності, і місця розташування каналізаційних насосних станцій. Межі басейнів каналізування визначають за рельєфом місцевості та проектом вертикального планування. Вони, як правило, співпадають з лініями вододілів. Місця розташування очисних споруд вибирають нижче населеного пункту за течією водойми із забезпеченням санітарно-захисних зон до житлової забудови.

Очисні споруди поверхневих стічних вод необхідно влаштовувати для кожного водозбірного басейну, який має випуск у водойму [7, п. 5.11]. Допускається скид неочищених атмосферних вод у водойми, які не використовують для питного водопостачання, для невеликих відокремлених систем дощової каналізації з:

- територій міських парків та лісопарків;

- покрівель будівель окремо розташованих підприємств першої групи [6, п. 5.8], що не забруднюють повітря;
- невеликих сельбищних територій площею до 20 га.

Каналізаційні мережі всередині басейну трасують від вододілів до тальвегів. Вуличні колектори, як правило, проєктують перпендикулярно горизонталям місцевості в напрямку понижених місць басейну. Головні колектори найчастіше направляють вздовж берегів річок. Трасування каналізаційних мереж може бути здійснене за трьома основними схемами [10, рис. 1.19].:

1) **з понижених сторін кварталів:** застосовується за вираженого рельєфу (ухил поверхні землі більший за 0,008..0,01);

2) **охоплююча:** застосовується для плоского рельєфу місцевості (ухил до 0,005..0,007) та кварталів великих розмірів;

3) **черезквартальна:** передбачає прокладення трубопроводів всередині кварталів, вимагає точного погодження забудови кварталу та ускладнює експлуатацію мереж.

Каналізаційні лінії слід прокладати прямолінійно. У місцях поворотів ліній, зміни ухилів та діаметрів труб, а також в місцях з'єднання декількох ліній необхідно влаштовувати колодязі. Кут повороту потоку стічних вод у плані повинен бути не більше 90°. За необхідності більшого кута повороту слід передбачати перепадні колодязі. Необхідно уникати або зводити до мінімуму число перетинів із залізничними коліями, підземними спорудами та водними перешкодами [8].

3.2. Розрахункові витрати стічних вод в трубопроводах

За результатами трасування каналізаційних мереж для визначення діаметрів та ухилів труб, їх заглиблень, а також гідравлічних розрахунків, складають розрахункові схеми [10, рис. 1.22]. В курсовому проєкті розрахункові схеми складають на основі схем трасування мереж сельбищного масиву для окремих віток господарсько-побутової і дощової мереж.

Самопливні лінії мереж водовідведення розраховують на пропуск *максимальних секундних витрат* стічних вод, л/с, які повинні забезпечувати самоочисні швидкості [7, п. 8.2.1] для запобігання замуленню колекторів.

3.2.1. Витрати стоків для господарсько-побутової каналізації

Розрахункові максимальні секундні витрати господарсько-побутових стічних вод, л/с, рекомендують визначати за коефіцієнтами добової та годинної нерівномірності. За їхньої відсутності допускається розраховувати за середньодобовими (за рік) витратами стічних вод q_{cp} у л/с та загальними коефіцієнтами нерівномірності припливу стічних вод $K_{заг.макс}$ [7, п. 7.1.6, табл. 2]

$$q_{p.макс} = q_{cp} \cdot K_{заг.макс}. \quad (3.1)$$

Середні витрати стічних вод q_{cp} розраховують окремо для кожної розрахункової ділянки мережі, як суму шляхових $q_{ш}$, транзитних $q_{тр}$, бокових $q_{б}$ та зосереджених $q_{зс}$ витрат води

$$q_{cp} = q_{ш} + q_{тр} + q_{б} + q_{зс}. \quad (3.2)$$

Шляхові витрати води формуються на розрахунковій ділянці по всій її довжині. Для спрощення розрахунків умовно вважають, що всі шляхові витрати від житлових кварталів надходять тільки в початкову точку ділянки, а не змінюються на всій її довжині. Їх визначають за формулою

$$q_{ш} = q_o \cdot F_{\delta}, \quad (3.3)$$

де F_{δ} – площа житлових кварталів, з яких поступають стічні води у розрахункову ділянку лінії мережі, га;

q_o – модуль стоку, л/с/га

$$q_o = \frac{q_w \cdot P}{86400}, \quad (3.4)$$

де P – щільність населення на 1 га (згідно із завданням);

q_w – питома середньодобова (за рік) норма водовідведення, л/добу на одного жителя, [7, табл. 1].

