

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

Допустити до захисту в ДЕК

Зав. кафедри

\_\_\_\_\_ В.П. Хоружий  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 року

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
до дипломного проекту  
бакалавр  
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему:

«Водопостачання міста з підземних джерел з розробкою санітарно-технічного обладнання дванадцятиповерхового будинку»

Виконав: студент 5 курсу, групи зВВ - 51  
спеціальність 192 Будівництво і цивільна інженерія  
Освітня програма «Водопостачання та водовідведення»

\_\_\_\_\_ О.В. Мельник

Керівник \_\_\_\_\_ О.А. Кравчук

Рецензент \_\_\_\_\_ Є.І. Павлов

Київ 2022 р.

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології  
Кафедра водопостачання та водовідведення  
Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр.  
Спеціальності 192 Будівництво і цивільна інженерія  
Спеціалізація «Водопостачання та водовідведення»

ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри  
\_\_\_\_\_ Хоружий В.П.,  
« \_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 року

ЗАВДАННЯ  
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ СТУДЕНТУ

**Мельнику Олександрові Вікторовичу**

(Прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема роботи: «Водопостачання міста з підземних джерел з розробкою санітарно-технічного обладнання дванадцятиповерхового будинку»

Керівник роботи  
Кравчук Олександр Андрійович, к.т.н., доцент

затверджені наказом від « \_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом проекту: 13.06.2022 р.

3. Вихідні дані до проекту:

Генплан міста М 1:10000. Місто складається з двох районів. В I-му районі норма водопостачання складає 350 л/доб, в II-му районі - 200 л/доб. В місті розташовано 5 промислових підприємств: 1 – маслозавод, 2 – швейна фабрика, 3 – кондитерська фабрика, 4 – маргариновий завод, 5 – цементний завод.

Проектом потрібно передбачити водопостачання міста з підземних джерел.

Джерелом водопостачання міста приймаємо водоносний шар чорного гравелистого піску потужністю  $m = 35$  м, напір  $H = 50$  м, так як він знаходиться між двома водоупорами. Коефіцієнт фільтрації піску 16 м/добу, з глибиною залягання 195 м.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити).

- Розрахунок об'ємів водопостачання міста.
- Гідравлічний розрахунок мережі водопостачання.
- Розрахунок і проектування очисних споруд водопостачання.
- Проектування насосної станції II-го підйому.
- Проектування і розрахунок санітарно-технічного обладнання дванадцятиповерхового житлового будинку.
- Розділ «Технологія та організація будівництва».

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень).

- Генплан міста з мережами водопостачання М 1:10000.
- Графік п'єзометричних напорів.
- Деталювання кільця водопровідної мережі.
- Водозабірна споруда.
- Висотна схема очисних споруд.
- План насосної станції II-го підйому.
- Санітарно-технічне обладнання дванадцятиповерхового будинку.
- Розділ «Технологія та організація будівництва».

6. Консультанти розділів проекту:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв

7. Дата видачі завдання: 24.01.2022 р.

Студент

\_\_\_\_\_

(підпис)

О.В. Мельник

Керівник

\_\_\_\_\_

(підпис)

О.А. Кравчук

## Зміст

1. Вступ.....	5
2. Водопровідна мережа.....	7
3. Водозабірна споруда.....	30
4. Очисні споруди водопостачання.....	39
5. Насосна станція II підйому.....	52
6. Санітарно-технічне обладнання житлового будинку.....	64
7. Технологія будівельного виробництва.....	77
8. Література.....	92

## Вступ

Оцінюючи критично останні публікації в пресі і в спеціальній публіцистичній і науковій літературі відносно екологічної ситуації, слід відмітити, що значна кількість з них присвячена стану забезпечення і якості водних ресурсів в Україні і в світі в цілому. Відмічається, що в останні роки значно зменшились об'єми і запаси водних ресурсів, а також погіршилась якість води в природних водних джерелах. Особливо це стосується поверхневих джерел води. Значно інша ситуація має місце у підземних джерел. Так дійсно, їх об'єми в останні роки значно зменшились, але якість в основному залишається відносно задовільною. Наведе вище в повній мірі відноситься до ситуації, яка склалася в Україні.

Як відомо, Україна забезпечена водними ресурсами незадовільно. Серед країн Європи за цим показником вона займає передостаннє місце. Окрім цього необхідно відмітити також суттєву нерівномірність розподілу водних ресурсів за території країни. Вважається, що західні і північні райони країни відносно задовільно забезпечені водними ресурсами, чого ніяк не можна стверджувати відносно центральних і особливо південних районів. Тому правильний і науково обґрунтований вибір джерела водопостачання, що проектується, представляє на сьогодні досить складну і відповідальну задачу.

Практика використання водних джерел показує, що при їх виборі завжди виникає питання, якому з них, поверхневому чи підземному, віддати перевагу в даному конкретному випадку. При відносно великих витратах об'єкта звичайно використовують поверхневі джерела. В інших випадках перевагу належить віддавати підземним джерелам. Це в першу чергу пов'язано з тим, що якість підземних вод набагато краща в порівняннях з поверхневими. Дана обставина викликана тим, що в поверхневі води потрапляють забруднення від життєдіяльності населення міст, дощові води, які змивають всі забруднення з території населених пунктів, також дренажні води від меліоративних заходів, що проводяться на сільськогосподарських угіддях. Великий внесок в стан забруднення поверхневих джерел вносять промислові стічні води, які не завжди проходять необхідну очистку на очисних спорудах.

Підземні води на відміну від поверхневих мають значно кращу якість. За рахунок фільтрації води через різні шари ґрунту якість ґрунтових вод часто

досить гарна. Можливо тільки її забруднення розчинами окремих матеріалів через які вона проходить фільтруючись через ґрунт.

Виходячи з наведеного в даному проекті в якості джерела водопостачання прийнято підземне джерело, із забором води за допомогою артезіанських свердловин, від яких вода надходить спочатку на очисні споруди водопостачання. Очищена вода після цього насосами насосної станції другого підйому вона подається в кільцеву водопровідну мережу міста.

В місті вода використовується на забезпечення господарсько-питних потреб населення міста. За ступенем благоустрою дане місто ділиться на два райони: в першому норма водопостачання складає 350 л на одного жителя за добу, в другому – 200 л на добу. В проєктуемому місті розташовано п'ять промислових підприємств, саме: маслозавод, швейна фабрика, кондитерська фабрика, маргариновий завод, цементний завод. На даних підприємствах вода витрачається на промислові потреби на виготовлення продукції а також на задоволення господарсько-питних потреб виробничого персоналу. Окрім цього, вода використовується на полив території і зелених насаджень. Важливою задачею мережі водопостачання міста є забезпечення необхідних протипожежних заходів.

Для надійної роботи системи водопостачання в місті запроектована зовнішня мережа водопостачання з встановленням водопровідних колодязів і іншого необхідного обладнання.

# 1. ВОДОПРОВІДНА МЕРЕЖА МІСТА

## Визначення об'ємів водоспоживання

### Загальні положення

Як вказано в нормативній літературі вода, що подається в населений пункт звичайно витрачається на задоволення господарсько-питних цілей населення, потреби промислових підприємств і їх працівників, а також на поливку проїжджої частини та зелених насаджень. Окрім цього вона використовується для гасіння пожеж, що можуть виникати в місті. Причому для цього використовується вода питної якості. При спеціальному обґрунтуванні на окремі потреби може бути використана вода технічної якості.

### Визначення витрат води на господарсько-питні потреби

У відповідності із завданням кафедри місто, що проєктується, за характером забудови, наявності вулиць і зелених насаджень, а також ступенем благоустрою житлових будівель розділено на два райони. Для попереднього розрахунку потреб водоспоживання за генпланом міста спочатку окремо визначаємо площу кожного з них і міста в цілому. Результати розрахунку (км<sup>2</sup>) зводимо в табл. 1.1.

### Площі районів міста

Таблиця 1.1

Район	Всього	Забудова	Вулиці	Зелені насадження
1	2	3	4	5
1 район	1.7	1.28	0.22	0.20
2 район	1.84	1.38	0.24	0.22

Спочатку розраховуємо визначаємо потреби населення міста господарсько-питне водоспоживання. Для цього для кожного з районів розраховуємо кількість жителів за формулою

$$N = F \cdot P,$$

де  $F$  – площа забудови житлового району, км<sup>2</sup>;

$P$  – щільність населення, ос/км<sup>2</sup>.

У відповідності із завданням в першому районі щільність населення складає  $P_1 = 50000$  осіб; в другому районі –  $P_2 = 24000$  осіб, тоді отримаємо

район I –  $N_1 = F_1 \times P_1 = 1.28 \times 50000 = 64000$  осіб.

район II –  $N_2 = F_2 \times P_2 = 1.38 \times 24000 = 33100$  осіб.

Знаючи кількість населення в кожному районі і норму відповідну норму водоспоживання, гідно з [1] середньодобове водоспоживання на господарсько-питні потреби населення визначаємо за формулою

$$Q_{\text{доб.сер}} = \frac{N \cdot q_m}{1000}, \text{ м}^3/\text{добу}$$

де  $q_m$  – норма водопостачання на господарсько-питні потреби населення в кожному районі.

За ступенем благоустрою в першому районі прийнято  $q_m = 350$  л/добу, в другому –  $q_m = 200$  л/добу.

Для кожного з районів будемо мати:

$$\text{I район } Q_{\text{доб.сер}} = \frac{64000 \cdot 350}{1000} = 22400, \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$\text{II район } Q_{\text{доб.сер}} = \frac{33100 \cdot 200}{1000} = 6620, \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Водоспоживання за добу максимального і мінімального водоспоживання визначається за ДБН [1] з врахуванням відповідних коефіцієнтів нерівномірності

$$Q_{\text{доб.мак}} = K_{\text{доб.мак}} \cdot Q_{\text{доб.сер}}$$

$$Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} \cdot Q_{\text{доб.сер}}$$

де  $K_{\text{доб.мак}} = 1,1 - 1,3$  і  $K_{\text{доб.мін}} = 0,7 - 0,9$  – коефіцієнти нерівномірності добового водоспоживання. Для районів розглядуваного міста можна приймати:

$$K_{\text{доб.мак}} = 1,2; K_{\text{доб.мін}} = 0,8.$$

Результати відповідних розрахунків зводимо в табл. 1.2.

### Водоспоживання населенням міста

Таблиця 1.2

Райони міста	Число жителів	Середньомісячна норма водоспоживання	Добові витрати, м <sup>3</sup> /доб		
			чол.	на 1 жителя, л/доб	$Q_{\text{доб.мак}}$
1	2	3	4	5	8
1 район	64000	350	26880	17920	22400

2 район	33100	200	7940	5300	6620
	97100		34820	23220	29020

Окрім визначення витрат води на господарсько-побутові потреби населення двох районів міста належить розрахувати витрати води, які необхідні для нормальної роботи промислових міст, що функціонують в місті.

Спочатку розраховуємо витрати води, які витрачаються на виробничі потреби. Їх величина залежить від специфіки підприємства, виду і кількості випускаємої продукції. Розрахунок витрати води на виробничі потреби підприємства виконується за формулою

$$Q_v = q_v * n, \text{ м}^3/\text{зміну},$$

де  $q_v$  – витрата води, яка йде на виготовлення одиниці виробничої продукції (норма витрати),  $\text{м}^3/\text{од}$ ;

$n$  – кількість одиниць продукції, яка виготовляється на виробництві за одну зміну,  $\text{од}/\text{зміну}$ .

Результати розрахунків зводимо в табл. 1.3.

### Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Таблиця 1.3

Підприємство	Зміна	Одиниці продукції	$q_v, \text{ м}^3/\text{од}$	$n_{\text{прод.}}, \text{ од.}/\text{зм}$	$Q_v, \text{ м}^3/\text{зм}$
маслозавод	1	т	10	6	60
	2	т	10	6	60
	3	т	10	6	60
швейна фабрика	1	т	8	5	40
	2	т	8	5	40
кондитерська фабрика	1	т	5	18	90
	2	т	5	18	90
маргариновий завод	1	т	12	5	60
	1	т	12	5	60
Цементний завод	1	т	18	10	180
	2	т	18	10	180

$\Sigma = 920$

Працівники на підприємствах витрачають воду на свої господарсько-питні потреби і на прийняття душу. Для працівників, які працюють в холодних цехах норма водопостачання становить 25 літрів на одного працівника за зміну, при коефіцієнті годинної нерівномірності споживання

$K_{\text{год}} = 3$ . В гарячих цехах з підвищеним тепловиділенням – 45 л на одного працівника за зміну, при коефіцієнті годинної нерівномірності  $K_{\text{год}} = 2,5$ . Після зміни працівники повинні приймати душ. Кількість душових сіток залежить від специфіки виробництва. В розрахунках вважається, що витрата на одну душову сітку становить 500 л за годину. При цьому приймається, що час роботи становить 45 хвилин. Таким чином в розрахунках вважають, що одна душова сітка працює 45 хвилин. Результати розрахунків зводимо в табл. 1.4.

### Господарсько-питне водоспоживання підприємств

Таблиця 1.4

Підприємство	зміна	Гарячі цехи			Холодні цехи			Прийом душа				$Q_{\text{г-п}}$ м <sup>3</sup> /зм
		$N_{\text{г}}$ ос.	$q_{\text{г}}$ л/ос.зм	$Q_{\text{г}}$ м <sup>3</sup> /зм	$N_{\text{х}}$ ос.	$q_{\text{х}}$ л/ос.з м	$Q_{\text{х}}$ м <sup>3</sup> /зм	$\beta, \%$	$m,$ ос.	$q$ душ, л/зм	$Q_{\text{душ}}$ м <sup>3</sup> /зм	
маслозавод	1	50	45	2,25	20	25	0,50	80	6	375	3,12	5,87
	2	50	45	2,25	20	25	0,50	80	6	375	3,12	5,87
	3	50	45	2,25	20	25	0,50	80	6	375	3,12	5,87
швейна фабрика	1	30	45	1,35	70	25	1,75	40	10	375	1,12	4,22
	2	30	45	1,35	70	25	1,75	40	10	375	1,12	4,22
кондитерська фабрика	1	60	45	2,70	60	25	1,5	50	4	375	5,62	9,82
	2	60	45	2,70	60	25	1,5	50	4	375	5,62	9,82
маргариновий завод	1	40	45	1,80	50	25	1,25	60	5	375	3,00	6,05
	2	40	45	1,80	50	25	1,25	60	5	375	3,00	6,05
цементний завод	1	30	45	1,35	70	25	1,75	75	6	375	1,88	4,98
	2	30	45	1,35	70	25	1,75	75	6	375	1,88	4,98

$\Sigma = 67,8$

де  $N_{\text{г}}, N_{\text{х}}$  - кількість працівників в гарячих та холодних цехах, ос;

$q_{\text{г}}, q_{\text{х}}$  - норми витрати води на господарсько-питні потреби працівників, які працюють в гарячих та холодних цехах, л·ос/зм.;

$\beta$  - відсоток працівників, що приймають душ, %;

$Q_{\text{душ}}$  – витрата води на прийом душа працівниками.

Витрати води працівниками за холодну і гарячу зміну розраховується за відповідною формулою

$$Q_{\text{г.х}} = \frac{q_{\text{г.х}} \cdot N_{\text{г.х}}}{1000}$$

Розраховуємо об'єм води, яка на протязі доби витрачається на полив вулиць та зелених насаджень. Норми поливу приймаємо за ДБН, а саме: полив вулиць і тротуарів - 0,4 л/м<sup>2</sup> площі; зелених насаджень – 4 л/м<sup>2</sup>. Результати розрахунків зводимо в табл. 1.5.

### Витрати води на поливку вулиць та зелених насаджень

Таблиця 1.5

Райони міста	Вулиці			Зелені насадження			Всього м <sup>3</sup> /добу
	Норма витрати води м <sup>3</sup> /км <sup>2</sup>	Площа, км <sup>2</sup>	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу	Норма витрати води м <sup>3</sup> /км <sup>2</sup>	Площа, км <sup>2</sup>	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу	
I район	400	0.22	88	4000	0.20	800	888
II район	400	0.24	96	4000	0.22	880	976
			Σ = 184			Σ = 1680	Σ = 1864

У відповідності з діючими нормами і рекомендаціями приймаємо, що полив вулиць і зелених насаджень буде відбуватись два рази на добу у вранішні і вечірні години (дві години вранці і дві години ввечері). Не в години максимального годинного водоспоживання міста.

Витрати води по годинам доби на поливку в населених пунктах, на господарсько-питні і побутові потреби промпідприємств розподілимо у відповідності з вимогами [1, п.2.4.].

Сумарні результати добового водоспоживання міста зводимо в таблицю 1.6.

## Баланс водоспоживання міста за добу

Таблиця І.6

№ п /	Споживачі	Витрати води	
		В середньому за добу	Максимальне водоспоживання
1	2	3	4
1	Населення І-го району	22400	26880
	Невраховані витрати 5-10%	1120	1344
	Всього:	23520	28224
2	Населення ІІ-го району	6620	7940
	Невраховані витрати 5-10%	331	397
	Всього:	6951	8337
3	Поливка вулиць та площ І-го району	88	88
	Поливка зелених насаджень І-го району	800	800
	Всього:	888	888
4	Поливка вулиць та площ ІІ-го району	96	96
	Поливка зелених насаджень ІІ-го району	880	880
	Всього:	976	976
5	ППр № 1. виробничі потреби	180	180
	Господарчо-питні потреби	8.25	8.25
	душ	9.36	9.36
	Всього:	197.61	197.61
6	ППр №2 виробничі потреби	80	80
	Господарчо-питні потреби	6.2	6.2
	душ	2.24	2.24
	Всього:	94.64	94.64
7	ППр №3 виробничі потреби	180	180
	Господарчо-питні потреби	8.4	8.4
	душ	11.24	11.24
	Всього:	208.04	208.04
8	ППр №4 виробничі потреби	120	120
	Господарчо-питні потреби	6.1	6.1
	душ	6.0	6.0
	Всього:	138.2	138.2
9	ППр №5 виробничі потреби	360	360
	Господарчо-питні потреби	5.2	5.2
	душ	3.76	3.76
	Всього:	375.16	375.16
	Всього по місту:	33350	39440

## Визначення погодинних витрат води

У відповідності до діючих норм для кожного з районів міста розраховуємо коефіцієнт максимальної годинної нерівномірності водоспоживання  $K_{\text{год}}$  населення міста.

$$K_{\text{год.мак}} = \alpha_{\text{мак}} \times \beta_{\text{мак}},$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, який враховує ступінь благоустрою та інші місцеві умови  $\alpha_{\text{мак}} - 1.2 \div 1.4$ ;  $\beta$  - коефіцієнт враховуючий кількість мешканців в районі.

Приймаємо [1] для обох районів  $\alpha_{\text{мак}} = 1.3$ ;  $\beta_{\text{мак}} = 1.15$ .

Тоді для 1 району буде  $K_{\text{год.мак}} = 1.3 \times 1.15 = 1.5$ ;

для 2 району -  $K_{\text{год.мак}} = 1.3 \times 1.15 = 1.5$ .

В цьому випадку граничні максимальні годинні витрати по районах будуть:

$$1 \text{ район } q_{\text{год.мак}} = K_{\text{год.мак}} \frac{Q_{\text{доб.мак}}}{24} = 1,5 \frac{28224}{24} = 1764 \text{ м}^3 / \text{год}.$$

$$2 \text{ район } q_{\text{год.мак}} = K_{\text{год.мак}} \frac{Q_{\text{доб.мак}}}{24} = 1,5 \frac{8337}{24} = 521 \text{ м}^3 / \text{год}.$$

Витрату води в інші часи доби максимального водоспоживання приймають залежності від  $K_{\text{год.мак}}$  [1, додаток 2]. Витрати на виробничі потреби приймаємо однаковими на протязі зміни. Розподіл витрати води на господарсько-питні потреби на підприємствах у часи зміни рахують з урахуванням зазначеним [1, п.2.4]. Розподіл води на полив території і зелених насаджень розглянуто вище.

Погодинне водоспоживання населенням міста і промисловими підприємствами міста на протязі доби приведено в табл. 1.7.