Модуль стоку визначають для кожного кварталу, який відрізняється від інших щільністю населення та нормою водовідведення U курсовому проекті – окремо для БЖЗ і МЖЗ.

Транзитні і бокові витрати приймають рівними середнім витратам на ділянках, під'єднаних до початкового вузла розрахункової ділянки, відповідно, по розрахунковому напрямку і зі сторони бокового під'єднання.

Зосереджені витрати – витрати від промислових підприємств, комунально-побутових та громадських закладів, розраховують за загальними коефіцієнтами нерівномірності припливу стічних вод $K_{заг.макс}$, якщо кількість виробничих стічних вод не перевищує 45 % загальної витрати. При більшій їх кількості $K_{заг.макс}$ визначають за нерівномірністю відведення господарсько-побутових і виробничих стічних вод для годин доби згідно з даними фактичного припливу стічних вод або об'єктів-аналогів [7, табл. 2, прим. 1].

Визначення розрахункових витрат стічних вод починають від вододілів (крайніх верхніх точок розрахункової схеми мережі) і проводять у формі табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Розрахунки витрат господарсько-побутових стічних вод

Розрахункові ділянки	Квартали, що формують шляхові витрати		Модуль стоку q_0 , л/с/га	Середні витрати стічних вод $q_{ср}$, л/с					$K_{заг.макс}$	$q_{р.макс}$, л/с
	Номери кварталів	Сумарна площа кварталів F_0 , га		шляхові	транзитні	бокові	зосереджені	сумарні		
1-2										
2-3										
.....										

3.2.2. Витрати стічних вод для дощової каналізації

Розрахункові витрати дощових вод, л/с, визначають за методом граничних інтенсивностей [7, п. 7.1.10, дод. А] за формулою

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2n-0,1}} \cdot \eta \cdot m, \quad (3.5)$$

де z_{mid} – середнє значення коефіцієнта покриття, що характеризує поверхню басейну стоку і залежить від виду поверхні покриття міської території [7, п. А.7]; для водонепроникних покриттів (асфальтових, бетонних, покрівель будинків і споруд) можна прийняти $z_{mid} \approx 0,25$;

A , n – параметри, які слід визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у даному конкретному пункті. [7, п. А.2];

F – розрахункова площа стоку, га;

t_r – розрахункова тривалість дощу, яку приймають рівною тривалості протікання поверхневих вод по поверхні, лотках та трубах до розрахункової ділянки, хв;

η – коефіцієнт, що враховує нерівномірність випадання дощу на площі стоку, і становить: $\eta = 1,0$ при $F < 500$ га а при більшій площі – за табл. А.5 [7];

m – коефіцієнт, що враховує тривалість дощу, і становить $m = 1,0$ при $t_r > 10$ хв, а при $t_r = 2..10$ хв визначають за формулою

$$m = 0,457 \cdot t_r^{0,34}. \quad (3.6)$$

За відсутності оброблених даних записів дощомірів параметр A розраховують за формулою

$$A = q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^\gamma, \quad (3.7)$$

де q_{20} – інтенсивність дощу, л/с на 1 га, тривалістю 20 хв для даної місцевості при $P = 1$ рік [7, табл. А.1];

n і γ – показники степеню, які залежать від географічного розташування регіону [7, табл. А.1];

m_r – середня кількість дощів за рік [7, табл. А.1];

P – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу [7, п. А.3].

Для Рівненського регіону можна прийняти [7, табл. А.1]: $q_{20} = 110$ л/с/га; $n = 0,73$; $\gamma = 1,82$; $m_r = 170$; $P = 1,0$ для середніх умов на магістральних вулицях. Тому $A = 980$.

Розрахункову тривалість дощу t_r приймають рівною сумі часу добігання краплини дощу від найвіддаленішої точки кварталу до розрахункового перетину трубопроводу [7, , п. А.5]

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_{mp}, \quad (3.8)$$

де t_{con} – тривалість руху дощових вод до вуличного лотка, а за наявності дощоприймачів у межах кварталу - до вуличного колектора (час поверхневої концентрації) [7, п. А.6], хв;

t_{can} – тривалість руху дощових вод по вуличних лотках до дощоприймачів (при відсутності їх у межах кварталу), хв, яку можна визначати за [7, форм. А.6] або приймати рівною $t_{can} = 2..5$ хв;

t_{mp} – тривалість руху дощових вод, хв, по трубах до розрахункового перетину, яку можна визначати за формулою

$$t_{mp} = 0,017 \sum_i \frac{l_{mp,i}}{V_{mp,i}}, \quad (3.9)$$

$l_{mp,i}$ – розрахункова довжина i -ї ділянки трубопроводу, м;

$V_{mp,i}$ – розрахункова швидкість води у трубопроводі, м/с.

Враховуючи залежність тривалості руху дощових вод, особливо величини t_{mp} , від результатів гідравлічного розрахунку ділянок дощової мережі, розташованих вище розрахункової, визначення розрахункових витрат дощових вод проводять паралельно з гідравлічними розрахунками колекторів (табл. 3.3).

3.3. Гідравлічні розрахунки ділянок каналізаційних мереж

Гідравлічний розрахунок каналізаційної мережі полягає у тому, щоб за відомими витратами води на ділянці $q_{p,макс}$ підібрати діаметри d , ухили труб i , їхні наповнення h/d так, аби швидкості потоків стічних рідин V були достатніми для транспортування забруднень, що містяться в них, а заглиблення труб H були мінімальними, але не меншими за допустимі $H_{дон}$.

3.3.1. Розрахунок мережі господарсько-побутової каналізації

При гідравлічному розрахунку мереж господарсько-побутової каналізації повинні бути забезпечені такі вимоги:

1) мінімальні діаметри труб внутрішньо квартальної мережі – 150 мм, а вуличної – 200 мм [7, п. 8.3.1];

2) мінімальні швидкості руху стічних вод в трубах V_{min} при діаметрі $d \leq 250$ мм – 0,7 м/с; $d = 300..400$ мм – 0,8 м/с; $d = 450..500$ мм – 0,9 м/с; $d = 600..800$ мм – 1,0 м/с; $d = 900$ мм – 1,15 м/с; $d = 1000..1200$ мм – 1,2 м/с; $d = 1500$ мм – 1,3 м/с; $d > 1500$ мм – 1,5 м/с [7, п. 8.4.1, табл. 6];

3) *максимальні швидкості* стічних вод V_{\max} для металевих труб – 8,0 м/с; для неметалевих – 4,0 м/с [7, п. 8.4.3];

4) *максимальне наповнення* труб $h/d_{\max} = 0,6..0,8$ (при діаметрі $d \leq 250$ мм – 0,6; $d = 300..400$ мм – 0,7; $d = 450..900$ мм – 0,75; $d \geq 1000$ мм – 0,8) [7, табл. 6];

5) *найменші ухили* самопливних трубопроводів i_{\min} слід приймати залежно від допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод V_{\min} при найбільшому розрахунковому наповненні труб h/d_{\max} ; для труб діаметрами: $d = 150$ мм – $i_{\min} = 0,008$; $d = 200$ мм – $i_{\min} = 0,007$; як виняток, залежно від місцевих умов для окремих ділянок самопливної мережі, допускається приймати ухили для труб діаметрами: 150 мм - 0,007; 200 мм - 0,005; при застосуванні пластмасових труб - відповідно 0,006 і 0,004 [7, п. 8.5.1];

6) *мінімальну глибину закладання* лотка трубопроводу $H_{\text{доп}}$ допускається приймати меншою найбільшої глибини проникнення в ґрунт нульової температури, але не менше 0,7 м, до верху труби від поверхні землі або планування для труб діаметром: до 500 мм – на 0,3 м; для труб більшого діаметра – на 0,5 м [7, п. 8.6.4].