## Визначення погодинних витрат води

Таблиця 1.7

Години доби	Господарчо-питні потреби населення					Поливка				Господарчо-побутові і виробничі потреби підприємств			
						Зелених насаджень		Вулиць та площ		І			
	1 район		2 район		Всього	1 район	2 район	1 район	2 район	Побуто-ві потр.	Прий-мання луща	Потреби В.Пр	Всього
	%	м <sup>3</sup>	%	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13	14	15
0-1	1.5	423.4	1.5	125.1	587.01					0,34	3,12	7,5	10,96
1-2	1.5	423.4	1.5	125.1	587.01					0,34		7,5	7,84
2-3	1.5	423.4	1.5	125.1	587.01					0,34		7,5	7,84
3-4	1.5	423.4	1.5	125.1	587.01					0,34		7,5	7,84
4-5	2.5	705.6	2.5	208.4	978.37					0,34		7,5	7,84
5-6	3.5	987.8	3.5	291.79	1370.24	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
6-7	5.0	1411.2	5.0	416.8	1956.59	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
7-8	5.5	1552.3	5.5	458.5	2152.39	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
8-9	6.25	1764	6.25	521.1	2445.89					0,34	3,12	7,5	10,96
9-10	6.25	1764	6.25	521.1	2445.89					0,34		7,5	7,84
10-11	6.25	1764	6.25	521.1	2445.89					0,34		7,5	7,84
11-12	6.25	1764	6.25	521.1	2445.89					0,34		7,5	7,84
12-13	5.0	1411.2	5.0	416.8	1956.59					0,34		7,5	7,84
13-14	5.0	1411.2	5.0	416.8	1956.59					0,34		7,5	7,84
14-15	5.5	1552.3	5.5	458.5	2152.39					0,34		7,5	7,84
15-16	6.0	1693.4	6.0	503.2	2348.06					0,34		7,5	7,84
16-17	6.0	1693.4	6.0	503.2	2348.06					0,34	3,12	7,5	10,96
17-18	5.5	1552.3	5.5	458.5	2152.39					0,34		7,5	7,84
18-19	5.0	1411.2	5.0	416.8	1956.59					0,34		7,5	7,84
19-20	4.5	1270	4.5	375.2	176.05	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
20-21	4.0	1129	4.0	333.5	1565.08	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
21-22	3.0	846.7	3.0	250.1	1174.03	133.3	146.7	14.7	16	0,34		7,5	7,84
22-23	2.0	564.5	2.0	166.7	782.68					0,34		7,5	7,84
23-24	1.0	282	1.0	83.4	391.34					0,34		7,5	7,84
Всього:	100	28224	100	8337	36561	800	880	88	96	8,25	9,36	180	197,61

### Визначення погодинних витрат води (продовження)

Господарчо-побутові та виробничі потреби підприємств															
II				III				IV				V			
Побутові потреби	Приймання душа	Потреби В.Пр	Всього	Побутові потреби	Приймання душа	Потреби В.Пр	Всього	Побутові потреби	Приймання душа	Потреби В.Пр	Всього	Побутові потреби	Приймання душа	Потреби В.Пр	Всього
м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
	1.12		1.12		5.62		5.62		3.0		3.0		1.88		1.88
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39	1.12	6.12		0,525	5.62	11,25	17,395	0,38	3.0	7,5	10,5	0,325	1.88	22,5	24,34
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
0.39		5	5,39	0,525		11,25	11,775	0,38		7,5	7,5	0,325		22,5	22,5
6.2.	2.24	80	94,64	8,4	11,24	180	208,04	6,1	6,0	120	138,2	5,2	3,76	360	375,16

## Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Після водозабірних свердловин (водозабірних споруд) вода поступає в спеціальний приймальний резервуар. Звідки насосами першого підйому вона рівномірно на протязі доби перекачується на очисні споруди водопостачання. Очисні споруди також працюють в рівномірному режимі. Після очистки очищена вода надходить в резервуари чистої води (РЧВ). З них вона в певному (нерівномірному на протязі доби) насосами насосної станції II підйому перекачується на потреби міста. Режим подачі води в місто повинен співпадати з режимом водоспоживання міста і відповідати даним таблиці 1.7.

Очевидно, що режими роботи насосних станцій I і II підйомів не співпадають. Надлишок води відводиться в РЧВ. Цей об'єм називається регулюючим об'ємом. Результати його розрахунку приведені в табл. 1.8.

## Розрахунок регулюючого об'єму РЧВ

*Таблиця 1.8*

Години	Q <sub>нс</sub> , м <sup>3</sup> /год		Q до РЧВ, м <sup>3</sup> /год	Q із РЧВ, м <sup>3</sup> /год	W <sub>рчв</sub> , м <sup>3</sup>
	I підйом	II підйом			
0-1	1643,63	1077,6	621,03		621,03
1-2	1643,63	1133,1	565,53		1186,56
2-3	1643,63	898,6	800,23		1986,78
3-4	1643,63	930,9	767,73		2754,62
4-5	1643,63	1404,7	293,93		3048,57
5-6	1643,63	1632,8	65,83		3114,42
6-7	1643,63	1759,2		60,55	3053,87
7-8	1643,63	1818,9		120,24	2933,63
8-9	1643,63	2069,94		371,29	2562,32
9-10	1643,63	2305,22		606,59	1955,75
10-11	1643,63	2066,34		367,69	1588,06
11-12	1643,63	2000,54		301,89	1286,17
12-13	1643,63	1861,54		162,89	1123,26
13-14	1643,63	1760,04		61,39	1061,87
14-15	1643,63	1776,64		77,99	983,88
15-16	1643,63	1949,57		250,91	732,97
16-17	1643,63	1827,69		129,04	603,95
17-18	1643,63	1725,49		26,84	577,13
18-19	1643,63	1862,37		163,72	413,37
19-20	1643,63	1845,76		147,11	266,26
20-21	1643,63	1874,14		175,49	90,77
21-22	1643,63	1942,44		243,79	-153,01
22-23	1643,63	1844,24		145,59	-298,6
23-24	1643,63	1400,06	298,6		0,00
	$\Sigma = 39440$	$\Sigma = 39440$			

Об'єм резервуарів чистої води визначається за залежністю:

$$W_{\text{РЧВ}} = W_p + W_n + W_x + W_c - W_1,$$

де -  $W_p$  – регулюючий об'єм води в резервуарі чистої води, який визначається як арифметична сума найбільших значень залишку води у резервуарах. В нашому випадку маємо:

$$W_p = 3114,41 + 298,6 = 3413,01 \text{ м}^3;$$

$W_n$  - протипожежний запас води:

$$W_n = \frac{3 \cdot n \cdot q_n \cdot 60 \cdot 60}{1000} = \frac{3 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 60 \cdot 60}{1000} = 756 \text{ м}^3$$

де  $q_n$  - розрахункова витрата води на гасіння однієї пожежі, приймається в залежності від чисельності населення в місті і поверховості забудови, 40 л/добу [1].

$n$  - кількість одночасних пожеж [1];

$W_x$  - найбільший 3-х годинний господарський запас води (три найбільших витрати підряд)

$$W_x = 2069,94 + 2305,24 + 2066,34 = 6441,52 \text{ м}^3;$$

$W_c$  – об'єм води на власні потреби станції по очистці води, як правило приймають 6-8% витрати води в добу максимального водоспоживання;

$$W_c = 0,06 \cdot 39440 = 2366,4 \text{ м}^3;$$

$W_1$  – об'єм води, яка подається насосною станцією I підйому протягом 3 годин гасіння пожежі.

$$W_1 = 1643,43 \cdot 3 = 4930,29 \text{ м}^3$$

Тоді повний об'єм РЧВ буде:

$$W_{\text{РЧВ}} = 3413,01 + 756 + 2446,06 + 6441,52 - 4930,29 = 8126,3 \text{ м}^3.$$

Приймаємо 2 РЧВ по 6 тис.  $\text{м}^3$  з розмірами 36x36 м, глибиною 4,8 м, сумарною ємністю:

$$W_{\text{РЧВ}} = 2 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 4,8 = 12441,1 \text{ м}^3.$$

## **Розрахунок міської водопровідної мережі**

### **Загальні відомості**

Гідравлічний режим роботи системи водопостачання міста залежить від багатьох факторів, основними з яких можна вважати: прийняту схему

водопостачання, вибір і надійність джерела водопостачання, якості води в цьому джерелі, набору очисних споруд, розміщення і характеристик застосованого насосного і спеціального обладнання, характеристик і планування житлових районів міста, наявності і специфіки промислових підприємств.

В представленій роботі джерелом водопостачання є артезіанські свердловини, які розташовані на значній від населеного пункту. Від артезіанських свердловин вода надходить і акумулюється в спеціальному збірному резервуарі. З резервуару вода насосами насосної станції першого підйому в рівномірному режимі подається на очисні споруди водопостачання на відстань 0,3 км. При рівномірній на протязі доби подачі води насосною станцією I підйому розрахункова годинна витрата буде становити  $1643,63 \text{ м}^3/\text{год}$  або  $0,456 \text{ м}^3/\text{с} = 456 \text{ л/с}$ . Оскільки подача води здійснюється по двох водоводах, по кожному з них буде поступати витрата  $Q = 456/2 = 228 \text{ л/с}$ . Труби прийнято залізобетонні напірні  $d = \quad \text{мм}$ , при цьому швидкість  $V = \text{ м/с}$ ;  $1000i = \quad \text{мм}$ .

Від очисних споруд вода насосами насосної станції II підйому на відстань 2,0 км подається у водопровідну мережу міста. При цьому дані водоводи і сама мережа розраховуються на такі режими роботи:

- режим максимального господарсько-питного водорозбору;
- режим максимального господарсько-питного водорозбору плюс витрата на зовнішнє пожежогасіння.

Окрім цього необхідно перевірити умови і характеристики роботи системи водопостачання на випадок пропуску мінімальної витрати води.

### **Підготування до гідравлічного розрахунку водопровідної мережі**

Перед проведенням безпосереднього гідравлічного розрахунку водопровідної мережі міста звичайно необхідно виконати ряд обов'язкових попередніх операцій а саме:

- Нанести на плані міста основні водопровідні магістралі з таким розрахунком, щоб були максимально підключені всі житлові райони і підприємства міста;

- Розбити магістральну міську водопровідну мережу на основні розрахункові ділянки. На кінцях ділянки обмежуються вузлами. Вузли послідовно нумерують. По кожному району на кожній ділянці проставляється її довжина, діаметр труби, витрата і втрати напору, результати зводимо в табл. 1.9.

Таблиця 1.9

**Район I**

№	Довжини ділянок $l, м$
5-6	834
6-7	846
7-8	1038
8-9	924
9-10	819
5-12	428
12-11	519
11-10	465
7-12	829
8-11	824

$$\sum l, м = 7521 м$$

**Район II**

№	Довжини ділянок $l, м$
1-2	935
2-3	1036
3-4	868
4-5	866
5-12	428
12-11	519
11-10	465
10-1	897
3-12	871
2-11	885

$$\sum l, м = 7765 м$$

- Далі визначаємо питомі витрати населенням по кожному району окремо за формулою:

$$q_{пит} = \frac{q_{нас}}{\sum \ell} л / с \cdot м.$$

для першого району:

$$\max = 0,0592, \quad \min = 0,0261;$$

для другого району:

$$\max = 0,0173, \quad \min = 0,0072.$$

### Визначення шляхових витрат

За відомими питомими витратами для кожного району окремо визначаємо шляхові витрати на кожній ділянці за формулою.

Причому, шляховою на ділянці вважається витрата, яка витрачається на даній ділянці

$$Q_{\text{шл}} = q_{\text{пит}} * L.$$

Дані розрахунку зводимо в табл. 1.10.

Таблиця 1.10

Ділянка	Довжина.м	max		min	
І район		q <sub>пит.</sub> , л/с	q <sub>шл.</sub> , л/с	q <sub>пит.</sub> , л/с	q <sub>шл.</sub> , л/с
5-6	834	0,059	48,8	0,026	21,8
6-7	846		49,6		22,1
7-8	1038		60,7		27,1
8-9	924		54,0		24,1
9-10	819		47,9		21,4
5-12	428		25,1		11,2
12-11	519		30,3		13,5
11-10	465		27,2		12,1
7-12	829		48,5		21,6
8-11	824		48,2		21,5
II район		q <sub>пит.</sub> , л/с	q <sub>шл.</sub> , л/с	q <sub>пит.</sub> , л/с	q <sub>шл.</sub> , л/с
1-2	935	0,017	16,3	0,007	6,1
2-3	1036		18,1		6,8
3-4	868		15,1		5,7
4-5	866		15,1		5,7
5-12	428		7,5		2,8
12-11	519		9,0		3,4
11-10	465		8,1		3,0
10-1	897		15,6		5,9
3-12	871		15,1		5,7
2-11	885		15,4		5,8

### Визначення вузлових витрат

Визначаємо вузлові витрати, як напівсуму всіх шляхових витрат, що примикають до певного вузла, л/с, і результати зводимо у табл. 1.11:

Таблиця 1.11

№	max			max+пож		min		
	Q <sub>max</sub> , л/с	q <sub>ппр</sub> , л/с	Q <sub>max</sub> , л/с	q <sub>пож</sub> , л/с	Q <sub>max+пож</sub> , л/с	Q <sub>min</sub> , л/с	q <sub>ппр</sub> , л/с	Q <sub>min</sub> , л/с
1	15,9		15,9		15,9	6,0		6,0
2	24,8		24,8		24,8	9,3		9,3
3	24,2		24,2		24,2	9,1		9,1
4	15,1		15,1		15,1	5,7		5,7
5	48,2	33,44	81,6		81,6	20,7	0,00	20,7
6	49,2	2,9	52,1	35	87,1	22,0	2,2	24,1
7	79,4	14,0	93,4	35	128,4	35,4	0,0	35,4
8	81,5	13,9	95,4		95,4	36,4	0,0	36,4
9	51,0		51,0		51,0	22,8		22,8
10	49,4	0,56	49,9		49,9	21,2	0,00	21,2
11	69,08		69,1		69,1	29,697		29,7
12	67,78		67,8		67,8	29,144		29,1

На базі проведених розрахунків для кожного з розрахункових складаємо окрему схему мережі, на яку наносимо вузлові і зосереджені витрати (на підприємствах), витрати водоводів від насосної станції до мережі. На схемі режиму пожежогасіння вказуємо зосереджені витрати для пожежогасіння. Місце виникнення пожежі приймаємо у найбільш віддалених і найбільш високих точках водопровідної мережі.

На розрахункових схемах робимо початкове поточкорозподілення, намічаючи лінійні витрати на всіх розрахункових ділянках і стрілками показуємо напрям руху води по кожній з водопровідних ліній.

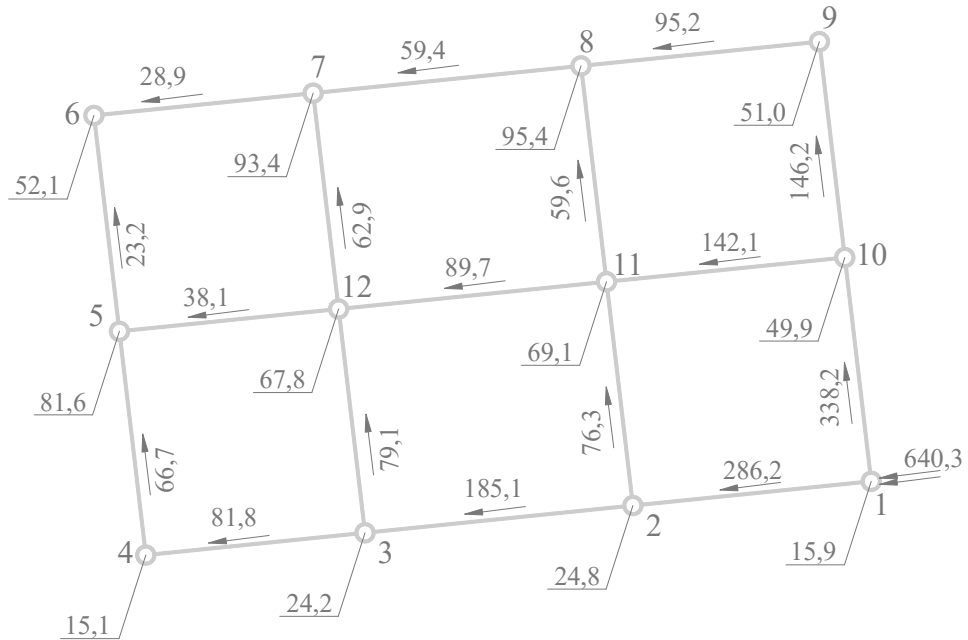
Призначення витрат здійснюємо таким чином, щоб алгебраїчна сума витрат в кожному вузлі дорівнювала нулю. Також повинна виконуватись умова подачі води до зосереджених споживачів по найкоротших відстанях.

Визначаємо втрати напору на кожній з ділянок в кожному кільці. При цьому розрахункова швидкість руху води в трубах повинна знаходитись в приблизних межах 1,2 – 1,5 м/с. Алгебраїчна сума втрат напору в кожному кільці за годинниковою стрілкою не повинна відрізнятись від втрат проти годинникової стрілки більше ніж на 0,5 м. У випадку коли ця вимога не виконується, треба заново розподілити витрати і повторити розрахунок. Після ув'язки всіх кілець перевіряється нев'язка напорів по зовнішньому контуру

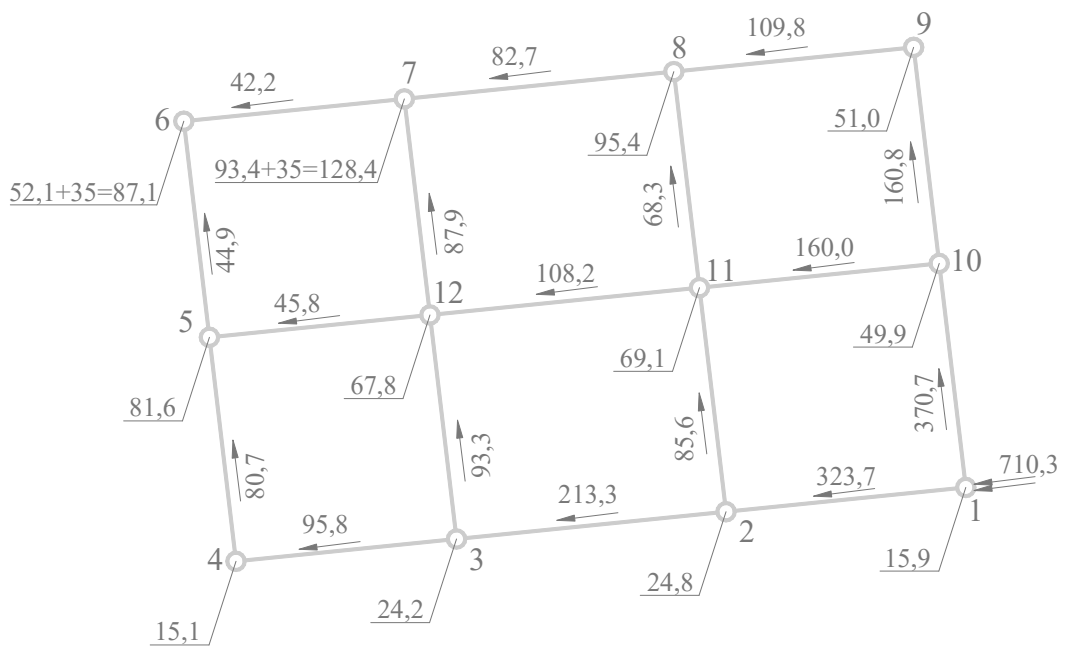
трубопроводів. Її величина не повинна бути більше 1,5 м.

## Схеми попереднього поточкорозподілення

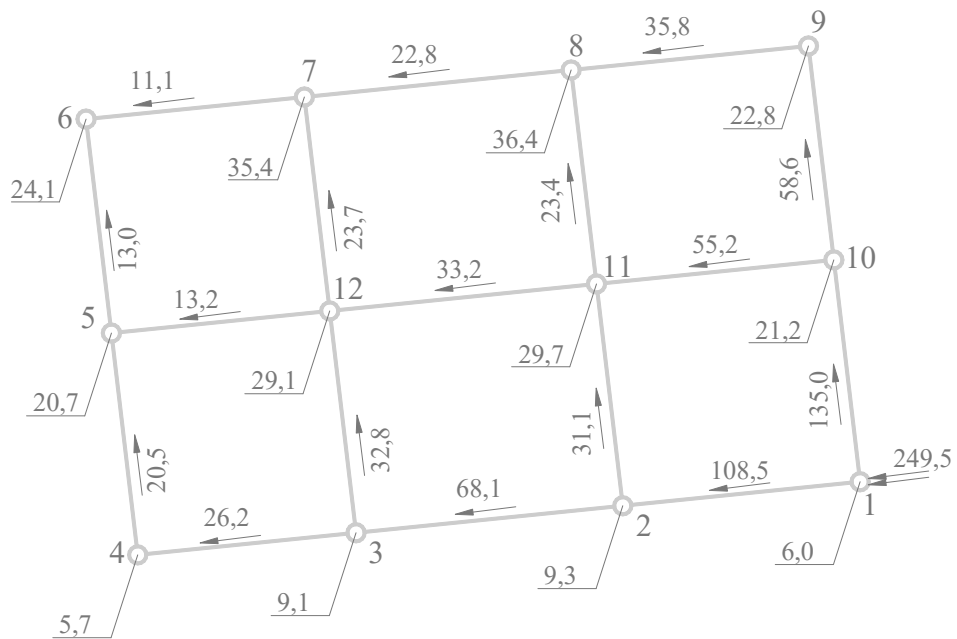
### Режим тах водоспоживання



### Режим тах водоспоживання пліус пожежогасіння



### Режим тiн водоспоживання



Ув'язка водопровідних кілець здійснювалась на два режими роботи: режиму максимального господарсько-питного водопостачання і режиму максимального господарсько-питного водопостачання плюс пожежа.

Результати гідравлічного розрахунку кільцевої водопровідної мережі для режиму максимального господарсько-питного водопостачання приведено табл. 1.12. Результати гідравлічного розрахунку цієї ж мережі для режиму максимального господарсько-питного режиму плюс витрата на гасіння пожежі приведено в табл. 1.13. Режим мінімального водоспоживання – в табл. 1.14.

### Розрахунок водопровідної мережі

## Режим розрахунку при тах водоспоживанні

Нев'язка по контуру -0,57 м

Таблиця 1.12

Кільце	Ділянка	Довжина, м	Витрата, л/с	Діаметр, мм	1000i	Швид- кість, м/с	Втрата напору, м	Матеріал труб	Напря мок
I	1-2	934	285,42	600	1,00	2,15	2,02	Чавун	+
	2-11	884	75,88	300	1,03	5,46	4,84	- " -	+
	11-10	928	143,05	400	1,14	4,59	4,27	- " -	-
	10-1	896	338,98	600	1,20	3	2,68	- " -	-
II	2-3	1037	184,74	400	1,45	7,42	7,68	- " -	+
	3-12	870	78,69	300	1,09	6,01	5,24	- " -	+
	12-11	1036	90,8	300	1,25	7,85	8,14	- " -	-
	11-2	884	75,88	300	1,03	5,46	4,81	- " -	-
III	3-4	869	81,85	300	1,13	6,45	5,62	- " -	+
	4-5	865	66,75	250	1,33	11,3	9,78	- " -	+
	5-12	858	38,22	200	1,18	11,9	10,22	- " -	-
	12-3	870	78,69	300	1,09	6,01	5,24	- " -	-
IV	12-5	858	38,22	200	1,18	11,9	10,22	- " -	+
	5-6	833	23,37	200	0,73	4,88	4,08	- " -	+
	6-7	847	28,73	200	0,90	7,2	6,11	- " -	-
	7-12	828	63,81	250	1,27	10,4	8,62	- " -	-
V	11-12	1036	90,8	300	1,25	7,85	8,14	- " -	+
	12-7	828	63,81	250	1,27	10,4	8,62	- " -	+
	7-8	1037	58,66	250	1,17	8,85	9,17	- " -	-
	8-11	823	59,03	250	1,17	8,85	7,29	- " -	-
VI	10-11	928	143,05	400	1,14	4,59	4,27	- " -	+
	11-8	823	59,03	250	1,17	8,85	7,26	- " -	+
	8-9	923	95,03	300	1,31	8,56	7,91	- " -	-
	9-10	818	146,03	400	1,15	4,71	3,86	- " -	-

## Режим розрахунку пожежогасіння при тах водоспоживанні

Нев'язка по контуру -0,02 м

Таблиця 1.13

Кільце	Ділянка	Довжина, м	Витрата, л/с	Діаметр, мм	1000i	Швид- кість, м/с	Втрата напору, м	Матеріал труб	Напрямок
I	1-2	934	323,7	600	2,75	1,15	2,58	Чавун	+
	2-11	884	85,6	300	7,05	1,18	6,24	- " -	+
	11-10	928	160	400	5,61	1,27	5,22	- " -	-
	10-1	896	370,7	600	3,59	1,31	3,23	- " -	-
II	2-3	1037	213,3	400	10	1,69	10,38	- " -	+
	3-12	870	93,3	300	8,2	1,28	7,14	- " -	+
	12-11	1036	108,2	300	11,1	1,48	11,51	- " -	-
	11-2	884	85,6	300	7,05	1,18	6,24	- " -	-
III	3-4	869	95,8	300	8,74	1,32	7,61	- " -	+
	4-5	865	80,7	250	16,6	1,61	14,37	- " -	+
	5-12	858	45,8	200	17,4	1,43	14,94	- " -	-
	12-3	870	93,3	300	8,2	1,28	7,14	- " -	-
IV	12-5	858	45,8	200	17,4	1,43	14,94	- " -	+
	5-6	833	44,9	200	16,6	1,4	13,85	- " -	+
	6-7	847	42,2	200	14,5	1,3	12,29	- " -	-
	7-12	828	87,9	250	19,6	1,75	16,25	- " -	-
V	11-12	1036	108,2	300	11,1	1,48	11,51	- " -	+
	12-7	828	87,9	250	19,6	1,75	16,22	- " -	+
	7-8	1037	82,7	250	17,4	1,65	18,05	- " -	-
	8-11	823	68,3	250	11,7	1,35	9,64	- " -	-
VI	10-11	928	160	400	5,61	1,27	5,22	- " -	+
	11-8	823	68,3	250	11,7	1,35	9,64	- " -	+
	8-9	923	109,8	300	11,5	1,51	10,62	- " -	-
	9-10	818	160,8	400	5,61	1,27	4,58	- " -	-

**Режим розрахунку при тiп водоспоживаннi**

Нев'язка по контуру -0,06 м

Таблиця 1.14

Кільце	Ділянка	Довжина, м	Витрата, л/с	Діаметр, мм	1000i	Швид- кість, м/с	Втрата напору, м	Матеріал труб	Напрямок
I	1-2	934	107,60	600	0,368	0,38	0,35	Чавун	+
	2-11	884	29,95	300	1,02	0,41	0,91	- " -	+
	11-10	928	55,81	400	0,81	0,44	0,76	- " -	-
	10-1	896	135,90	600	0,56	0,48	0,51	- " -	-
II	2-3	1037	68,35	400	1,15	0,538	1,18	- " -	+
	3-12	870	31,35	300	1,11	0,43	0,98	- " -	+
	12-11	1036	33,58	300	1,25	0,46	1,31	- " -	-
	11-2	884	29,95	300	1,02	0,41	0,91	- " -	-
III	3-4	869	29,07	300	0,96	0,405	0,84	- " -	+
	4-5	865	23,37	250	1,63	0,47	1,42	- " -	+
	5-12	858	10,03	200	1,09	0,318	0,95	- " -	-
	12-3	870	30,18	300	1,11	0,43	0,98	- " -	-
IV	12-5	858	10,03	200	1,09	0,318	0,95	- " -	+
	5-6	833	12,70	200	1,61	0,40	1,35	- " -	+
	6-7	847	11,40	200	1,34	0,36	1,14	- " -	-
	7-12	828	24,63	250	1,76	0,49	1,47	- " -	-
V	11-12	1036	33,58	300	1,25	0,46	1,31	- " -	+
	12-7	828	24,63	250	1,76	0,49	1,47	- " -	+
	7-8	1037	22,17	250	1,45	0,44	1,51	- " -	-
	8-11	823	22,48	250	1,51	0,45	1,25	- " -	-
VI	10-11	928	55,81	400	0,81	0,44	0,76	- " -	+
	11-8	823	22,48	250	1,51	0,45	1,25	- " -	+
	8-9	923	36,09	300	1,42	0,495	1,32	- " -	-
	9-10	818	58,89	400	0,89	0,466	0,74	- " -	-

## Визначення вільних напорів для режиму максимального водоспоживання

Після виконання гідравлічного розрахунку кільцевої мережі водопровідних трубопроводів визначається величина вільних напорів в усіх розрахункових вузлах. Величина необхідного вільного напору приймається в залежності [1, п.2.26] при максимальному господарчопитному водоспоживанню на 1 поверх 10 м, з додаванням на кожний слідуючий по 4м.

Значення фактичного вільного напору в кожному вузлі визначаємо, як різницю між п'єзометричною відміткою і відміткою поверхні землі в даному вузлі. Результати розрахунку приведені в табл. 1.15.

*Таблиця 1.15*

### 1. Режим тах водоспоживання

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрата напору на ділянці, м	Необхідний вільний напір, м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір, м
				П'єзометричні	Поверхні землі	
НС	НС-1	9,01	-	184,1	105,7	78,4
1	1-2	2,02	22	175,1	101,8	73,3
2			22	173,0	102,7	70,3
3	2-3	7,68	22	165,3	101,8	63,5
4	3-4	5,62	22	159,7	101,9	57,8
5	4-5	9,76	34	149,9	107,5	42,4
6	5-6	4,08	34	145,8	111,7	34,1
7	6-7	-6,11	34	151,9	112,0	39,9
8	7-8	-9,17	34	160,1	110,0	50,1
9	8-9	-7,91	34	169,0	107,5	60,5
10	9-10	-3,86	34	172,8	106,0	66,8
1	10-1	-2,97	22	175,7	101,9	73,8
НС	1-НС	-9,01	-	184,7	105,8	78,9

## 2. Режим пожежогасіння в годину тах водоспоживання

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрата напору на ділянці, м	Необхідний вільний напір, м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір, м
				П'єзометричні	Поверхні землі	
НС	НС-1	10,97	-	181,0	105,7	75,3
1	1-2	2,55	10	170,0	101,8	68,2
2			10	167,4	102,7	64,7
3	2-3	10,34	10	157,1	101,7	55,4
4	3-4	7,58	10	149,5	101,8	47,7
5	4-5	14,25	10	135,3	107,6	27,7
6	5-6	13,60	10	121,7	111,6	10,1
7	6-7	-12,20	10	133,9	112,1	21,8
8	7-8	-17,93	10	151,8	110,1	41,7
9	8-9	-10,57	10	162,4	107,6	54,8
10	9-10	-4,64	10	167,0	106,0	61,0
1	10-1	-3,25	10	170,3	101,8	68,5
НС	1-НС	-10,97	-	181,3	105,7	75,6

## 3. Режим тін водоспоживання

Номер розрахункового вузла	Номер розрахункової ділянки	Втрата напору на ділянці, м	Необхідний вільний напір, м	Відмітки, м		Фактичний вільний напір, м
				П'єзометричні	Поверхні землі	
НС	НС-1	1,58	-	152,2	105,7	46,5
1	1-2	0,35	22	150,7	101,8	48,9
2			22	150,3	102,5	47,8
3	2-3	1,21	22	149,1	101,7	47,4
4	3-4	0,71	22	148,3	101,6	46,7
5	4-5	1,28	34	147,1	107,6	39,5
6	5-6	1,37	34	145,7	111,6	34,1
7	6-7	-1,08	34	146,8	112,1	34,7
8	7-8	-1,53	34	148,3	110,1	38,2
9	8-9	-1,28	34	149,6	107,4	42,2
10	9-10	-0,72	34	150,3	106,1	44,2
1	10-1	-0,48	22	150,8	101,0	48,8
НС	1-НС	-1,58	-	152,4	105,7	46,7

## 2. ВОДОЗАБІРНА СПОРУДА

## Розрахунок витрати водозабірної споруди

Аналіз ситуації з наявністю джерел водопостачання в районі розташування міста показав, що джерелом водопостачання міста з підприємствами можуть бути прийняті артезіанські свердловини.

Як показано в попередньому розділі, розрахункове водоспоживання міста за добу максимального водоспоживання становить 39,44 тис. м<sup>3</sup>/добу.

Тоді розрахункова витрата водозабору визначається за залежністю:

$$Q_P = \sum Q \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 = 39,44 \cdot 1,1 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 50100 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

З врахуванням перспективи розвитку населеного пункту розрахункова витрата буде становити

$$Q_{\Pi} = \sum Q_P \cdot K_4 = 50100 \cdot 1,2 = 60120 \text{ м}^3/\text{добу},$$

де  $K_1$  - коефіцієнт, що враховує збільшення водоспоживання за рахунок інших споживачів району, 1.1-1.2;

$K_2$  - коефіцієнт, що враховує витрати води на власні потреби, що включають промивання самоплинних ліній, сіток, фільтрів та ін., - 1.05-1.1;

$K_3$  - коефіцієнт нерівномірності водоспоживання,- 1.1-1.3;

$K_4$  - коефіцієнт, що враховує збільшення водоспоживання населеного пункту на перспективу, на період 15-20 років. - 1.2-1.3.

У відповідності з діючими бідівельними нормами [1] в зв'язку з тим, що кількість жителів перевищує 50 тисяч осіб, приймаємо 1 категорію системи водопостачання. Категорія централізованої системи водопостачання, за ступенем забезпеченості подачі води І.

Водоспоживачі	Розрахунковий період		Перспектива на 15-20 років	
	м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с	м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с
Населений пункт і ППР	50100	00,58	60120	0.7

## Вибір водоносного шару

Джерелом водопостачання міста приймаємо водоносний шар чорного гравелистого піску потужністю  $m = 35$  м, напір  $H = 50$  м, так як він знаходиться

між двома водоупорами. Коефіцієнт фільтрації піску 16 м/добу, з глибиною залягання 195 м.

### Вибір типу водозабірних споруд

Оскільки напірний водоносний пласт розташований на глибині більше 10 м від поверхні землі, в якості водозабору використовуємо трубчатий колодязь (артезіанська свердловина) з напірного водоносного пласта. Потужність водоносного пласта 35 м, тому колодязь виконуємо недосконалим.

### Гідрогеологічні розрахунки

Визначаємо максимально допустиме зниження статичного рівня води в свердловині, яка працює в напірному розрахунковому режимі:

$$S_{\text{доп}} = H - (0,3 \dots 0,5) \cdot m - H_{\text{п}} - \Delta S_{\text{ф}},$$

де  $H = 48$  м - початкова глибина води над підшовою водоносного напірного пласта;

$H_{\text{п}} = 2$  м - максимальна глибина занурення верхнього фланця насоса під динамічний рівень води в напірній свердловині;

$\Delta S_{\text{ф}} = 4$  м - втрати напору на вхід води у фільтр колодязя;

звідси 
$$S_{\text{доп}} = 48 - 0,5 \cdot 35 - 2 - 4 = 24,5 \text{ м.}$$

Тоді розрахункове зниження статичного рівня в свердловині буде:

$$S_{\text{роз}} = 0,9 S_{\text{доп}} = 0,9 \cdot 24,5 = 22,1 \text{ м.}$$

З загального курсу гідравліки [ ] відомо, що витрата (продуктивність) недосконалого трубчатого колодязя, що працює в напірному водоносному пласті, визначається за формулою (м<sup>3</sup>/добу):

$$Q = \frac{2\pi k_{\text{ф}} m S}{\ln \frac{R}{r} + 0,43\zeta} = \frac{2,73 k_{\text{ф}} m S}{\lg \frac{R}{r} + 0,43\zeta}.$$

При цьому радіус впливу свердловини може бути розрахований за емпіричною формулою:

$$R = 10 S_{\text{роз}} \sqrt{k_{\text{ф}}} = 10 \cdot 22,1 \sqrt{16} = 884 \text{ м,}$$

де  $K_{\text{ф}} = 16$  м/добу - коефіцієнт фільтрації, для гравелистого піску;

$r = 0,15$  м – радіус колодязя;

$\zeta$  – коефіцієнт, що враховує фільтраційний опір, який визначається недосконалістю колодязя і виражається за спеціальними графіками, тобто від довжини водоприймальної частини колодязя  $l$ , потужності пласта  $m$  і радіуса колодязя  $r$  і співвідношень  $l/m$  та  $m/r$ .

$$\zeta = f\left(\frac{l}{m}; \frac{m}{r}\right); \quad \frac{l}{m} = \frac{15}{35} = 0,43; \quad \frac{m}{r} = \frac{35}{0,15} = 233; \quad \zeta = 0,46.$$

Продуктивність свердловини приймаємо 170 м<sup>3</sup>/год (4080 м<sup>3</sup>/добу).

При даній витраті свердловини знаходимо фактичне зниження рівня води  $S_\phi$

$$4080 = \frac{2,73 \cdot 16 \cdot 35 \cdot S_\phi}{\lg \frac{884}{0,15} + 0,43 \cdot 0,46};$$

$$S_\phi = 12,5 \text{ м.}$$

### Підбір насосу

Спочатку розраховуємо необхідний напір насосу за залежністю, м

$$H = H_{\text{ст}} + \sum h,$$

де  $\sum h$  – втрати напору в водопідйомних та магістральних трубах.

$$H_{\text{ст}} = S_{\text{ст}} + S_\phi + h,$$

де  $h = 15$  м - перевищення над рівнем землі;  $S_{\text{ст}} = 178,5$  м;

тоді  $H_{\text{ст}} = 178,5 + 12,5 + 15 = 206,0$  м.

Визначаємо втрати напору у водопідйомних трубах, м:

$$h_1 = 1000i \cdot l_1;$$

де  $l_1 = 178,5 + 12,5 = 191,0$  м;

При витраті  $Q = 45$  л/с і діаметрі труби  $d = 150$  мм;

за табл. Шевелевих [ ] визначаємо  $1000i = 60$  м на км, тоді

$$h_1 = 60 \cdot 0,19 = 11,4 \text{ м};$$

При витраті  $Q = 45 \cdot 0,5 = 22,5$  л/с і  $d = 150$  мм; -  $1000i = 15$  м;

$$h_1 = 15 \cdot 0,19 = 2,85 \text{ м};$$

При  $Q = 45 \cdot (1/3) = 15$  л/с і  $d = 150$  мм; -  $1000i = 7,1$  м;

$$h_1 = 7,1 \cdot 0,19 = 1,35 \text{ м};$$

Розраховуємо втрати напору в магістральних трубах за залежністю, м:

$$h = 1000i \cdot l_2.$$

де  $l_2 = 300 \text{ м} = 0,3 \text{ км}$ .

При  $Q = 45 \text{ л/с}$  і  $d = 200 \text{ мм}$ ; -  $1000i = 13,5 \text{ м}$ ;  
тоді  $h_2 = 13,6 \cdot 0,3 = 4,05 \text{ м}$ ;

При  $Q = 45 \cdot 0,5 = 22,5 \text{ л/с}$   $d = 200 \text{ мм}$ ; -  $1000i = 3,6 \text{ м}$ ;  
 $h_2 = 3,6 \cdot 0,3 = 1,08 \text{ м}$ ;

При  $Q = 45 \cdot (1/3) = 15 \text{ л/с}$  і  $d = 200 \text{ мм}$ ; -  $1000i = 1,7 \text{ м}$ ;  
 $h_2 = 1,7 \cdot 0,3 = 0,51 \text{ м}$ .

Результати розрахунків зводимо в табл. 2.1

Таблиця 2.1

Назва труб, діаметр, довжина	Втрати напору по довжині, м при втраті , л/с			
	0	15,0	22,5	45,0
Водопідйомні $d=150 \text{ мм}$ $l=191 \text{ м}$	0	1,35	2,85	11,4
Магістральні $d=200 \text{ мм}$ $l=300 \text{ м}$	0	0,51	1,08	4,05
<b>Разом</b>	0	1,86	3,93	15,45

Обираємо для установки насос ЕЦВ 12-160-220 з характеристиками:  
подача –  $160 \text{ м}^3/\text{год}$ ; напір –  $220 \text{ м}$ ; діаметр –  $300 \text{ мм}$ ; потужність –  $130 \text{ кВт}$ ;  
довжина насосу –  $2360 \text{ мм}$ ; маса –  $477 \text{ кг}$ .

### Визначення кількості свердловин та їх розташування

Визначаємо кількість свердловин:

$$n = \frac{Q_{персп}}{Q_{св}} = \frac{60120}{4080} = 14_{св} + 2_{св} = 16_{св}.$$

Як відомо [ ], що при достатньо близькому розташуванні свердловин між собою можливий їх взаємний вплив. З урахуванням цього можливе пониження рівня води в колодязі групового водозабору, яке можна розрахувати за залежністю:

$$S_0 = \frac{Q_{роз}}{2 \pi k m} \left( \ln \frac{R}{r_{np}} + \alpha_0 \ln \frac{\delta}{\pi r} + \xi \right),$$

де  $Q_{роз}$  - розрахункова подача групового водозабору, м<sup>3</sup>/добу;

$r_{пр}$  – приведений радіус, м;

$$r_{пр} = 0,37 \cdot 1 = 0,37 \cdot 800 = 296 \text{ м};$$

$\delta = 100$  м – половина відстані між трубчатими колодзями,

Відстань між колодзями приймаємо  $2\delta = 200$  м.

$$\alpha_0 = \frac{1}{n} = \frac{1}{16} = 0,062;$$

$$S_0 = \frac{50100}{2,73 \cdot 16 \cdot 35} \left( \ln \frac{884}{296} + 0,062 \ln \frac{100}{3,14 \cdot 2} + 0,46 \right) = 23,8 \text{ м}.$$

Тобто умова  $S_0 = 23,8 \text{ м} < S_{доп} = 24,5 \text{ м}$  виконується, а отже розрахунки виконані вірно.