Гідравлічні розрахунки самопливних каналізаційних колекторів проводять на основі нормативних рекомендацій [7, п. 8.2] за допомогою таблиць [8] або комп'ютерів за уточненими формулами [11]. Результати розрахунків наводять у табличній формі (табл. 3.2)

Таблиця 3.2

Результати гідравлічних розрахунків господарсько-побутової мережі

Ділянки	$q_{p,\max}$, л/с	L , м	i	d , мм	h/d	V , м/с	Відмітки, м								Глибина закладання, м			
							Землі		Шелиги		Рівнів води		Лотка					
							поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін				
1-2																		
2-3																		
...																		

3.3.2. Розрахунок дощової мережі

При гідравлічному розрахунку дощових мереж повинні бути забезпечені такі вимоги:

1) *мінімальні діаметри* труб внутрішньо квартальної мережі – 200 мм, а вуличної – 250 мм [7, п. 8.3.1];

2) *мінімальні швидкості* руху стічних вод в трубах V_{\min} при діаметрі $d \leq 250$ мм – 0,7 м/с; $d = 300..400$ мм – 0,8 м/с; $d = 450..500$ мм – 0,9 м/с; $d = 600..800$ мм – 1,0 м/с; $d = 900$ мм – 1,15 м/с; $d = 1000..1200$ мм – 1,2 м/с; $d = 1500$ мм – 1,3 м/с; $d > 1500$ мм – 1,5 м/с [7, п. 8.4.1, табл. 6];

3) *максимальні швидкості* стічних вод V_{\max} для металевих труб – 8,0 м/с; для неметалевих – 4,0 м/с [7, п. 8.4.3];

4) *максимальне наповнення* труб може бути рівним $h/d_{\max} = 1,0$ [7, пп. 8.4.1 і 8.4.7];

5) *найменші ухили* самопливних трубопроводів i_{\min} слід приймати залежно від допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод V_{\min} при найбільшому розрахунковому наповненні труб h/d_{\max} ; для труб діаметрами: $d = 150$ мм – $i_{\min} = 0,008$; $d = 200$ мм – $i_{\min} = 0,007$; як виняток, залежно від місцевих умов для окремих ділянок мережі, допускається приймати ухили для труб діаметрами: 150 мм - 0,007; 200 мм - 0,005; при застосуванні пластмасових труб - відповідно 0,006 і 0,004 [7, п. 8.5.1];

6) *мінімальну глибину закладання* лотка трубопроводу $H_{\text{дон}}$ допускається приймати меншою найбільшої глибини проникнення в ґрунт нульової температури, але не менше 0,7 м, до верху труби від поверхні землі або планування для труб діаметром: до 500 мм – на 0,3 м; для труб більшого діаметра – на 0,5 м [7, п. 8.6.4].

Особливістю гідравлічних розрахунків дощових мереж є те, що при визначенні розрахункових витрат води на кожній розрахунковій ділянці враховують швидкості, а за ними і час, проходження стічних вод по всіх вище розташованих ділянках. Розрахунки проводять у табличній формі (табл. 3.3) за допомогою комп'ютерів за уточненими формулами [11].

На основі проведених гідравлічних розрахунків будують повздовжні профілі вуличних колекторів для господарсько-побутової та дощової мереж [10, рис. 1.26 і 1.27].

Таблиця 3.3

Результати гідравлічних розрахунків дощової мережі

Ділянки	Довжина L , м		Час добігання води t , хв.		Площа збору води F , га			Розрахункова витрата q , л/с	Наповнення h/d	Ухил i	Діаметр d , мм	Перепад висот на ділянці $i \cdot L$, м	Швидкість V , м/с	Позначки						Глибина закладання H , м
	t_{mp}	t_r	приєдла	транзитна	сумарна	Поверхні землі	Шелги							Лотка	поч	кін	поч	кін	поч	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
1-2																				
2-3																				
...																				