### Розрахунок фільтра

Для застосування приймаємо трубчатий фільтр з щільною перфорацією з сітчастою водоприймальною поверхнею.

Довжину і діаметр фільтрів розраховуємо за величиною дебіту колодязів в залежності від його водопропускної спроможності за формулою:

$$Q_p \leq F_\phi \cdot V_\phi,$$

де  $F_\phi$  – робоча площа фільтру;

$V_\phi$  – допустима вхідна швидкість води.

$$V_\phi = 65 \sqrt[3]{k_\phi},$$

де  $k_\phi$  - коефіцієнт фільтрації ґрунту, м/доб.

$$V_\phi = 65 \sqrt[3]{16} = 163,8 \text{ м/добу}.$$

Діаметр фільтра  $D_\phi$  приймаємо залежно від марки насоса  $D_\phi = 0,3$  м.

При потужності водоносного пласта більше 10 м довжина фільтра розраховується за формулою:

$$l_\phi = \frac{Q_\phi}{V_\phi \pi D_\phi} = \frac{4080}{160,8 \cdot 3,14 \cdot 0,3} = 26,9 \text{ м}.$$

Тоді площа фільтра буде

$$F_\phi = \pi \cdot D_\phi \cdot l_\phi = 3,14 \cdot 0,3 \cdot 26,9 = 25,4 \text{ м}^2.$$

Перевіряєм знайдену площу фільтра

$$F_{\phi} = 25,4 \geq \frac{Q_{\phi}}{V_{\phi}} = \frac{4080}{163,8} = 24,9 \text{ м}^2.$$

Умова виконується.

### **Зони санітарної охорони**

Зони санітарної охорони обов'язково повинні бути передбачені на всіх водопроводах господарсько-питтєвого призначення, які проектуються та реконструюються у цілях забезпечення їх санітарно-епідеміологічної надійності.

Зони санітарної охорони водопроводу повинні включати: зону охорони джерела водопостачання у місці забору води, як поверхневих так і підземних джерел (включно безпосередньо водозабірні споруди), зони та санітарно-захисну смугу водопровідних споруд (насосних станцій, станцій підготовки води, ємностей) та санітарно-захисну смугу водоводів.

Зона охорони джерела водопостачання у місці забору води повинна складатися із трьох поясів: першого - суворого режиму; другого та третього - режимів обмеження. Зона водопровідних споруд повинна складатися з першого поясу та смуги (при розташуванні водопровідних споруд за межами другого поясу зони джерела водопостачання).

Проект зон санітарної охорони водопроводу повинен розроблятися з використанням даних санітарно-топографічного обстеження території, призначених до включення у зони та смуги, а також відповідних гідрологічних, гідрогеологічних, інженерно-геологічних та топографічних матеріалів.

Проектом зон санітарної охорони водопроводу повинні бути передбачені:

- межі поясів зони джерела водопостачання;
- зони та смуги водопровідних споруд та смуги водоводів;
- перелік інженерних заходів по організації зон (об'єкти будівництва, знос споруд, благоустрій і тощо)
- опис санітарного режиму у зонах та смугах.

Проект зон санітарної охорони водопроводу повинен узгоджуватись з місцевою органами влади, з органами санітарно-епідеміологічної служб, геології (при використанні підземних вод), а також

з іншими зацікавленими міністерствами та відомствами, та затвердженими у встановленому порядку.

Інженерні заходи по ліквідації забрудненої території, водостоків, водоймищ та водоносних горизонтів на другому та третьому поясах зон, а також у межах смуг повинні бути виконані за рахунок підприємств, які є джерелами цих забруднень.

Проект зон водопроводу повинен розроблятися з урахуванням розвитку системи водопостачання на перспективу.

### **Границі зон санітарної охорони**

Границі зон охорони першого поясу поверхневого джерела водопостачання у тому числі і водовідвідного каналу, повинні бути встановлені на відстані від водозабору:

а) для водотоків (ріки, канали):

- вгору за течією - не менше 200 м;
- вниз за течією - не менше 100 м;
- по прилеглому до водозабору берегу - не менше 100 м від урізу води при літньо-осінній межні;
- у напрямку до протилежного берегу: при ширині водотоку - менше 100 м;
- вся акваторія та протилежний берег шириною 50 м від урізу води при літньо-осінній межні;
- при ширині водотоку більше 100 м - смуга акваторії шириною не менше 100 м;
- на водозаборах ковшового типу у межі першого поясу включається вся акваторія ковшу та територія навколо нього смугою не менше 100 м.

б) для водойми ( водоймища, озеро):

- по акваторії у всіх напрямках - не менше 100 м;
- по прилеглому до водозабору березі - не менше 100 м від урізу води при нормальному підпірному рівні у водоймищі та літньо-осінній межні у озері.

Межі другого поясу зони водотоку повинні бути встановлені:

- вгору за течією, включаючи притоки - виходячи із швидкості

течії води, осередненій по ширині та довжині водотоку, або на окремих його ділянках та часу протіння води від межі поясу до водозабору;

- вниз за течією - не менше 250 м;

- бокові межі - на відстані від урізу води при літньо-осінній межені;

- при рівнинному рельєфі місцевості - 500 м;

- при гористому рельєфі місцевості, до вершини першого схилу, який обернений у сторону водотоку - не більше 750 м - при пологому схилу, та 1000 м при крутому схилу.

На судноплавних річках та каналах у межах другого поясу зони треба включати акваторію, яка прилягає до водозабору у межах фарватеру.

Межі третього поясу зони поверхневого джерела водопостачання повинні бути вверх та вниз за течією водотоку, або по всім сторонам акваторії водойми такими же, як і для другого поясу: бокові межі - по водорозділу, але не більше 3 - 5 км від водотоку або водойми.

### 3. ОЧИСНІ СПОРУДИ ВОДОПОСТАЧАННЯ

## Визначення розрахункової витрати води

Знаючи максимальну добову витрату води на потреби міста визначаємо необхідну повну продуктивність станції обробки води, яка складається з розрахункової витрати для доби максимального водоспоживання, витрати води на власні потреби очисної станції і додаткової витрати води на поповнення протипожежного запасу.

$$Q_{oc} = Q_{max,доб} + Q_{вл.пот} + Q_{дод}$$

$$Q_{oc} = 39440 + 1972 + 756 = 42168 \text{ м}^3/\text{доб}$$

де:  $Q_{max,доб} = 39440 \text{ м}^3/\text{доб}$  – корисна продуктивність очисної станції;

$$Q_{вл.пот} = a \cdot Q_{max,доб} / 100 = 5 \cdot 39440 / 100 = 1972 \text{ м}^3/\text{доб},$$

де:  $a = 5\%$ , відсоток витрати води на власні потреби станції від  $Q_{max,доб}$ ;

$$Q_{дод} = \frac{3,6 \cdot n \cdot q_{пож} \cdot t_{пож}}{T_{пож}} = \frac{3,6 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 3 \cdot 3}{24} = 756 \text{ м}^3/\text{доб},$$

де:  $q_{max,доб} = 35 \text{ л/с}$  – витрата води на одну пожежу;

$t_{пож} = 3 \text{ год}$  – розрахункова тривалість пожежі;

$T_{пож} = 24 \text{ год}$  – час відновлення пожежного запасу;

$n = 2$  – кількість одночасних пожеж у місті.

## Реагентне господарство

У відповідності із завданням джерелом водопостачання міста служить підземний водозабір. Однією з основних умов його застосування є відносно гарна якість підземних вод. Із забруднень у воді підземного джерела є наявність заліза з концентрацією 10 мг/л.

Для видалення з очищуваної води заліза в проекті передбачається її спрощена аерація з наступним фільтруванням на швидких фільтрах.

Окрім цього в проекті передбачається знезараження води хлором. Дозу активного хлору для знезараження підземних вод визначають за залежністю:

$$X = \frac{D_x \cdot Q_{доб} \cdot 1000}{1000};$$

$$X = \frac{1 \cdot 42168 \cdot 1000}{1000} = 42168 \text{ г} = 42,2 \text{ кг/доб} = 1,8 \text{ кг/год},$$

де:  $D_x$  – доза активного хлору для знезараження підземних вод  $D_x = 1 \text{ мг/л}$ ;

$Q_{доб}$  – добова потужність водоочисної станції.

За величиною  $Q_{\text{хл}}$  підбираємо для застосування автоматичні вакуумні хлоратори: підбираємо хлоратор типу ЛК – 10, з подачею по хлору 1,0 – 5,4 кг/год, з витратою води до 5 м<sup>3</sup>/год, діаметром підвідного патрубка-ежектора 25 мм, і габаритними розмірами апарату 530×230×60 мм.

Кількість резервних хлораторів на одну точку вводу необхідно приймати: при 1 – 2 робочих хлораторах – 1 резервний.

Для знезараження води хлорну воду подають у трубопроводи перед резервуарами чистої води.

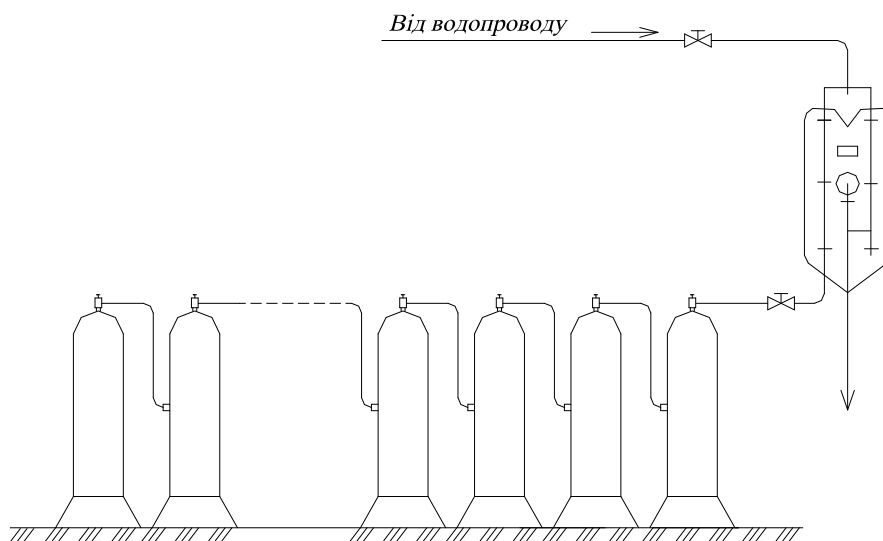
Як відомо хлор є дуже агресивною і шкідливою речовиною. Тому хлорне господарство розміщують в окремо розташованій хлораторній, в якій зблоковані витратний склад хлору і хлордозаторна. Витратний склад розміщують в прилеглому до хлордозаторної і допоміжних приміщень хлорного господарства приміщенні.

У відповідності з діючими нормами на очисних спорудах передбачається 30-добовий запас хлору. Його об'єм буде складати:

$$Q_{\text{хл.зап}} = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл.доб}}}{1000} = \frac{30 \cdot 42,2}{1000} = 1,27 \text{ т.}$$

На сьогодні хлор на очисні споруди поступає і зберігається в балонах. Вага кожного балона становить 55 кг.

За аналогією з діючими очисними спорудами, принципова схема хлорування води має вигляд:



При цьому кількість запасних балонів буде:

$$n_{\text{хл}} = \frac{30 \cdot Q_{\text{хл.доб}}}{55} = \frac{30 \cdot 42,2}{55} = 23 \text{ шт.}$$

Визначаємо кількість витратних балонів:

$$n_{\text{хл}}^{\text{вит}} = \frac{Q_{\text{хл.доб}}}{S_{\text{бал}}} = \frac{1,27}{0,7} = 1,81 \approx 2 \text{ шт.},$$

де:  $S_{\text{бал}}$  – знімання хлору з одного балону без штучного підігріву при  $t = 18^{\circ}\text{C}$ , дорівнює 0,5 – 0,7 кг/год.

## Швидкі фільтри

### Підбір складу завантаження фільтру

Для завантаження фільтра використовуємо кварцовий пісок. Висота фільтруючого шару піску приймається 1400 мм, мінімальний діаметр зерен 0,8 мм, максимальний - 2 мм, еквівалентний 1-1,2 мм. Коефіцієнт неоднорідності 1,6.

### Розрахунок швидких фільтрів

Розміри швидких фільтрів та їх комунікації розраховують на роботу при нормальному та форсованому режимах.

Знаходимо загальну площу швидких фільтрів  $F_{\phi}$ ,  $\text{м}^2$ , яка визначається за формулою:

$$F_{\phi} = \frac{Q}{T_{\text{см}} \cdot v_n - n_{\text{пр}} \cdot q_{\text{пр}} - n_{\text{пр}} \cdot t_{\text{пр}} \cdot v_n},$$

де:  $Q$  – корисна потужність станції,  $\text{м}^3/\text{доб}$ ;

$T_{\text{см}} = 24$  год – тривалість роботи станції протягом доби;

$v_n = 6$  м/год – розрахункова швидкість фільтрування при нормальному режимі, приймається за табл. 21 [1];

$n_{\text{пр}} = 3$  шт. – кількість промивок одного фільтра при нормальному режимі експлуатації;

$t_{\text{пр}}$  – час простою у зв'язку з промивкою, для фільтрів що промиваються водою – 0,33 год;

$q_{\text{пр}}$  – питома витрата води на одну промивку фільтра,  $\text{м}^3/\text{м}^2$ ;

При водяній промивці:

$$q_{\text{пр}} = 0,06 \cdot l_{\text{пр}} \cdot t_{\text{пр.ф}}$$

$$q_{\text{пр}} = 0,06 \cdot 14 \cdot 6 = 5,04 \text{ м}^3/\text{м}^2.$$

$I_{\text{ПР}}$  – інтенсивність промивки фільтра водою,  $14 \text{ дм}^3/(\text{с}\cdot\text{м}^2)$ ;

$t_{\text{ПР.Ф}}$  – час промивки фільтра водою, 6 хв.

$$F_{\Phi} = \frac{39440}{24 \cdot 6 - 3 \cdot 5,04 - 3 \cdot 0,33 \cdot 6} = 321 \text{ м}^2.$$

Кількість встановлених швидких фільтрів на очисній станції повинно бути не менше 4. Розраховуємо кількість фільтрів на даній станції за формулою:

$$N_{\Phi} = \frac{\sqrt{F_{\Phi}}}{2} = \frac{\sqrt{321}}{2} = 8,96 \approx 10 \text{ шт.}$$

При цьому середня (розрахункова) площа одного фільтра буде,  $\text{м}^2$ .

$$F_{\text{РОЗ}} = \frac{F_{\Phi}}{N_{\Phi}} = \frac{321}{10} = 32,1 \text{ м}^2.$$

Приймаємо до застосування найближчу типову стандартну площу фільтра  $F_{\Phi\Phi} = 36 \text{ м}^2$ .

Тоді загальна площа фільтрування всіх фільтрів буде,  $\text{м}^2$

$$F_{\Phi} = F_{\Phi\Phi} \cdot N_{\Phi} = 36 \cdot 10 = 360 \text{ м}^2.$$

Знаходимо дійсну швидкість фільтрування і порівнюємо отримане її значення зі значенням максимальної швидкості фільтрування в нормальному режимі.

$$V_{\Phi\text{ЛЛ}} = \frac{Q_{\text{ДОБ}}}{24 \cdot F_{\Phi}} = \frac{39440}{24 \cdot 360} = 4,56 \text{ м/ГОД},$$

де:  $Q_{\text{ДОБ}}$  – добова потужність водоочисної станції,  $\text{м}^3/\text{доб.}$ ;

$F_{\Phi}$  – загальна площа фільтрування всіх фільтрів,  $\text{м}^2$ ;

24 – кількість годин в добі.

Розрахункова швидкість фільтрування в форсованому режимі складе

$$V_{\Phi} = \frac{V_{\text{Н}} \cdot N_{\Phi}}{N_{\Phi} - N_{\text{РМ}}} = \frac{6 \cdot 10}{10 - 1} = 6,7, \text{ м/ГОД},$$

де  $V_{\text{Н}}$  – розрахункова швидкість фільтрування в нормальному режимі,  $\text{м/ГОД}$ ;

$N_{\Phi}$  – кількість фільтрів на станції, шт;

$N_{\text{РМ}}$  – кількість фільтрів у ремонті шт, дорівнює 1, оскільки кількість фільтрів на станції  $< 20$ .

Знаходимо сумарну площу фільтрації, працюючих в даний момент фільтрів,  $\text{м}^2$

$$F_{\Phi.\text{MIN}} = \frac{(N_{\Phi} - N_{\text{РМ}} - N_{\text{ПР}}) \cdot F_{\Phi.\text{ЗАГ}}}{N_{\Phi}}$$

$$F_{\Phi.MIN} = \frac{(10 - 1 - 1) \cdot 360}{10} = 288 \text{ м}^2,$$

де:  $N_{\Phi}$  – кількість фільтрів на станції, 10 шт;

$N_{PM}$  – кількість фільтрів у ремонті 1 шт;

$N_{PP}$  – кількість фільтрів на промивці, 1 шт;

$F_{\Phi.ZAG}$  – загальна площа фільтрування всіх фільтрів станції,  $\text{м}^2$ .

Знаходимо об'єм води, що накопичується за час простою фільтрів, які одночасно промиваються,  $\text{м}^3$ .

Знаходимо годинну витрату, яка фільтрується через один фільтр,  $\text{м}^3/\text{год}$ .

$$Q_{ГОД} = \frac{Q_{ДОБ}}{\frac{T_{СТ}}{N_{\Phi}}} = \frac{39440}{24 \cdot 10} = 164,3 \text{ м}^3/\text{год},$$

де:  $T_{СТ}$  – добовий час роботи станції, 24 м;

$N_{\Phi}$  – кількість фільтрів на станції, 10 шт;

$Q_{ДОБ}$  – добова потужність водоочисної станції,  $\text{м}^3/\text{доб}$ .

Знаходимо об'єм води, що накопичується, за час простою фільтрів, які одночасно промиваються,  $\text{м}^3$ .

$$W_{ДОД} = Q_{ГОД} \cdot t_{PP} \cdot (N_{PP} + N_{PM});$$

$$W_{ДОД} = 164,3 \cdot 0,33 \cdot (1 + 1) = 108,4 \text{ м}^3$$

де:  $Q_{ГОД}$  – годинна витрата води, що фільтрується через один фільтр,  $\text{м}^3/\text{год}$ ;

$t_{PP}$  – час простою фільтра в зв'язку з його промивкою, 0,33 год;

$N_{PP}$  – кількість фільтрів які одночасно промивають, 1 шт;

$N_{PM}$  – кількість фільтрів у ремонті 1 шт.

Шар води над завантаженням складається з двох частин:

- висоти потрібної для фільтрування води з постійною швидкістю, прийнято 2 м.
- додаткової висоти необхідної для пропуску води з фільтра, що виникає при промивці фільтрів.

Додаткова висота, м

$$H_{ДОД} = \frac{W_{ДОД}}{F_{\Phi.MIN}} = \frac{108,4}{288} = 0,38 \text{ м},$$

де:  $W_{ДОД}$  – об'єм води, що накопичується за час простою фільтрів, які одночасно промиваються,  $\text{м}^3$ ;

$F_{\Phi.MIN}$  – сумарна площа фільтрації, працюючих в даний момент фільтрів (8 фільтрів),  $m^2$ .

### Розрахунок розподільчої системи

Оскільки в даному випадку завантаження одношарове, то його висоту приймаємо 1,4 м, а висоту води над завантаженням для процесу фільтрування 2 м, конструктивний запас висоти фільтра приймаємо 0,5 м.

Знаходимо кількість фільтрів, що одночасно промиваються, шт.

$$N_{\text{ПР}} \cdot t_{\text{ПР}} \cdot N_{\Phi} = 3 \cdot 0,33 \cdot 10 = 10 < 24.$$

Оскільки умова виконується, то одночасно промивають один фільтр.

де:  $N_{\text{ПР}}$  – кількість промивок фільтрів на добу, 3 шт;

$t_{\text{ПР}}$  – час простою фільтра в зв'язку з його промивкою, 0,33 год;

$N_{\Phi}$  – кількість фільтрів на станції, 10 шт.

Інтенсивність промивки прийнята  $I_{\text{пр}} = 14 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$ . Тоді кількість промивної води, яка необхідна для одного фільтру, буде:

$$q_{\text{пр}} = F \cdot I_{\text{пр}} = 36 \cdot 14 = 504 \text{ л/с}.$$

Діаметр колектора розподільчої системи визначають за швидкістю руху промивної води  $d_{\text{кол}} = 800 \text{ мм}$ , що при витраті 504 л/с відповідає швидкості  $v_{\text{кол}} = 1,14 \text{ м/с}$  (рекомендована 1,0-1,2 м/с).