4. Розташування інженерних мереж на міських територіях

Інженерні мережі слід прокладати *підземно* переважно у межах поперечних профілів вулиць і доріг: під тротуарами і розділювальними смугами – в *колекторах, каналах або у тунелях*; у межах розділювальних смуг – теплові мережі, водопровід, газопровід, господарсько-побутову і дощову каналізацію. При ширині проїзної частини більше 22 м мережі водопроводу слід розташовувати по обидві сторони вулиці [11, п. 11.5.1]. Допускається *наземне* прокладання теплових мереж на сельбищних територіях у складних планувальних і гідрогеологічних умовах [1, п. 11.5.3, прим. 2] та *надземне* прокладання газових мереж низького тиску (по стінах будинків) та електроліній напругою до 1 кВ.

Прокладання теплових мереж, водопроводу, кабелів зв'язку і силових кабелів напругою до 10 кВ слід передбачати *суміщенням у загальних траншеях* або у *тунелях*, у яких допускається також прокладання повітропроводів, напірної каналізації та інших мереж. Спільне прокладання газопроводів і трубопроводів, які транспортують легкозаймисті й горючі рідини, з кабельними лініями не допускається [1, п. 11.5.9].

При влаштуванні інженерних мереж відстані по горизонталі (у світлі) від найближчих підземних інженерних мереж до будинків і споруд та між сусідніми підземними комунікаціями при їх паралельному прокладанні повинні бути не меншими за мінімально допустимі [1, дод.И.1 і И.2; 10, дод. 8 і 9]. При різниці у глибині залягання суміжних трубопроводів понад 0,4 м, відстані потрібно збільшувати з урахуванням стрімкості схилів траншей, але не менше глибини траншеї до підшови насипу і бровки виїмки [1, п. 11.5.4].

Глибини закладання інженерних мереж визначають розрахунками з врахуванням специфіки їх функціонування:

- *водопроводу* – на 0,5 м нижче глибини промерзання ґрунту, рахуючи до низу труби, але не менше 0,5 м до її верху для запобігання нагріву води влітку [5, п. 12.41..12.43];

- *каналізації* – за результатами гідравлічних розрахунків, але не менше *мінімальної глибини закладання* $H_{\text{дон}} \geq 0,7$ м;

- **теплових мереж** – не менше 0,5 м від поверхні ґрунту та не менше 0,6 м від нижнього краю дорожнього покриття до зовнішньої поверхні [4, п. 14.21];

- **газопроводів** – до верху труб або футлярів [2, п. 7.18];
- **із сталевих труб** – не менше 0,8 м під проїзними частинами доріг та вулиць і 0,6 м в місцях, де відсутній рух транспорту;
- **із поліетиленових труб** – відповідно, не менше 1,2 м і 1,0 м;
 - **кабелів зв'язку** – до верху футлярів із труб [1, п. 11.5.11];
- **сталевих** – не менше 0,4 м під проїзною частиною вулиці і не менше 0,2 – під непроїзною;
- **бетонних і керамічних** – не менше 0,7 і 0,5 м, відповідно;
- **азбестоцементних і пластмасових** – не менше 0,6 і 0,4 м, відповідно;
- **силових кабелів напругою** – до їх верху:
 - **до 20 кВ** – не менше 0,7 м;
 - **27 кВ і 35 кВ** – не менше 1,0 м;
 - **від 110 кВ до 330 кВ** – не менше 1,5 м.

У місцях перетину інженерних комунікацій відстані між їх зовнішніми поверхнями повинні бути не менше [1, п. 11.5.5]:

- від **трубопроводів питної води** до [6, п. 12.51]:
 - **каналізаційних та технологічних з отруйними речовинами або з неприємним запахом**, розташованими нижче – 0,4 м; допускається сталеві або пластмасові трубопроводи питної води прокладати нижче або вище каналізаційних із чавунних або пластмасових труб на відстані не менше 0,2 м, включаючи один із трубопроводів у футляр довжиною не менше 5 м в кожную сторону у глинистих ґрунтах і 10 м – у скальних і піщаних ґрунтах;
 - **силових кабелів напругою до 35 кВ** – 0,5 м; допускається до 0,15 м, якщо кабель поміщають у труби довжиною в кожен бік від перетину не менше 2 м;
 - **силових кабелів напругою 110..330 кВ** – 1 м; в умовах щільної забудови допускається до 0,5 м, якщо кабелі розміщують у трубах або залізобетонних лотках;
 - **кабелів зв'язку** – 0,25 м; допускається до 0,15 м, якщо кабелі розміщують у трубах;
 - **інших комунікацій** – 0,2 м;
- від **теплових мереж** до [4, додаток Б, табл. Б.1]:
 - **водопроводу, водозливу, газопроводу, каналізації** – 0,2 м;