Знайдемо площу дна фільтру:

$$f_{\text{отв.}} = (6 - 0,83) \cdot 0,25 = 1,29 \text{ м}^2,$$

а витрата промивної води, котра поступає на одне відгалуження буде:

$$q_{\text{отв}} = f_{\text{отв.}} \cdot I_{\text{пр}} = 1,29 \cdot 14 = 18,06 \text{ л/с}.$$

Діаметр труб відгалужень приймаємо 175 мм,  $V = 1,92 \text{ м/с}$  (що не перевищує  $V = 1,8-2 \text{ м/с}$ ).

В нижній частині відгалужень по вертикалі передбачаються отвори діаметром 10-12 мм.

Відношення площі всіх отворів у відгалуженнях розподільчої системи до площі фільтру приймаємо 0,25-0,3%.

При площі одного фільтру  $F = 36 \text{ м}^2$  сумарна площа отворів складає

$$\sum f_0 = \frac{0,25 \cdot 36}{100} = 0,09 \text{ м}^2 \text{ або } 900 \text{ см}^2.$$

При діаметрі отворів 14 мм площа отвору 1,54 см<sup>2</sup>.

Знайдемо загальну кількість отворів:

$$n_0 = \sum f_0 / f_0 = 900 / 1,54 = 584 \text{шт.}$$

Тоді, кількість отворів на одному відгалуженні буде;

$$584 / 40 = 15 \text{ шт.}$$

При довжині кожного відгалуження:

$$l_{\text{відг}} = 9 - 0,83 = 8,17 \text{ м.}$$

Отвори звичайно розташовуються в два ряди в шаховому порядку під кутом 60°. Для видалення повітря з трубопроводу, який подає воду на промивку, в підвищених місцях розподільчої системи передбачають встановлення стояків – повітряників діаметром 75-150 мм з автоматичним пристроєм для випуску повітря.

### Розрахунок дренажної системи

Для промивки фільтруючого завантаження використовують воду очищену на фільтрах.

Дренажна частина фільтру виконана трубчатою з підтримуючим шаром, на відгалуженнях передбаченні отвори діаметром 10 мм.

Висота дренажної частини при промивці водою становить:  $H_{\text{др}} = 0,6 \text{ м.}$

Висота фільтруючої частини становить:

$$H_{\text{ф}} = 1,3 \cdot H_{\text{зав}} = 1,3 \cdot 1,4 = 1,82 \text{ м,}$$

де: 1,3 – коефіцієнт розширення фільтруючого матеріалу;

$H_{\text{зав}}$  – висота завантаження.

Загальна висота фільтру, м.

$$H_{\text{фил}} = H_{\text{ф}} + H_{\text{осн}} + H_{\text{зп}} + H_{\text{дод}} + H_{\text{др}}$$

$$H_{\text{фил}} = 1,82 + 2 + 0,5 + 0,38 + 0,6 = 5,3 \text{ м.}$$

де:  $H_{\text{ф}}$  – висота фільтруючого шару (завантаження фільтру), м;

$H_{\text{осн}}$  – висота шару води над завантаженням, м;

$H_{\text{зп}}$  – конструктивний запас висоти, м;

$H_{\text{дод}}$  – висота додаткового шару води, м;

$H_{\text{др}}$  – висота дренажної частини, м.

Будівельна висота фільтру, м.

$$H_{\text{буд}} = 6,0 \text{ м.}$$

Промивна вода забирається за допомогою жолобів, в даному випадку промивка відбувається водою, тож приймаємо жолоб п'ятикутної форми.

Мінімальна кількість жолобів у фільтрі, шт.

$$N_{\text{жол}} = \frac{\sqrt{F_{\phi}}}{2,2} = \frac{\sqrt{36}}{2,2} = 2,73 \approx 3 \text{ шт.},$$

де:  $F_{\phi}$  – прийнята стандартна площа фільтру, м<sup>2</sup>.

Відстань від поверхні фільтруючого шару до краю жолоба, м.

$$H_{\phi\text{ж}} = \frac{H_{\phi} \cdot a_{\phi}}{100} + 0,3 = \frac{1,4 \cdot 30}{100} + 0,3 = 0,72 \text{ м},$$

де:  $H_{\phi}$  – висота фільтруючого шару, м;

$a_{\phi}$  – відсоток розширення фільтруючого шару, %.

Витрата води на один жолоб фільтра, м<sup>3</sup>/с.

$$Q_{\text{жл}} = \frac{I_{\text{ПР}} \cdot F_{\phi\phi}}{1000 \cdot N_{\text{жл}}} = \frac{14 \cdot 36}{1000 \cdot 3} = 0,168 \text{ м}^3/\text{с},$$

де:  $I_{\text{ПР}}$  – інтенсивність промивки фільтра водою, дм<sup>3</sup>/с·м<sup>2</sup>;

$F_{\phi\phi}$  – прийнята стандартна площа фільтру, м<sup>2</sup>;

$N_{\text{жл}}$  – мінімальна кількість жолобів у фільтрі, шт.

Ширина жолоба, м.

$$B_{\text{жл}} = K_{\text{жл}} \cdot \left( \frac{Q_{\text{жл}}^2}{(1,57 + a_{\text{жл}})^3} \right)^{0,2}$$

$$B_{\text{жл}} = 2,1 \cdot \left( \frac{0,168^2}{(1,57 + 1,3)^3} \right)^{0,2} = 0,55 \text{ м},$$

де:  $Q_{\text{жл}}$  – витрата води по жолобу, м<sup>3</sup>/с;

$a_{\text{жл}} = 1,3$  – відношення висоти прямокутної частини жолоба, до половини його ширини;

$K_{\text{жл}}$  – коефіцієнт форми жолоба, дорівнює 2,1 для жолобів п'ятикутної форми.

Витрата води на каналах фільтра, м<sup>3</sup>/с.

$$q_{\text{кан}} = Q_{\text{жл}} \cdot N_{\text{жл}} = 0,14 \cdot 3 = 0,42 \text{ м}^3/\text{с},$$

де:  $Q_{\text{жл}}$  – витрата води по жолобу, м<sup>3</sup>/с;

$N_{\text{жл}}$  – мінімальна кількість жолобів у фільтрі, шт.

Відстань від дна жолоба до дна відповідного каналу, м.

$$H_{KAN} = 1,733 \sqrt{\frac{q_{\Phi}^2}{g \cdot B_{KAN}^2}} + 0,2$$
$$H_{KAN} = 1,733 \sqrt{\frac{0,42^2}{9,8 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 1,2 \text{ м,}$$

де:  $q_{кан.}$  – витрата води по каналу, м<sup>3</sup>/с;

$B_{KAN}$  – ширина каналу, приймаємо 0,7 м.

### **Бак промивної води**

Об'єм води в промивному баку, м<sup>3</sup>.

$$W_3 = q_{ПР} \cdot F_{\Phi\Phi} \cdot (N_{ПР} + 1)$$
$$W_3 = 5,04 \cdot 36 \cdot (1 + 1) = 362,9 \text{ м}^3$$

де:  $N_{ПР}$  – кількість фільтрів, що одночасно промиваються, 1 шт;

$q_{ПР}$  – питома витрата води на промивку одного фільтру, м<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>.

### **Повторне використання води від промивання фільтрів**

З метою охорони природних джерел водопостачання і скорочення витрати води на власні потреби водоочисних споруд застосовується повторне використання води після промивання фільтрів.

Запропоновано наступну технологічну схему повторного використання промивної води [1]: скид води від промивання фільтрів здійснюється у резервуар-усереднювач, з якого вода рівномірно протягом доби перекачується в головний вузол водоочисних споруд (перед змішувачем). Відстоювання води в резервуарі-усереднювачі не передбачається.

Для вилучення піску з промивної води перед резервуаром-усереднювачем встановлюють горизонтальну пісколовку. Пісок з осадової частини пісколовки періодично видаляється в міру нагромадження і транспортується за допомогою ежектора на площадки для зберігання піску.

## Розрахунок пісколовки

Розрахункова витрата промивної води, що надходить у пісколовку, дорівнює  $q_{np} = 420 \text{ л/с} = 0,42 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Приймаємо два відділення пісколовки. Площу живого перерізу кожного відділення визначаємо за формулою

$$\omega = \frac{q_{np}}{V_n \cdot n} = \frac{0,42}{0,3 \cdot 2} = 0,7, \text{ м}^2,$$

де  $V_n$  - середня швидкість руху води,  $0,3 \text{ м/с}$ ;

$n$  - кількість відділень пісколовки.

Глибину проточної частини приймаємо  $h_n = 0,8 \text{ м}$ . Ширина відділення дорівнює

$$b_n = \omega/h_n = 0,7/0,8 = 0,875 \approx 1,0 \text{ м}.$$

Глибина осадової частини

$$h_{o.n} = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ м}.$$

Запас висоти над рівнем води в пісколовці  $h_{з.н.}$  беремо рівним  $0,2 \text{ м}$ . Приймаючи тривалість перебування промивної води в пісколовці  $t_n = 30 \text{ секунд}$ , визначаємо довжину робочої частини пісколовки:

$$l_n = V_n \cdot t_n = 0,3 \cdot 30 = 9,0 \text{ м}.$$

Кут нахилу стінок камер для піску до обрїю  $60^\circ$ . Пісколовку обладнують скребковим механізмом із самохідним візком, що згрібає пісок до напрямка стаціонарного сталевого гідроелеватора, за допомогою якого пісок пульпопроводами транспортується в резервуар, що знаходиться на пісковій площадці й обладнаний дренажною системою, яка складається з труб із щілинними ковпачками.

Відфільтрована вода з резервуара самопливом направляється в пісколовку. Пісок з піскового резервуара тельфером з перекидною баддею подається на піскову площадку.

Об'єм робочої частини піскового резервуара прийнятий рівним двом об'ємам осадової частини обох відділень пісколовки:

$$W_{n.pez} = 2 \cdot 2 \cdot l_n (b_n - h_{o.n} \cdot ctg 60) \cdot h_{o.n}, \text{ м}^3,$$

$$W_{n.pez} = 2 \cdot 2 \cdot 9 \cdot (1,0 - 0,4 \cdot 0,578) \cdot 0,4 = 11,1 \text{ м}^3.$$

Для установки прийнятий залізобетонний резервуар розміром у плані 3х3 м і робочою висотою 2,0 м.

### **Розрахунок резервуара-усереднювача**

Резервуар-усереднювач для збору промивної води являє собою залізобетонний резервуар, що складається з двох секцій. Об'єм резервуара-усереднювача приймаємо стандартний  $W_{p.y.} = 907 \text{ м}^3$  зі збірного залізобетону шириною 12, довжиною 18 і висотою 4,8 м, розділений перегородкою на дві секції шириною по 6 м.

Щоб уникнути осідання шламу від промивних вод, у резервуарі передбачена циркуляція води, для чого встановлюється насос, що забирає воду з напрямка резервуара-усереднювача і подає її в протилежний кінець резервуара. Розподіл води здійснюється дірчастою трубою, прокладеною на дні резервуара уздовж короткої стіни.

### **Піськове господарство**

У відповідності із нормативними документами [1], в якості фільтрувального завантаження в стандартних умовах частіше всього використовується кварцовий пісок. При цьому він повинен бути очищений від домішок і мати відповідний гранулометричний склад.

Об'єм піску завантаженого у фільтри перед пуском станції із 10 фільтрів площею по  $36 \text{ м}^2$  кожний і висотою фільтруючого шару 1,4 м, складає:

$$W_{\text{п}} = 10 \cdot 36 \cdot 1,4 = 504 \text{ м}^3.$$

Річна потреба в додатковій кількості піску (10% довантаження)

$$W_{\text{д}} = 504 \cdot 0,1 = 50,4 \text{ м}^3.$$

В стандартних умовах при розрахунках можна приймати, що кар'єрний пісок містить 55% піску придатного для завантаження фільтрів.

Тоді, загальний об'єм кар'єрного піску перед пуском очисної станції в роботу буде

$$W_{\text{п}}' = (504 \cdot 100) / 55 = 916 \text{ м}^3$$

а річна потреба в кар'єрному піску для довантаження тої частини, що втрачається в процесі очистки за рахунок його вимивання і виносу при промивках (приймається в межах 10% за рік від його загального об'єму в фільтрах

$$W_{\text{д}}' = (50,4 \cdot 100) / 55 = 91,6 \text{ м}^3.$$

Пісок звичайно зберігається на спеціальних піскових майданчиках. Як правило він повинен бути заасфальтований і приймається стандартного розміру в плані 40×20 м. При цьому розмір відділення для складування кар'єрного піску 20×20м. Об'єм сировини при висоті шару 0,5 м складає:

$$W_c = 20 * 20 * 0,5 = 200 \text{ м}^3.$$

Чистий відсортований пісок необхідно зберігати в двох залізобетонних ємкостях розміром 6×6 м, висотою 2м, розміщених у фільтрувальному цеху. Об'єм цього піску

$$W_{\text{від}} = 5,8 * 5,8 * 2 * 2 = 135 \text{ м}^3.$$

Сортування і відмивання піску проводиться в класифікаторі продуктивністю 5 м<sup>3</sup>/год вихідної сировини.

## 4. НАСОСНА СТАНЦІЯ II-ГО ПІДЙОМУ

## Загальні відомості

Як відомо, подача води від очисних споруд до міста здійснюється насосами, які встановлені в насосній станції II підйому. Вода подається на господарсько-питні потреби населення, виробничі потреби працюючих виробництв і полив зелених насаджень та проїжджої частини вулиць. Окрім цього окремі насоси цієї насосної станції забезпечують потреби зовнішнього і внутрішнього пожежогасіння в місті.

Дана насосна станція відноситься до I категорії, тому що вона забезпечує роботу об'єднаного водопроводу міста з населенням більше 50000 жителів, в тому числі пожежогасіння.

Будівля насосної станції розташована на майданчику очисних споруд водопостачання. Очищена вода надходить в резервуари чистої води, звідки насосами подається в мережу водопостачання міста з наступним її надходженням до споживачів.

Для попадання води з РЧВ до насосної станції передбачено влаштування двох всмоктувальних трубопроводів, які закільцьовуються перед насосами різного призначення. Для подачі води споживачам використано чотири робочих і два резервних насоси. Всі насоси в насосній станції встановлюються під залив, тобто таким чином, щоб корпус насосного агрегату постійно заходився нижче розрахункового рівня води в РЧВ.

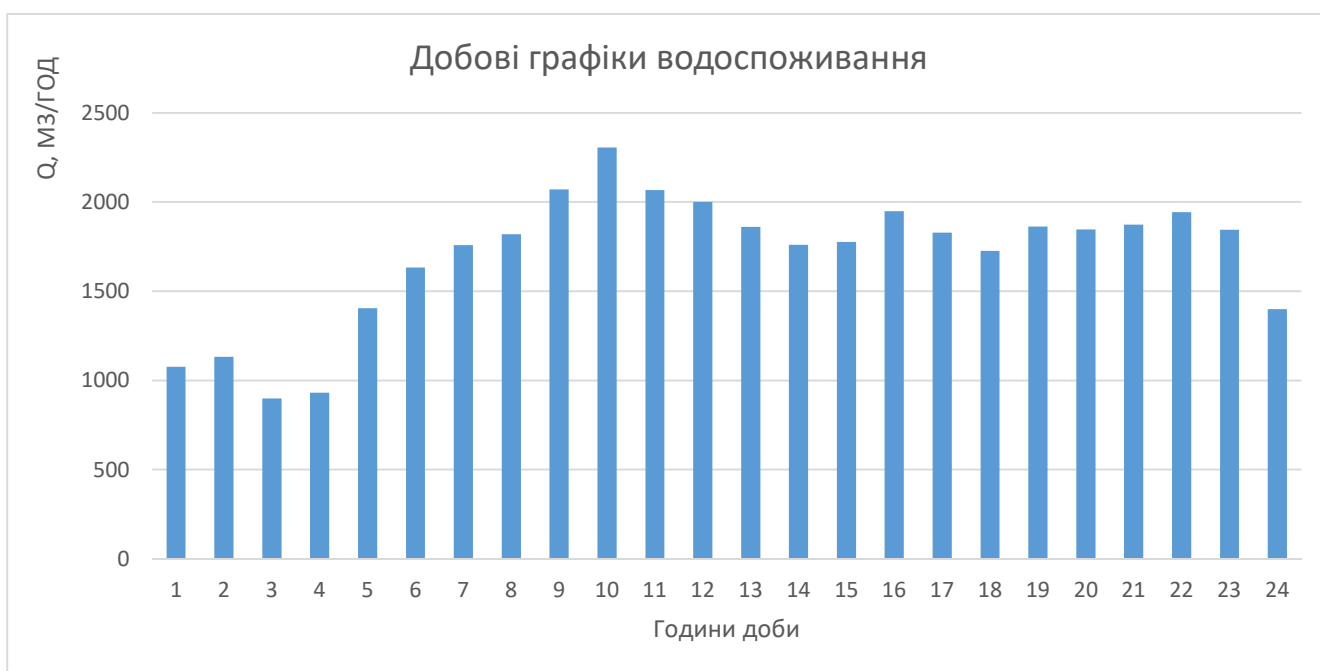
Всі всмоктувальні і напірні трубопроводи всередині напірної станції приймаються сталеві. В приміщенні насосної станції встановлюється необхідна запірна, запобіжна і вимірювальна арматура. Всі засувки діаметром більше 300 мм обладнуються електродвигунами.

Погодинний на протязі доби графік подачі води насосами насосної станції II підйому, який побудовано за результатами розрахунків, які проведені в попередніх розділах приведено в табл. 4.1.

## Погодинна подача води Н. ст. II підйому

Таблиця 4.1

Години	Витрата
0-1	1077,6
1-2	1133,1
2-3	898,6
3-4	930,9
4-5	1404,7
5-6	1632,8
6-7	1759,2
7-8	1818,9
8-9	2069,94
9-10	2305,22
10-11	2066,34
11-12	2000,54
12-13	1861,54
13-14	1760,04
14-15	1776,64
15-16	1949,57
16-17	1827,69
17-18	1725,49
18-19	1862,37
19-20	1845,76
20-21	1874,14
21-22	1942,44
22-23	1844,24
23-24	1400,06
	$\Sigma = 39440$



Як слідує з цієї таблиці, подача води насосною станцією II підйому за

добу максимального водопостачання становить  $Q_{\text{max.доб}} = 39440 \text{ м}^3/\text{добу}$ . При цьому подача води за годину максимального водопостачання буде  $Q_{\text{max.год}} = 2305,22 \text{ м}^3/\text{год} = 640,4 \text{ л/с}$ . При подачі води по двох водоводах витрата води по кожному складі  $Q = 320,2 \text{ л/с}$ .

При подачі води в режимі максимального годинного водоспоживання з урахуванням пожежі витрата буде становити  $Q_{\text{пож}} = 710,4 \text{ л/с}$ .

Необхідний напір насосів Н.Ст.ІІ для подачі води споживачу розраховується за залежністю:

$$H_{\text{НС}} = H_{\text{ст}} + h_{\text{мм}} + h_{\text{нв}} + h_{\text{НС}} + h_{\text{вдв}} + h_{\text{ув}} = \\ = (111,6 - 105,7 + 34) + 29,12 + 9,05 + 1 + 2 + 1 = 81,3 \text{ м.}$$

де  $H_{\text{ст}}$  - статичний напір;

$h_{\text{мм}}$  - втрати напору у міській мережі від диктуючої точки до точки підключення до напірних водоводів;

$h_{\text{нв}}$  - втрати напору у напірних водоводах;

$h_{\text{НС}}$  - втрати напору в середині насосної станції;

$h_{\text{вдв}}$  — втрати напору у водовимірювальному пристрої;

$h_{\text{ув}}$  - втрати напору в усмоктувальних водоводах.

За результатами розрахунків приймаємо необхідний напір насосів НСІІ при пожежогасінні:

$$H_{\text{пож}} = (111,6 - 105,7 + 10) + 48,58 + 10,92 + 1,5 + 2,5 + 1,5 = 80,93 \text{ м}$$

Після проведення розрахунків остаточно приймаємо до встановлення всього 5 насосів марки Д 630-90,  $Q = 306 \text{ л/с}$ ,  $H=91\text{м}$ , Др.к.=525 мм. З яких 3 робочих і 2 резервних.

Для наочності за результатами таблиці 4.1 будемо добовий графік погодинної подачі води насосною станцією ІІ підйому.

### **Графік сумісної роботи насосів і водоводів**

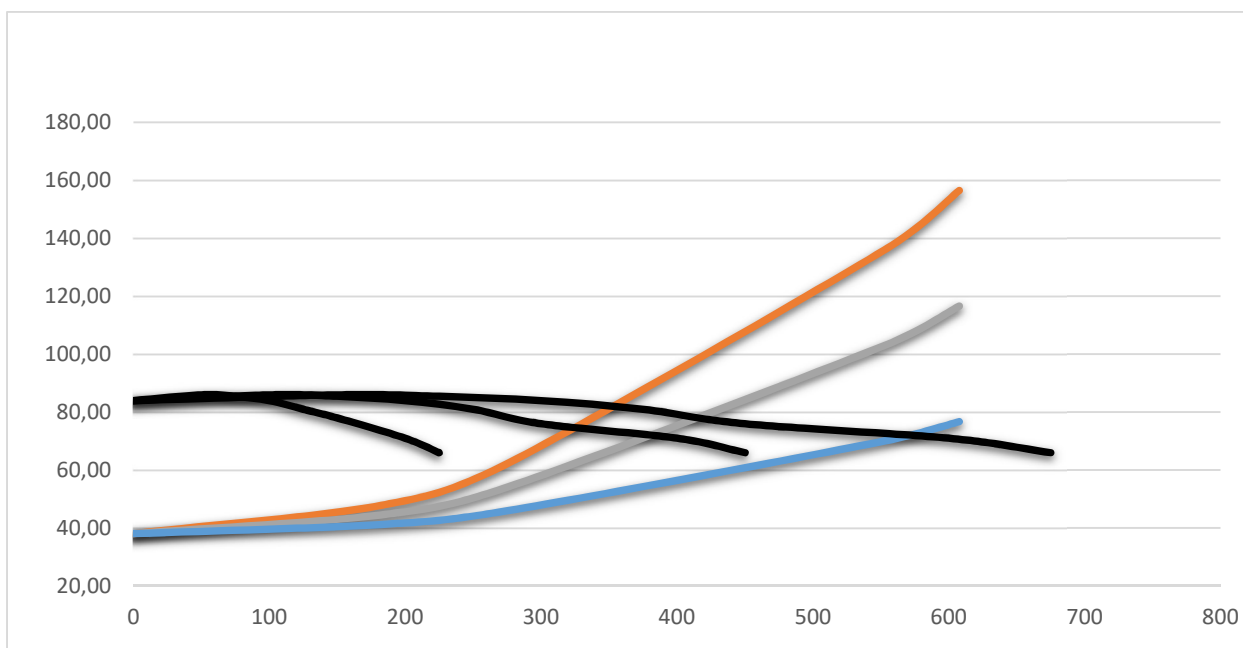
Однією з важливих характеристик системи насосів і водоводів є графік, який характеризує їх сумісну роботу. Для побудови останнього складаємо табл. 4.2.

При аварії на одному водоводі насосна станція повинна забезпечувати подачу споживачу  $Q_{\text{ав}} = 0,7 \cdot Q_{\text{НС}} = 1621,3 \text{ м}^3/\text{год}$ . З графіка бачимо, що пропуск аварійної витрати забезпечується роботою 3 насосів на 1 водовод - перемички

не потрібні. Т.ч. в машинній залі насосної станції встановлено 3 робочих та 2 резервних насоси Д630-90.

Таблиця 4.2

№п/п	Параметри	Q, м <sup>3</sup> /год				
		0	772,2	1158,2	2316,4	3011,3
2 водоводи						
1	H <sub>ст</sub>	39,9	39,9	39,9	39,9	39,9
2	∑ h	0	3,33	8,34	33,3	56,74
3	h <sub>н.в</sub>	0	0,90	2,25	9,0	15,33
4	H <sub>НС</sub> =1+2+3	39,9	44,1	50,5	82,3	112,0
Аварія 1 водоводу						
5	h <sub>н.в</sub> ·4	0,0	3,6	9,0	36,1	61,3
6	H <sub>НС</sub>	39,9	46,9	57,4	109,5	158,1
Пожежа						
Q, м <sup>3</sup> /год		0	856,2	1284,1	2568,3	3338,8
7	15,9	15,9	15,9	15,9	15,9	15,9
8	0	0	5,5	13,6	54,2	92,2
9	0	0	1,2	2,8	11,1	18,6
10	15,9	15,9	22,5	32,3	81,1	126,6



Графік сумісної роботи насосів і водоводів:

- один водовід
- два водоводи одна перемичка. Аварія
- два водоводи

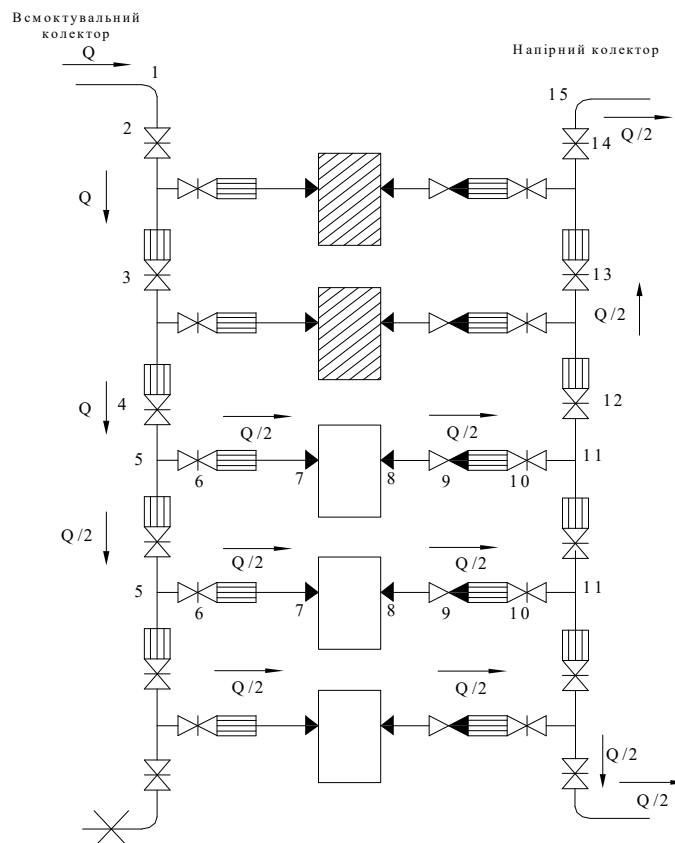
## Визначення діаметрів трубопроводів насосної станції

Зовнішні напірні водоводи: розрахункова витрата одного напірного водовода  $Q = 320,2$  л/с. добираємо сталі електрозварні труби діаметром 600 мм.

Зовнішні усмоктувальні водоводи: розрахункова витрата одного усмоктувального водовода  $Q = 320,2$  л/с. добираємо сталі електрозварні труби діаметром 800мм і 600 мм.

### Внутрішні трубопроводи насосної станції

п/п	Назва трубопроводу	Q, л/с	d, мм	V, м/с
1	Всмоктуючий до насоса	320,2	600	1,23
2	Напірний від насоса	320,2	400	2,76
3	Всмоктуючий колектор	640,4	800	1,44
4	Напірний колектор	640,	600	2,16



## Втрати напору всередині насосної станції

Для визначення втрат напору всередині насосної станції визначаємо найвигідніший і найкоротший шлях руху води і втрати напору на цьому ньому.

№ поз	Місцеві опори	d ,мм	Q,л/с	ζ	V, м/с	$\frac{V^2}{2 \cdot g} \cdot M$	$\xi \frac{V^2}{2 \cdot g} \cdot M$
1-5	засувка	800	0,643	1	1,27	0,082	0,082
6	трійник	800	0,429	1,5	0,85	0,037	0,055
7	засувка	800	0,429	0,2	0,85	0,037	0,007
8	трійник	500	0,214	1,5	1,02	0,053	0,080
9	засувка	500	0,214	0,2	1,02	0,053	0,011
10	перехід звужуючий	250	0,214	0,1	4,37	0,974	0,097
11	перехід розширюючий	200	0,214	0,25	6,83	2,378	0,594
12	зворотній клапан	500	0,214	U	1,02	0,053	0,090
13	засувка	500	0,214	0,2	1,02	0,053	0,011
14	трійник	500	0,107	1,6	0,52	0,014	0,022
15	засувка	500	0,107	0,2	0,52	0,014	0,003
16	трійник	500	0,322	1,5	1,53	0,119	0,179
17-21	засувка	500	0,322	1	1,53	0,119	0,119
							1,052

$$h_{ув} + h_{НС} + h_{вдл} = 1,27 + 1,052 + 1,58 = 3,8 \text{ м}$$

$$H = 39,9 + 29,12 + 3,8 + 9,05 = 81,3 \text{ м.}$$

### Допоміжне обладнання

Для забезпечення зручних і безаварійних умов експлуатації насосної станції необхідно використання певних допоміжних приладів і установок. В першу чергу це відноситься до дренажних і осушувальних (аварійних) насосів.

Для збору дренажних вод, які можуть утворюватися в приміщеннях насосної станції в результаті дренажу підземних і дощових вод через стіни і підлогу влаштовується дренажний колодязь, який розташовуємо біля стіни машинної зали. Окрім цього сплановується з похилом підлога приміщень в бік цього колодязя.

Подача дренажних насосів:

$$Q_q = (1,5 \dots 2) \cdot (\sum q_1 + q_2) \quad q_2 = 1,5 + 0,001 W$$

W - об'єм частини машинної зали, розташованої нижче РЧВ.

$$W = 15 \cdot 24 \cdot 2 = 720 \text{ м}^3$$

$$q_2 = 1,5 + 0,72 = 2,22$$

$$Q_q = 2 \cdot (14 \cdot 0,1 + 2,22) = 7,24 \text{ л/с} = 26,1 \text{ м}^3/\text{год}$$

Приймаємо два насоси ВКС 10/45

$$Q = 18 \dots 40 \text{ м}^3/\text{год}; H = 85 \dots 30 \text{ м}; N = 17 \dots 30 \text{ кВт}; \text{ маса } 196 \text{ кг.}$$

Розміри в плані 1005 x 360,  $H_{\text{доп.вак}} = 4 \text{ м.}$

Система осушення призначена для відкачки води з машинної зали, у випадку його можливого аварійного затоплення. Осушувальні насоси встановлюємо на спеціальному фундаменті

$$Q_{ав} = \frac{0,5 \cdot F}{3,6 \cdot t} = \frac{0,5 \cdot (15 \cdot 24)}{3,6 \cdot 2} = 25 \text{ л/с} = 90 \text{ м}^3/\text{год}$$

Приймаємо до встановлення 1 насос ГНОМ 100-25 (та 1 резервний)  
 $m = 140 \text{ кг}; Q_H = 100 \text{ м}^3/\text{год}; H = 25 \text{ м.}$

### Вибір водоміра

На насосних станціях II підйому нормами передбачено встановлення в якості водолічильника діафрагму з відносним звуженням  $m = 0,2$ .

В напірному водоводі  $D=600 \text{ мм}$  максимальна розрахункова витрата  $Q_{\text{max}} = 640,4 \text{ л/с}$  проходить зі швидкістю  $v = 1,23 \text{ м/с}$ .

$$h_{\text{вдм}} = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{1}{m^2} - 1 \right) (1 - m)$$

$$h_{\text{вдм}} = \frac{1,23^2}{2 \cdot 9,81} \left( \frac{1}{0,2^2} - 1 \right) (1 - 0,2) = 1,48 \text{ м.}$$

$h_{\text{вдм}} = 1,48 \text{ м}$  знаходиться в межах  $1 - 2 \text{ м}$ , тобто умова виконується.

### Визначення позначки осі насосу

В НС-II основні насоси встановлюються під залив. У насосів, встановлених під залив, верх корпусу повинен бути розміщений не менш ніж на  $0,3 - 0,5 \text{ м}$  нижче рівня пожежного запасу в РЧВ. Відмітка Пож. –  $104,6$ . Відмітка верху корпусу насоса  $104,6 - 0,5 = 104,1 \text{ м}$ . Відмітка осі насосу  $104,1 - 0,6 = 103,5 \text{ м}$ .

### Визначення позначки підлоги і висота фундаменту

*Визначення висоти фундаменту насоса*

Основні насоси:

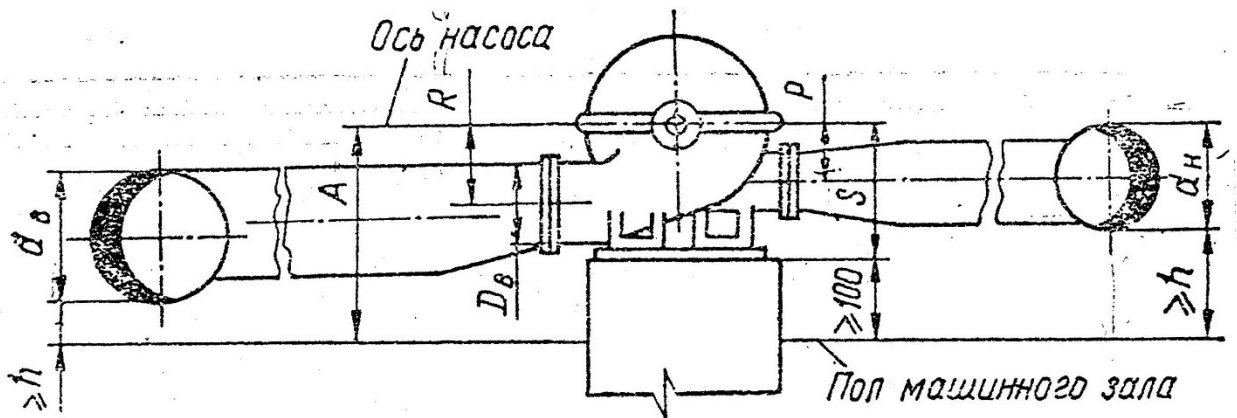
$$A_1 = P + 0,5 \cdot d_H + h = 0,335 + 0,5 \cdot 0,5 + 0,3 = 0,885 \text{ м}$$

$$A_2 = R - 0,5 \cdot D_B + d_B + h = 0,243 - 0,5 \cdot 0,25 + 0,8 + 0,35 = 1,268 \text{ м}$$

$$A_3 = S + 0,5 = 0,335 + 0,5 = 0,835 \text{ м}$$

$$Z_{\text{підлоги}} = Z_{\text{вісі насосу}} - A_2 = 103,50 - 1,26 = 102,24 \text{ м.}$$

### Визначення висоти фундаменту насосів



$$A_1 = P + 0,5 d_H + h = 462 + 0,5 \times 500 + 300 = 1012 \text{ мм}$$

$$A_2 = R - 0,5 D_B + d_B + h = 372 - 0,5 \times 400 + 800 + 300 = 1272 \text{ мм}$$

$$A_3 = S + 100 = 670 + 100 = 770 \text{ мм}$$

$$A_4 = E + 500 = 560 + 500 = 1060 \text{ мм}$$

Приймаємо  $A = 1272 \text{ мм}$ .

Відстань від напірної труби до підлоги 580 мм. Таким чином позначка підлоги машинної зали: осі  $2,512 + 1,272 = 3,784 \text{ м}$

Висота фундаменту 660 мм.

### Електрична схема насосної станції

В нашому випадку насосну станцію підключено до двох ліній електропередачі напругою 10 кВ. Маємо три основних насоса Д 630-90 та два резервних.

Підбираємо трансформатори:

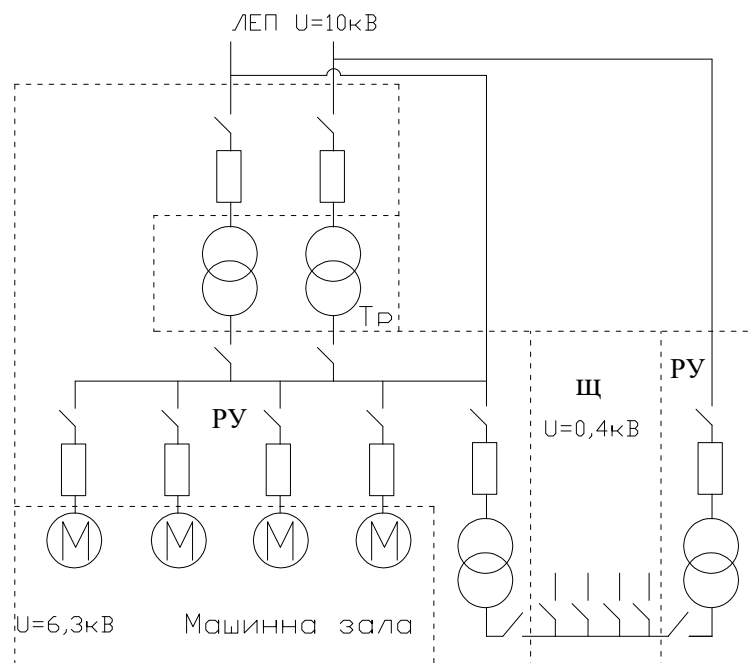
$$S = k_0 \sum \frac{P_n}{\eta_{дв} \cos} = 0,9 \cdot \frac{3 \cdot 250}{0,95 \cdot 0,91} = 780,8 \text{ кВА}$$

Беремо два трансформатори по 750кВ·А, які понижують напругу з 10 кВ до 3 кВ, перевантаження становить  $780,8/750=1,04 \leq 1,4$ .

Для забезпечення електрикою додаткове обладнання насосної станції (напруга 380 кВ) беремо 2 трансформатори 160 кВ·А.

Ящики розподільчих пристроїв виконуються у вигляді шаф КРУ (900×1660×2380) або КСО.

*Електрична схема насосної станції*



*Розміри камер трансформаторів*

Потужність, кВА	Висота, м	Кочення вузькою стороною, м		Кочення широкою стороною, м	
		глибина, м	ширина, м	глибина, м	ширина, м
750	4,2	3,7	2,9	3	3,9

### **Добір підйомно-транспортного обладнання**

Як слідує з проекту найбільша вага встановленого насосного обладнання дорівнює 2300 кг (двигун АО 113-4м). Вибираємо підйомно-транспортне обладнання підвісне, електричне, однобалочне, вантажопідйомністю 3,2 т. Для забезпечення потреб всієї площі машинної зали застосовуємо кран-балку (підйомний кран).

Розміри і маса крану:

$$L = 11,4 \text{ м,}$$

Вантажопідйомність - 3,2 т, маса крану - 2595 кг,  $H = 1795 \text{ мм}$ ,  $H_1 = 485 \text{ мм}$ ,  $l = 750 \text{ мм}$ ,  $l_1 = 600 \text{ мм}$ ,

Розміри візка: база 1800 мм, ширина 2165 мм.

### Визначення фактичного заглиблення

$$H_T = 105,8 - 102,2 = 3,6 \text{ м}$$

Заглиблення, необхідне для влаштування заглибленої насосної станції:

$$H_{\text{загл}} \geq h_{\text{об}} + 0,5 + h_T + h_l + h_1 + H + H_N + H_{\text{п}},$$

$$H_{\text{загл}} = (3,29 + 0,4 + 0,35) + 0,5 + (3,29 + 0,4) + 1 + 1,795 + 0,36 + 1,2 + 0,2 = 12,785 > 3,6 \text{ м}$$

Висновок: насосна станція напівзаглиблена.

### Конструкція будівлі

Так як висота надбудови 7,2 м, то конструкція приймається каркасною. Прольоти будівлі проектуються 18 м при кроці колон 6 м.

Для внутрішніх колон використовуємо центральну прив'язку. Крайні колони мають нульову прив'язку.

Колони приймаємо 400x600 висотою 7,2 м. Покрівля буде складатися з залізобетонних балок покриття з прогоном 12 м, на які вкладаємо залізобетонні плити покриття довжиною 6 м, шириною 1500 мм, висотою 300 мм. Зверху вкладається гідроізоляція 20 мм, далі армована цементна стяжка 30 мм, термоізоляція 20 мм, цементна піщана стяжка 150 мм, гідроізоляційний шар 20 мм, і засипка гравієм.

Стіни приймаємо панельні 3-х шарові, загальною товщиною 300 мм. Висота панелей 1200 мм. Стіни прибудови будуть цегляні з товщиною зовнішніх стін 510 мм. Стіни між допоміжними приміщеннями приймаємо 140 мм. Вікна у машинній залі проектують шириною 300 мм при висоті кожної секції вікна 180 мм. В допоміжних приміщеннях вікна приймаємо розміром 150 x 150; 90 x 150 мм, шириною 1:1,2 м.

### *Прибудова*

Для можливості проведення експлуаційних і ремонтних робіт, а також знаходження експлуатаційного персоналу проектується майстерня, диспетчерська, кімната РП. В цьому ж приміщенні передбачено влаштування побутових приміщень і санвузол.

### *Конструкція підземної частини*

Так як частина підземної частини НС знаходяться нижче РГВ, приймаємо камерну конструкцію. Для гідроізоляції камери використовуємо: асфальтобетон, цементну стяжку, залізобетонну плиту, рулонну ізоляцію, стяжку з пінобетону, втрамбований щебінь. Висота внутрішньої гідроізоляції приймається на 0,5 м вище РГВ. Зовнішню частину камери також ізолювано від ґрунтових вод. Рівень гідроізоляції приймаємо на 1 м вище РГ.

## 5. САНІТАРНО-ТЕХНІЧНЕ ОБЛАДНАННЯ ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ

## Загальна характеристика об'єкта

В даній бакалаврській роботі представлено проект 12 поверхового житлового будинку, який розташований в м. Києві.