- силових кабелів напругою до 35 кВ – 0,5 м; в стиснених умовах допускається до 0,25 м з підсиленням теплоізоляції труб;
 - силових кабелів напругою 110..330 кВ – 1 м; в стиснених умовах допускається до 0,5 м з підсиленням теплоізоляції труб;
 - блока телефонної каналізації або до броньованого кабелю зв'язку в трубах – 0,15 м;
- від **газових мереж** до [2, п. 7.16]:
- *мереж газопроводу, теплопостачання, силових кабелів напругою до 35 кВ – 0,5 м; в стиснених умовах допускається до 0,15 м за умови відділення кабелів залізобетонними плитами чи трубами не менше ніж на 2 м в кожную сторону від перетину;*
 - *силових кабелів напругою 110..330 кВ – 1 м; в стиснених умовах допускається до 0,5 м, якщо кабелі розміщені у трубах чи залізобетонних лотках;*
 - *інших комунікацій – 0,2 м.*

У каналах та тунелях допускається сумісне прокладання тих інженерних мереж, які не мають негативного взаємного впливу та у випадку пошкоджень не призводять до катастрофічних ситуацій (вибух, утворення і поширення отруйних речовин, руйнування каналу, дорожнього полотна тощо) [10, с. 275].

У тунелях відстані між поверхнями труб та до стінки тунелю слід приймати не менше ніж 0,2 м. Кріплення арматури до стін і днища тунелю слід виконувати з використанням анкерних болтів і хомутів або заливати бетоном. У каналах відстані від поверхні труб до стінок визначають за умови фіксації трубопроводів і проведення будівельно-монтажних. Ухил дна каналу в сторону контрольного колодязя слід приймати не менше ніж 0,001 [6, п. 12.50].

Підземні газопроводи прокладати крізь будь-які канали та комунікаційні колектори не допускається [2, п. 4.14]. Газопроводи при перетині з каналами або тунелями різного призначення слід розміщувати над або під цими спорудами в футлярах завдовжки 2 м з обох сторін від зовнішніх стінок каналів або тунелів [1, п. 11.5.6].

Розташування підземних комунікаційних **тунелів** і відстані в плані між ними, іншими підземними мережами й

спорудами приймають за умов безпеки будівельно-монтажних та аварійно-ремонтних робіт з розкопуванням, а також захисту від пошкоджень тунелю й підземних комунікацій [1, дод. И.1; 12, дод. 9]. Глибину закладання від поверхні землі до верху тунелю приймають 1..1,2 м. Це дозволяє підвищувати перекриття камер і монтажних вузлів на 0,3..0,6 м, усувати утворення конденсату на стелі тунелю, прокладати інші комунікації над перекриттям тунелю при їх перетині.

Ухили труб, що приєднують дощоприймачі до вуличного колектора потрібно приймати не меншими ніж 0,02 [7, п. 8.5.1].

Взаємне прокладання інженерних мереж (в плані і перетині вулиці) розміщують на листі графічної частини курсового проекту.