Проектуємий будинок конструктивно складається з двох секцій. В ньому передбачено підвал висотою 2,0 м. Висота житлового поверху – 3,2 м. Будинок обладнаний системами централізованого господарсько-питного водопроводу (В1), протипожежного водопроводу (В2), централізованим гарячим водопостачанням (Т3-Т4), господарсько-побутовою (К1) та дощовою каналізацією (К2). В санітарних вузлах квартир встановлено стандартний набір обладнання: – унітази зі зливними бачками, умивальники, ванни, біде, на кухнях - мийки.

Подача холодної і гарячої води в житловий будинок і відвід господарсько-побутових і дощових вод здійснюється у міській мережі.

## Базові розрахунки

Оскільки розміри будинку в плані 30,9 м х 18,05 м, то для поливу прилеглої території в його цокольній частині передбачено улаштування двох поливних кранів. При цьому витрата води на полив становить 4 м<sup>3</sup>.

Кількість квартир на поверсі – 4.

Кількість приладів холодної води в квартирі – 5, гарячої – 4.

Розрахункова кількість приладів (N) холодної води у всьому будинку становить –  $12 \times 5 \times 4 = 240$  шт., гарячої –  $12 \times 4 \times 4 = 192$  шт.

Згідно з завданням орієнтовно приймаємо, що в кожній квартирі проживає 5 осіб. Тоді загальна кількість жителів у будинку буде становити  $U = 12 \times 5 \times 4 = 240$  осіб. Кожна особа, у відповідності до [1, табл. А1] споживає за добу холодної води – 170 л, гарячої – 115 л. За добу усі мешканці будинку споживають води: холодної – 40,8 м<sup>3</sup>, гарячої – 27,6 м<sup>3</sup>, всього 68,4 м<sup>3</sup>.

Середньогодинні витрати води одним мешканцем ( $q_m$ ) становлять: холодної –  $170/24 = 7,08$  л, гарячої –  $115/24 = 4,79$  л, всього –  $285/24 = 11,88$  л.

Середньогодинні витрати води будинком (всіма мешканцями): холодної –  $7,08 \times 240/1000 = 1,7$  м<sup>3</sup>, гарячої –  $4,79 \times 320/1000 = 1,5$  м<sup>3</sup>, всього  $11,88 \times 320/1000 = 2,85$  м<sup>3</sup>.

Коефіцієнти максимальної добової нерівномірності у відповідності до [1, табл. А4] складають при:  $N = 240$ ,  $q_m = 7,08 \text{ л} - 1,53$  (холодна вода);  $N = 192$ ,  $q_m = 4,79 \text{ л} - 1,53$  (гаряча вода);  $N=240$ ,  $q_m=11,88 \text{ л} - 1,38$  (всього).

Максимальні добові витрати води будинком (мешканцями): холодної –  $40,8 \times 1,53 = 62,42 \text{ м}^3$ , гарячої –  $27,6 \times 1,53 = 42,23 \text{ м}^3$ , всього –  $68,4 \times 1,38 = 93,4 \text{ м}^3$ .

Максимальна секундна витрата води в будинку (мешканцями) за [1, табл. А5]: холодної – 1,88 л/с, гарячої – 1,41 л/с, всього – 3,29 л/с (сума), всього (знайдено від кількості приладів) – 2,98 л/с.

### **Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі В1**

АксонOMETрична схема внутрішньої системи В1 приведена на арк. 4, схема санвузла Стояка В1-1 наведена в записці. В якості розрахункової магістралі прийнято напрямок від змішувача ванни на дванадцятому поверсі стояка Ст. В1-1 до насосної установки, яка встановлена в підвальному приміщенні будинку. Розрахунок системи В1 для пропуску господарсько-питної витрати з одночасною роботою спринклерних головок наведено в таблиці 7. Там же наведено розрахунок для пропуску максимальної секундної витрати до споживачів.

Діаметр труб квартирної розводки приймаємо 20 мм.

Підбір діаметрів виконується за допомогою таблиць Шевелєвих [7], прийнято труби пластикові. Втрати напору на розрахунковому напрямку (магістралі) складають для режиму максимального споживання – 7,74 м та 9,3 м при одночасному гасінні пожеж в смітєвій камері.

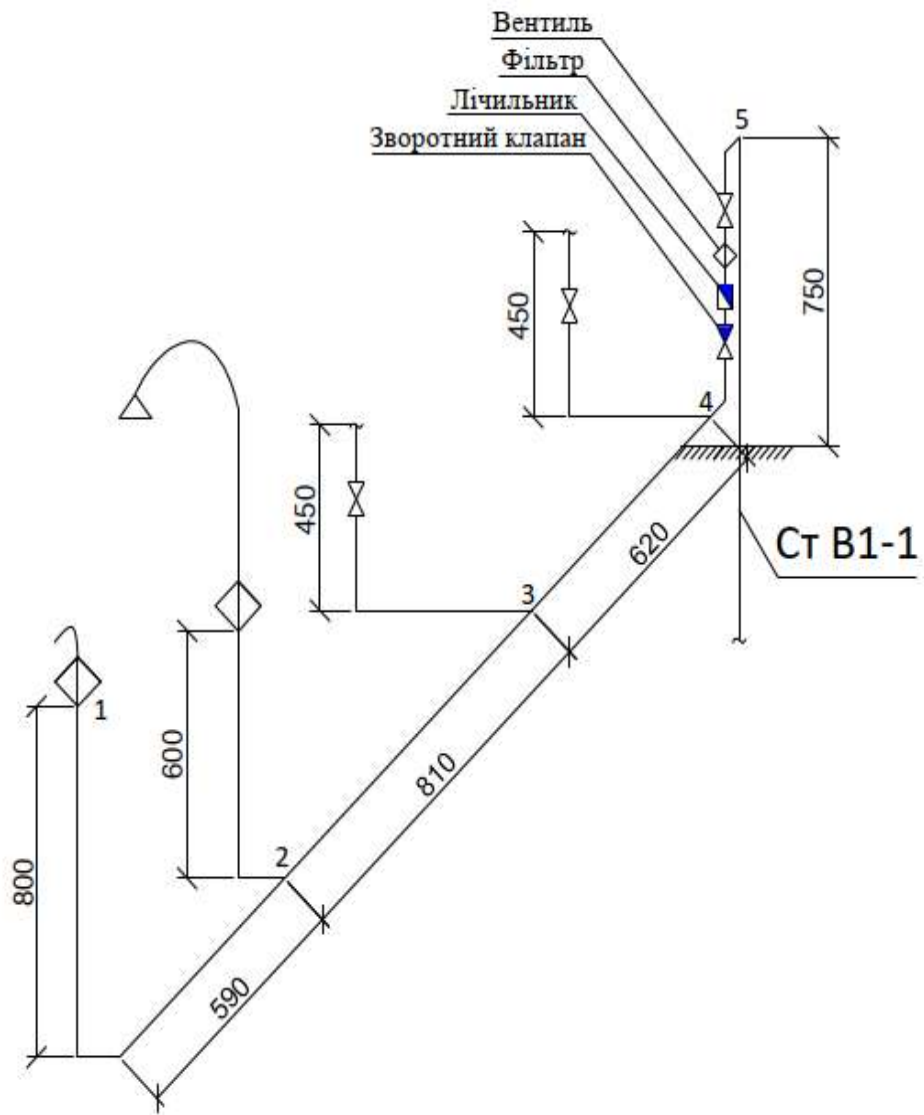


Рис. 1. Аксонометрична схема санвузла В1 стояка В1-1  
на 12 поверсі  
М 1:20

Розрахунок внутрішньої мережі В1 в режимі максимального  
водоспоживання плюс пожежа

Таблиця 1

№ ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрати води на ділянці, л/с	Витрата води спринклерною головою смігтевої камери, л/с	Загальна витрата води на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки L, м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати напору K <sub>л</sub>	Загальні втрати напору, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1-2	1	0,24	0	0,24	20	1,19	150,1	3,8	0,58	0,3	0,75
2-3	2	0,25	0	0,25	20	1,24	160,5	4,6	0,73	0,3	0,97
3-4	3	0,26	0	0,26	20	1,29	172,8	3,3	0,58	0,3	0,75
4-5	4	0,27	0	0,27	20	1,34	185,0	0,8	0,16	0,3	0,21
5-6	4	0,27	0	0,27	25	0,82	58,1	3,6	0,22	0,3	0,28
6-7	8	0,32	0	0,32	25	0,98	78,3	3,6	0,29	0,3	0,39
7-8	12	0,36	0	0,36	25	1,1	96,3	3,6	0,36	0,3	0,46
8-9	16	0,40	0	0,40	25	1,22	115,9	3,6	0,41	0,3	0,55
9-10	20	0,45	0	0,45	32	0,83	43,2	3,6	0,17	0,3	0,21
10-11	24	0,48	0	0,48	32	0,89	48,4	3,6	0,18	0,3	0,24
11-12	28	0,51	0	0,51	32	0,94	53,1	3,6	0,19	0,3	0,26
12-13	32	0,55	0	0,55	32	1,02	61,7	3,6	0,23	0,3	0,31
13-14	36	0,58	0	0,58	32	1,07	67,9	3,6	0,25	0,3	0,33
14-15	40	0,62	0	0,62	32	1,15	76,1	3,6	0,28	0,3	0,37
15-16	44	0,65	0	0,65	32	1,21	83,0	3,6	0,31	0,3	0,41
16-17	48	0,68	0	0,68	32	1,27	90,1	10,1	0,92	0,3	1,20
17-18	60	0,76	1,8	2,56	50	1,95	113,9	10,2	1,17	0,3	1,52
18-19	168	1,47	1,8	3,27	63	1,57	58,4	2,9	1,37	0,3	1,78
19-20	240	1,88	1,8	3,68	63	1,75	70,5	1,0	1,48	0,3	1,92
								76,3			9,4 м
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку 0,122											
Розрахунок ділянок на пропуск води до споживачів без пожежної витрати до спринклерної головки											
17-18	60	0,76	-	0,76	50	0,58	13,2	10,2	0,91	0,3	1,18
18-19	168	1,47	-	1,47	63	0,7	14,1	2,9	1,12	0,3	1,45
19-20	240	1,88	-	1,88	63	0,9	21,9	1,0	1,32	0,3	1,71
								76,3			4,34
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку 0,101											

### **Розрахунок втрат напору в квартирному лічильнику холодної води**

Втрати напору в квартирному лічильнику води на пропуск максимальної витрати (ділянка 4-5, табл. 1):

$$h = Sq^2 = 14,5 \times 0,27^2 = 1,06 \text{ м.}$$

### **Розрахунок калібру та втрат напору в домовому лічильнику холодної води системи В1**

Середня годинна витрата води по системі В1 -  $54,4 \text{ м}^3/24 = 2,27 \text{ м}^3/\text{год.}$

Приймаємо лічильник ВК- 50 з експлуатаційною витратою  $12 \text{ м}^3/\text{год.}$

Втрати напору в лічильнику на пропуск максимальної господарсько-питної витрати (не більше 5 м):

$$h = Sq^2 = 0,143 \times 2,27^2 = 0,74 \text{ м.}$$

На пропуск витрати до спринклерної головки в режимі максимального споживання (не більше 10 м):

$$h = Sq^2 = 0,143 \times 4,07^2 = 2,27 \text{ м.}$$

### **Необхідний напір насосу системи господарсько-питного водопроводу В1**

У відповідності з діючими будівельними нормами [1, п. 6.6] максимальний тиск води в системі В1 на відмітці найбільш низько розташованих санітарно-технічних приладів не повинен перевищувати 0,45 МПа.

Геометрична висота підйому води від напірного патрубку насоса до змішувача ванни на дванадцятому поверсі становить  $11 \times 3,6 + 0,4 + (2,0 - 0,5) + 2,2 = 43,7 \text{ м.}$

Втрати води в квартирному лічильнику – 1,06 м.

Максимальний тиск в системі В1 повинен бути  $(43,7 + 9,3) \times 0,00981 + 0,2 = 0,72 \text{ МПа.}$

Зайвий тиск в системі  $0,72 - 0,45 = 0,27 \text{ МПа,}$  переводимо в метри  $0,27 / 0,00981 = 27,52 \text{ м.}$

Таким чином для безаварійної роботи системи внутрішнього водопостачання на семи нижніх поверхах потрібно встановити регулятори тиску.

З врахуванням заглиблення міської водопровідної мережі напір насосу повинен становити:

$$0,72-0,2+0,01+(0,74+1,06)\times 0,00981=0,56 \text{ МПа (56,9 м).}$$

Максимальна секундна витрата насосу – 1,88 л/с.

### **Гідравлічний розрахунок системи В2 внутрішнього водопроводу**

Для забезпечення внутрішнього пожежогасіння в будинку запроектована система внутрішнього пожежогасіння від пожежних кранів, які встановлено на кожному поверсі і в підвалі. Висота встановлення – 1,35 м над рівнем підлоги. Висота підвального приміщення 2,3 м. Трасування труб в підвалі здійснено під стелею підвалу.

Висота пожежного стояка  $1,35+11\times 3,6+0,4=41,35$  м.

Довжина труби в підвалі (за планом підвалу) становить 7,9 м.

Діаметр труби – 50 мм. Витрата 2,5 л/с, одним струменем [1, табл. 3].

Результати гідравлічних розрахунків системи приведені в табл.1.

Напірний патрубок протипожежного насосу розташовано на висоті 0,5 м над рівнем підлоги. Максимальна висота підйому води  $41,35+0,5=41,85$  м. При діаметрі пожежного насадка 16 мм, довжині пожежного рукава 15 м, висоті компактної частини струменя 6 м, тиску на пожежному кран-комплекті становить 0,096 МПа [1, табл. 5].

Тоді максимальний тиск в системі В2 повинен бути  $(41,85+4,48)\times 0,00981+0,096=0,56$  МПа.

У відповідності з [1, п. 8,6] тиск поруч з пожежним краном не повинен перевищувати 0,4 МПа, тому зайвий напір –  $(0,56-0,4)/0,00981=13,31$  м. Для погашення надлишкового напору в підвалі і на перших трьох поверхах між пожежним краном і з'єднувальною головкою необхідно встановити регулятор тиску. Таким чином напір протипожежного насосу повинен становити 64,1 м (0,61 МПа) і витрата 2,5 л/с.

Результати гідравлічного розрахунку протипожежної мережі трубопроводів приведені в табл.2.

## Розрахунок мережі В2

Таблиця 2

№ ділянки	q, л/с	d, м	Швидкість v, м/с	1000i, мм/м	Довжина ділянки, м	Втрати напору по довжині, м	Коефіцієнт, що враховує місцеві втрати напору	Загальні втрати напору, м
1-2	2,5	50	1,17	69,62	42,4	2,91	0,1	3,34
2-3	2,5	50	1,17	69,62	7,9	0,58	0,1	0,63
Сумарні втрати напору								3,87

### **Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі Т3(Т4)**

Систему внутрішнього гарячого водопостачання будинку монтуємо з пластикових напірних труб. Діаметр трубопроводів визначаємо за таблицями Шевелєва [7].

Аксометрична схема внутрішньої системи Т3(Т4) наведена на арк. 4. В якості розрахункової магістралі приймаємо напрямок від змішувача ванни на першому поверсі через розподільчу систему трубопроводів на горищі та подавальний стояк до насосу, встановленому в підвальному приміщенні будинку.

Втрати напору на розрахунковому напрямку складають 14,46 м в режимі максимального водоспоживання гарячої води.

У відповідності з діючими ДБН [1, п. 5.3, ф.6] для визначення циркуляційної витрати води розраховуємо величину теплового потоку в годину максимального водоспоживання, за формулою:

$$Q_{hr}^h = 1,15q_{hr}^h (55 - 5), \text{кВт}$$

$$Q_{hr}^h = 1,15 \cdot 3,33(55 - 5) = 191,5 \text{ кВт.}$$

Годинну витрату гарячої води (година максимального споживання) знайдемо за [1, табл. А5] для 192 приладів, що споживають гарячу воду та розташовані в житлових квартирах та середньою годинною витратою води одним мешканцем – 4,79 л/год. Вона дорівнює – 3,33 м<sup>3</sup>/год.

У відповідності до [1, п.12.4, ф.11] циркуляційна витрата води в системі повинна компенсувати теплові втрати.

$$q_{\text{cir}} = 9,57 / (0,988 \times 4,79 \times 5) = 0,5 \text{ л/с.}$$

Від насосу по подавальному стояку на горище буде надходити в режимі циркуляції 0,5 л/с гарячої води, далі 0,125 л/с надходить до стояка ТЗ-4 (4 прилади), 0,094 л/с – до стояків ТЗ-1, ТЗ-5, ТЗ-7 (по 3 прилади), 0,031 л/с – до стояків стояків ТЗ-2, ТЗ-3, ТЗ-6 (по 1 приладу).

Діаметри труб циркуляційної частини системи гарячого водопостачання підбираємо у відповідності до [1, п.12.6], а саме при швидкостях руху води в діапазоні 0,2-0,5 м/с. Розрахунок мережі гарячого водопостачання в режимі циркуляції наведено в табл. 3.

Розрахунок внутрішньої мережі ТЗ в режимі  
максимального водоспоживання

Таблиця 3

№ ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрати води на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки L, м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати напору k <sub>L</sub>	Загальні втрати напору, м
1-2	1	0,19	16	1,68	389,6	1,5	0,58	0,3	0,77
2-3	2	0,20	16	1,77	426,7	0,6	0,26	0,3	0,34
3-4	3	0,22	16	1,95	509,6	1,1	0,56	0,3	0,74
4-5	3	0,22	25	0,67	40,6	3,6	0,15	0,5	0,23
5-6	6	0,27	25	0,82	58,1	3,6	0,21	0,5	0,32
6-7	9	0,33	25	1,01	82,8	3,6	0,3	0,5	0,46
7-8	12	0,35	25	1,07	91,3	3,6	0,33	0,5	0,48
8-9	15	0,38	25	1,16	106,2	3,6	0,38	0,5	0,56
9-10	18	0,42	25	1,28	126,9	3,6	0,46	0,5	0,69
10-11	21	0,45	25	1,38	142,7	3,6	0,51	0,5	0,78
11-12	24	0,47	25	1,44	154,6	3,6	0,56	0,5	0,84
12-13	27	0,49	25	1,5	166,3	3,6	0,6	0,5	0,91
13-14	30	0,52	25	1,59	184,7	3,6	0,67	0,5	1,02
14-15	33	0,54	25	1,65	197,6	3,6	0,71	0,5	1,08
15-16	36	0,57	25	1,74	217,5	2,5	0,69	0,5	1,04
16-17	36	0,57	32	1,06	65,7	10,5	0,69	0,2	0,84
17-18	48	0,67	32	1,25	87,8	3,4	0,3	0,2	0,37
18-19	96	0,88	40	1,06	50,2	1,0	0,05	0,2	0,07
19-20	108	1,18	40	1,39	84,4	6,2	0,52	0,2	0,64
20-21	192	1,41	50	1,08	39,6	51,1	2,02	0,2	2,44

						117,5			14,46
Середні втрати напору на розрахунковому напрямку 0,123									

Оцінимо приблизно довжину мережі гарячого водопостачання будинку.  $12 \times 3,6 + 2,3 = 45,5$  м (один стояк).  $45,5 \times 8 = 364$  м (сім водорозбірних та подавальний).  $57 + 47 = 104$  м (трасування на горищі та в підвалі). Загальна довжина труб мережі гарячого водопостачання становить:

$$364 + 104 = 468 \text{ м.}$$

Теплові втрати на 1м  $10900/468 = 23,3$  Вт/м, а [1, п.5,3] вимагає 11 Вт/м (горище, підвал) та 7 Вт/м (стояки). Для нашого випадку середні втрати тепла дорівнюють:  $(364 \times 7 + 104 \times 11) / 468 = 7,9$  Вт/м. А втрати тепла у відсотках повинні бути  $23,3 / 7,9 = 2,95$ , тобто майже в 3 рази менше.

Теплотехнічні розрахунки для визначення товщини шару ізоляції в даній роботі не виконуються.