Література

1. ДБН Б.2.2-12:2019. Державні будівельні норми України. Планування і забудова територій. К. : Держбуд України. URL: <https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/07/DBN-B22-12-2019.pdf> (дата звернення: 01.03.2024).
2. ДБН В.2.5-20-2018. Газопостачання. К. : Мінрегіон України. URL: https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/04/DBN-V2520-18_Gas.pdf (дата звернення: 01.03.2024).
3. ДБН В.2.5-23-2010. Інженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення. К. : Мінрегіонбуд України. URL: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/92.1.-DBN-V.2.5-232010.-Inzhenerne-obladnannya-budinkiv-i.pdf> (дата звернення: 01.03.2024).
4. ДБН В.2.5-39:2008. Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Теплові мережі. К. : Мінрегіонбуд України. URL: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/96.1.-DBN-V.2.5-392008.-Inzhenerne-obladnannya-budinkiv-i.pdf> (дата звернення: 01.03.2024).
5. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво. К. : Мінрегіонбуд України. URL: <https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/10/DBN-V.2.5-64-2012-Vnutrishniy-vodoprovod-ta-kanali.pdf> (дата звернення: 01.03.2024).
6. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. К. : Мінрегіонбуд України. URL: <https://document.vobu.ua/wp-content/uploads/DBN/101.1.-DBN-V.2.5-742013.-Vodopostachannya.-Zovnishni-merezhi.pdf> (дата звернення: 01.03.2024).
7. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. К. : Мінрегіонбуд України. URL: <https://buduemo.com/ua/documents/building-norms/dbn-vl2157520131-kanalizacijal-zovnishni-merezhi-ta-sporudil-osnovni-polozhennja-proektuvannja.html> (дата звернення: 01.03.2024).
8. Кравченко В. С., Гіроль М. М., Мацнева Т. С. Водопостачання і водовідведення : навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2007. 432 с.
9. Ткачук О. А., Косінов В. П., Новицька О. С. Системи подачі та розподілення води населених пунктів : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2011. 273 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2010/>
10. Ткачук О. А. Миські інженерні мережі : навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2015. 412 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/3674/>
11. Ткачук О. А. Гідравлічні розрахунки трубопровідних систем водопостачання та водовідведення : монографія. Рівне : НУВГП, 2022. 183 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/23889/>

ЗАВДАННЯ

до практичних занять та виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни «Міські інженерні мережі»

1. План забудови міста - *перша цифра шифру*.
2. Характеристики житлових зон (БЖЗ – багатоповерхова; МЖЗ – малоповерхова):

№ з/п	Показники		Варіант (<i>друга цифра шифру</i>)									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	Густина заселення, жителів/га	БЖЗ	200	205	195	210	215	220	185	190	225	230
		МЖЗ	150	145	155	150	140	135	155	145	130	125
2	Ступінь санітарного благоустрою	БЖЗ	3	2	3	3	2	2	3	3	2	3
		МЖЗ	1	1	1	2	2	2	1	2	2	1
3	Кількість поверхів	БЖЗ	5	5	4	6	6	5	4	4	5	6
		МЖЗ	1	2	3	2	3	1	1	2	2	3
4	Площа поливу зелених насаджень, га		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4

3. Показники промислового підприємства:

Показники	Варіант (<i>третьа цифра шифру</i>)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Кількість продукції за добу, т	20	12	25	30	45	30	15	30	25	40
Те ж, в максимальну зміну, т	8	8	25	30	25	20	10	16	10	20
Питоме водоспоживання, м ³ /т	65	95	40	12	23	70	90	36	55	30
Об'єм найбільшої будівлі, тис.м ³	25	10	20	25	45	20	15	40	45	30
Категорія виробництва	Б	В	В	А	Д	Д	Г	Б	Б	А
Ступінь вогнестійкості будівель	I	IV	III	II	IV	III	III	II	I	II
Необхідний напір, м	18	14	22	28	30	24	20	16	26	32

Примітка: Тривалість змін – 8 год.

4. Громадський заклад:

Показники	Варіант (<i>четверта цифра шифру</i>)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Об'єм будівлі, тис.м ³	20	18	15	24	25	30	28	26	22	17
Кількість поверхів	3	2	1	4	5	6	5	5	4	2

5. Параметри ґрунтів:

Показники	Варіант (<i>п'ята цифра шифру</i>)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Тип ґрунтів	глина	супісок	пісок	гравій	глина	супісок	глина	пісок	гравій	супісок
Глибина промерзання	1,1	1,2	1,0	0,8	1,3	1,2	0,9	1,0	1,2	1,3
Глибина залягання ґрунтових вод	3,0	1,5	1,8	1,4	1,7	1,9	2,5	2,3	2,7	1,9