Розрахунок внутрішньої мережі ТЗ в режимі циркуляції (визначення діаметрів труб циркуляційної частини мережі)

Таблиця 4

№ ділянки	Кількість приладів N, шт	Витрати води на ділянці, л/с	Умовний діаметр труб d, мм	Швидкість v, м/с	Питомі втрати напору, мм/м	Довжина розрахункової ділянки L, м	Втрати напору по довжині ділянки, м	Коефіцієнт, який враховує місцеві втрати напору k <sub>л</sub>	Загальні втрати напору, м
4-5	3	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
5-6	6	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
6-7	9	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
7-8	12	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
8-9	15	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
9-10	18	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
10-11	21	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
11-12	24	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
12-13	27	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
13-14	30	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
14-15	33	0,094	25	0,29	8,88	3,6	0,03	0,5	0,05
15-16	36	0,094	25	0,29	8,88	2,5	0,03	0,5	0,05
16-17	36	0,094	32	0,2	3,55	10,5	0,04	0,2	0,05
17-18	48	0,125	32	0,23	4,46	3,4	0,02	0,2	0,02

18-19	96	0,25	40	0,3	5,37	1,0	0,01	0,2	0,01
19-20	108	0,281	40	0,34	6,6	6,2	0,04	0,2	0,05
20-21	192	0,5	50	0,38	6,29	51,1	0,32	0,2	0,39
						117,5			1,12
<b>Циркуляційна частина</b>									
4-22	-	0,094	25	0,29	8,88	11,8	0,11	0,1	0,12
22-23	-	0,125	25	0,39	14,8	3,5	0,05	0,1	0,06
23-24	-	0,25	40	0,3	5,37	1,7	0,01	0,1	0,01
24-25	-	0,281	40	0,34	6,6	3,8	0,025	0,1	0,03
25-26	-	0,5	50	0,38	6,29	3,9	0,025	0,1	0,03
									0,25
<b>Всього</b>									<b>1,37</b>
<b>Втрати напору на розрахунковому напрямку 0,0135 МПа</b>									

Приймаємо необхідний напір циркуляційного насосу [1, п.12.7, ф.15] – 0,02 МПа. Максимальна витрата насосу 0,5 л/с. Лічильник на циркуляційній частині і не встановлюємо.

Втрати напору в квартирному лічильнику гарячої води:

$$h = S q^2 = 14,5 \times 0,22^2 = 0,7 \text{ м.}$$

### **Необхідний напір насосу системи Т3(Т4)**

Максимальний тиск води в системі Т3(Т4) на відмітці найбільш низько розташованих санітарно-технічних приладів не повинен перевищувати 0,45 МПа.

Геометрична висота підйому води від насосу встановленого в підвалі до змішувача ванни на 12 поверсі становить  $11 \times 3,6 + 0,4 + (2 - 0,5) + 2,2 = 43,7 \text{ м.}$

Втрати напору до розрахункового приладу на 12 поверсі (див. табл. 2) – 5,34 м

Втрати в квартирному лічильнику – 0,7 м.

Максимальний тиск в системі Т3(Т4) повинен бути:

$$(45,5 + 14,45 + 0,7) \times 0,00981 + 0,2 = 0,79 \text{ МПа.}$$

Маємо зайвий тиск в системі  $0,79 - 0,45 = 0,34 \text{ МПа}$  або 34,7 м.

Таким чином для безаварійної роботи системи на 9 нижніх поверхах потрібно встановлювати регулятори тиску.

З врахуванням глибини прокладання міського водопроводу в місці підключення дворової мережі 1,7 м, напір насосу гарячої води повинен бути

$0,79-0,2+0,01+0,7 \times 0,00981=0,61 \text{ МПа} (61,9 \text{ м})$ . При розрахунковій максимальній секундній витраті – 1,41 л/с.

### Система внутрішньої господарсько-побутової каналізації (К1)

Максимальна загальна витрата води на випуску з будинку складає 2,98 л/с. Кількість каналізаційних стояків в будинку – сім. Стояки приймаються діаметром 100 мм. Кут приєднання труби до стояка на поверсі становить  $45^{\circ}$ .

Приймаємо до монтажу поліетиленові труби низького тиску.

Ревізії встановлюються на всіх стояках на 1, 3, 6, 9, 12 поверхах на висоті 1 м над рівнем підлоги. Витяжну частину кожного стояка виводимо над покрівлею на висоту не менше 0,2 м.

На горизонтальних ділянках підвалу встановлюються прочистки таким чином, щоб максимальна відстань між прочистками не перевищувала 10 м.

### Гідралічний розрахунок внутрішньої мережі К2

Розрахунок виконано за методикою наведеною в [1, розділ 22.1], а інтенсивність дощу в л/с з 1 га тривалістю 20 хв. при періоді однократного перевищення розрахункової інтенсивності, яка дорівнює 1 рік (на основі відомої монографії Курганова А.М. [4]).

Результати розрахунку наведено в табл. 5.

#### Розрахунок внутрішньої мережі К2

Таблиця 5

Довжина короткої сторони будинку, м	Довжина довгої сторони будинку, м	Довжина шляху дощової води по покрівлі, м	$q^{20}$	Середній похил покрівлі	В	К	r	Q, л/с	d, мм
18,05	30,9	17	104	0,025	27,3	2,5	0,026	18,2	100

При визначенні площі водозабору враховано 30% сумарної площі стін, які піднімаються над покрівлею у відповідності до [1, розділ 22.1.12]:

$$F=18,05 \times 30,9 + 0,3((18,05+30,9) \times 2 \times 1,4 + 3 \times 3 \times 3) = 557,8 + 49,2 = 610 \text{ м}^2.$$

Витрата  $Q$ , л/с розрахована за формулою 21 [1] з коефіцієнтом ризику  $k_R = 1$  [1, табл. 18], мінімальна розрахункова інтенсивність дощу, л/(с·м<sup>2</sup>)  $r$  розрахована за формулою 22 [1], параметр  $B$  – за формулою 23 [1], а коефіцієнт  $K$  знайдено за рис. 1 [1]. Параметр  $n$  потрібен для знаходження коефіцієнта  $K$  прийнятий 0,7 [4].

Для відводу дощових вод на покрівлі будинку встановлено дві водоприймальні воронки. Далі на горищі дощові води по відповідному трубопроводу надходять у водовідвідні стояки. Водовідвідні труби і стояки прийняті з полімерних труб діаметром 100 мм.

АксонOMETрична схема санвузла К1 приведена на рис. 2.

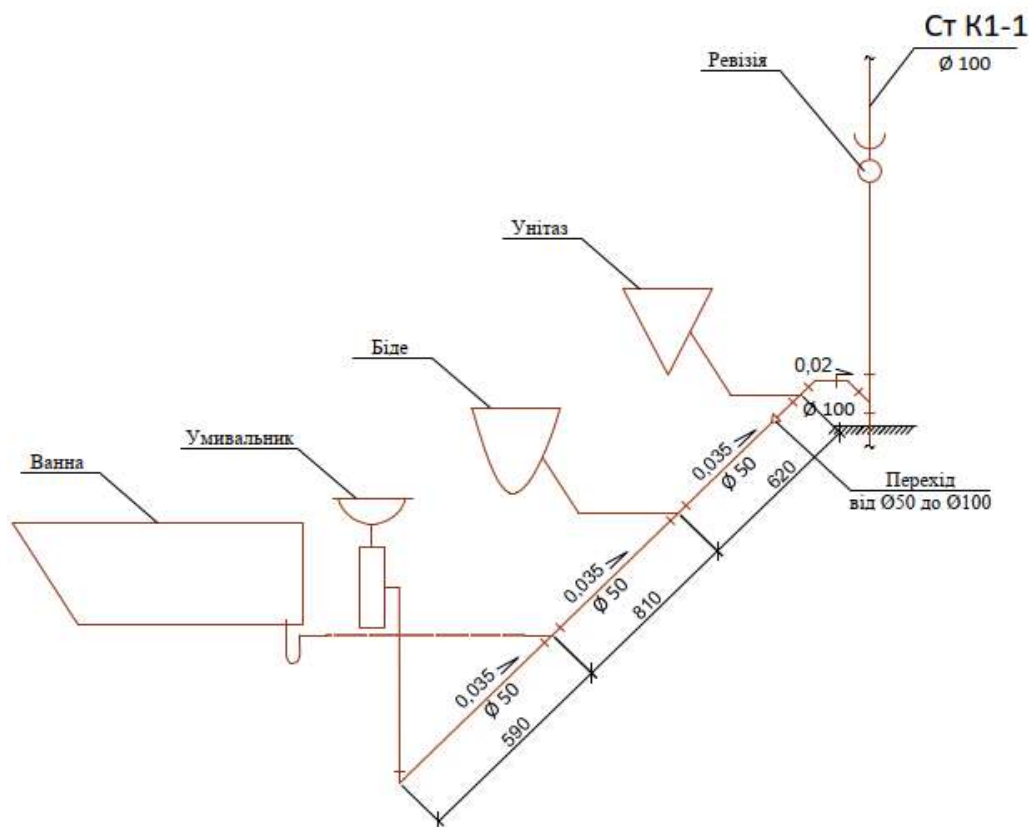


Рис. 2. Аксонометрична схема санвузла К1 стояка К1-1 на 12 поверсі  
М 1:20

## 6. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

## **Загальні положення**

При проектування і будівництві системи споруд водопостачання міста велике значення займає правильний вибір майданчика розташування водопровідних очисних споруд. Це стосується в першу чергу розмірів і характеру рель'єфу поверхні землі на місці будівельного майданчика. Також необхідно враховувати можливість створення оптимальних умов транспортного сполучення, підвозу необхідного обладнання і будівельної техніки, складання будівельних конструкцій, стоянки машин та механізмів відвозу надлишкових об'ємів вийнятого ґрунту.

В даному розділі бакалаврської роботи розглядається проект технології і організації будівництва резервуарів чистої води, що розміщені на загальному майданчику очисних споруд .

### **Виконання земляних робіт**

Першим етапом при будівництві є етап виконання земляних робіт. Перед їх проведенням необхідно мати геодезичну зйомку території будівництва, визначити і закріпити розміри будівельного майданчика.

### **Визначення розмірів котловану**

Як відомо резервуари чистої води відносяться до ємнісних споруд і влаштовуються заглибленими. При цьому розміри котловану в плані визначаються, окрім розмірів споруди, також схемою монтажу (в загальному випадку – схемами виконання технологічних процесів). Приклад улаштування котловану і визначення його оптимальних розмірів приведено на рис. 1.

Очевидно, що при виконанні земляних робіт і визначенні їх вартості меншим розмірам котловану треба віддавати перевагу, але це не повинно приводити до ускладнення організації і виконання будівельних робіт. Зокрема це стосується технології проведення монтажних робіт, швидкості і якості виконання будівництва, обов'язкового дотримання при цьому правил техніки безпеки і створення комфортних умов для роботи будівельників

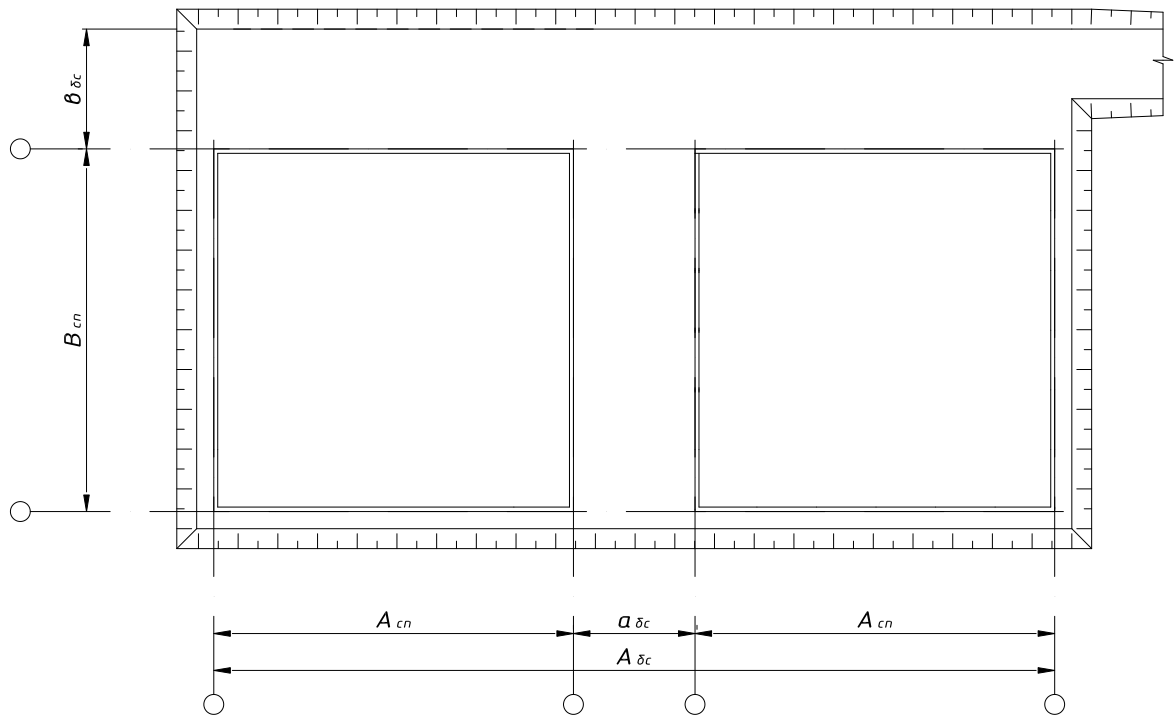


Рис.1 Визначення мінімальних розмірів котловану для блоку РЧВ.

Мінімальні в плані розміри котловану для блоку споруд РЧВ  $A_{сп}$  і  $B_{сп}$  визначаються зовнішніми поверхнями елементів споруди.

Такими поверхнями в спорудах водопостачання та водовідведення є зовнішні умовні грані щебеневої підготовки. У відповідності з рис. 1 довжина  $A_{сп}$  і ширина  $B_{сп}$  споруди складають:

де:  $A_{сп}^{нм}$  – номінальна довжина споруди між крайніми модульними розбивочними осями;

$B_{сп}^{нм}$  – номінальна ширина споруди між крайніми модульними розбивочними осями;

$b_{сп}$  - відстань між модульною розбивочною віссю зовнішньої стіни та її зовнішньою поверхнею;

$b_{сд}$  - відстань між зовнішньою поверхнею зовнішньої стіни та гранню щебеневої підготовки.

$$A_{кmin}^0 = A_{бс} + 2 \cdot b_p = 86,9 + 2 \cdot 0,6 = 88,1 \text{ м};$$

$$B_{кmin}^0 = B_{бс} + 2 \cdot b_p = 48,4 + 2 \cdot 0,6 = 49,6 \text{ м};$$

де  $A_{кmin}^0$  - довжина котловану по дну;

$B_{кmin}^0$  - ширина котловану по дну;

$A_{бс}$  - загальна довжина блоку споруди;

$$A_{бс} = A_{сп} \cdot n_{сп} + a_{вс} \cdot (n_{сп} - 1),$$

де  $A_{cn}$  – довжина окремої споруди;

$$A_{cn} = A_{cn}^{nm} + 2(\epsilon_{cm} + \epsilon_{cd}),$$

$$A_{cn} = 36 + 2(0,18 + 1,125) = 38,5 \text{ м};$$

$n_{cn}$  – кількість окремих споруд у повздовжньому ряду в блоці;

$a_{\bar{bc}}$  – відстань між спорудами у повздовжньому блоці;

$$A_{\bar{bc}} = 38,5 \cdot 2 + 10 \cdot (2 - 1) = 87,0 \text{ м}.$$

$B_{\bar{bc}}$  - загальна ширина блоку споруди;

$$B_{\bar{bc}} = B_{cn} \cdot n_{cn} + \epsilon_{bc},$$

де  $B_{cn}$  – довжина окремої споруди;

$$B_{cn} = B_{cn}^{nm} + 2(\epsilon_{cm} + \epsilon_{cd}),$$

$$B_{cn} = 36 + 2(0,18 + 1,125) = 38,5 \text{ м};$$

$n_{cn}$  – кількість окремих споруд у поперечному ряду в блоці;

$\epsilon_{\bar{bc}}$  – відстань від споруди до краю котловану;

$$B_{\bar{bc}} = 38,5 \cdot 1 + 10 = 48,5 \text{ м}.$$

$\epsilon_p$  - відстань між спорудою і основою укусу;  $\epsilon_p = 0,6$  м.

Вважаючи, що поверхня землі в місці будівництва РЧВ є плоскою і горизонтальною, закладання укосів  $\epsilon_3$  буде однакою в будь-якому місці котловану і складатиме:

$$\epsilon_3 = m \cdot H_K = 0,6 \cdot 2,4 = 1,44 \text{ м}.$$

де  $m$  – коефіцієнт закладання укосів тимчасових земляних споруд, (грунт глина  $m = 0,6$  (рис. 2));

$H_K$  - глибина котловану, м;  $H_K = 2,4$  м;

$$A_K^{\epsilon} = A_{k \min}^{\delta} + 2 \cdot \epsilon_3 = 88,1 + 2 \cdot 1,44 = 91,0 \text{ м}.$$

$$B_K^{\epsilon} = B_{k \min}^{\delta} + 2 \cdot \epsilon_3 = 49,6 + 2 \cdot 1,44 = 52,5 \text{ м}.$$



$$V_{вим} = V_{заг} - V_{спор} = 10978 - 8142 = 2836 м^3,$$

де  $V_{спор} = 8142 м^3$  - загальний об'єм підземної частини споруд;

6. Визначення об'єму ґрунту на транспорт:

$$V_{тр} = V_{заг} - V_{вим} + V_{вим} \cdot \left(1 - \frac{1}{K}\right) = 11210 - 2836 + 2836 \cdot \left(1 - \frac{1}{7}\right) = 8780 м^3$$

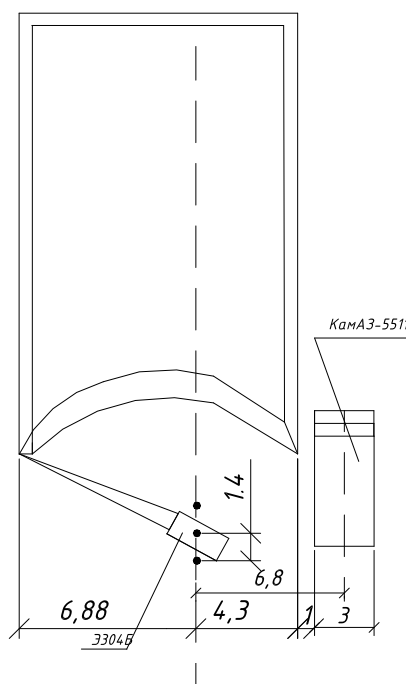
### Вибір землерийної машини

Для вибору екскаватора враховуємо тільки глибину копання, яка складає 2,4 м. Радіусом копань нехтуємо.  $h_{коп} \geq h_{котл}$ . Приймаємо дноківшевий екскаватор зі зворотною лопатою і гнучким підвісним робочим обладнанням – ЭЗ04Б. (місткість ковша – 0,4 м<sup>3</sup>, найбільша глибина копання Н = 2,8 м, найбільший радіус копання на рівні стоянки R – 7,8 м).

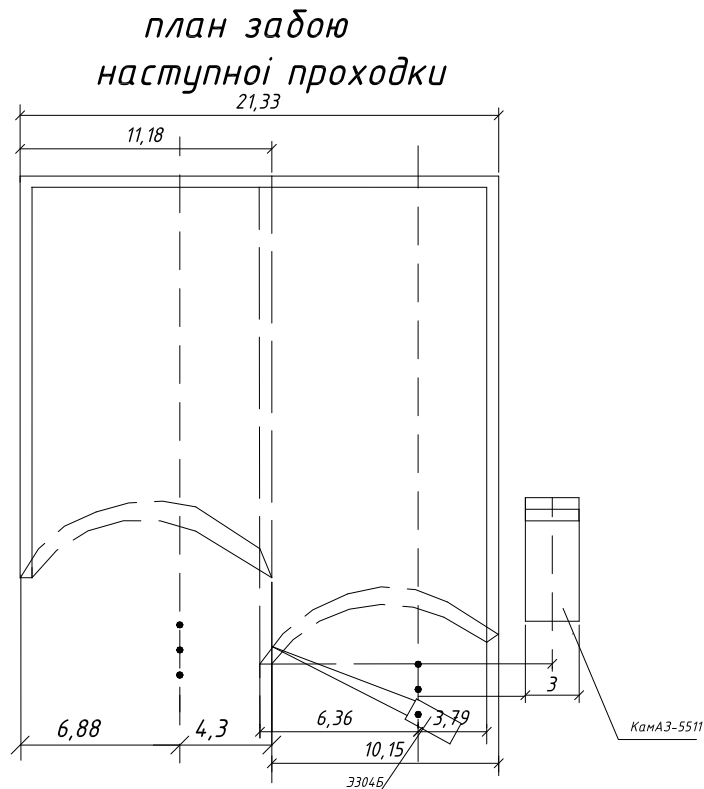
### Послідовність розробки ґрунту в котловані

Місткість ковшу, м <sup>3</sup>	0,15	0,25	0,4	0,65	1,0	1,6	2,5	
Крок пересування $l_{п}, м$	1,0	1,1	1,3	1,5	1,75	2,0	2,3	З прямою лопатою
Крок пересування $l_{п}, м$	1,1	1,3	1,4	1,55	1,75	2,0	2,3	Із зворотною лопатою. Драглайн

### план забю 1 проходки



Зворотна лопата, торцева проходка з вивантаженням ґрунту у автотранспорт з одного боку.



### **Розробка графіка руху транспортних засобів при розробці котловану:**

1. Кількість транспортних засобів повинна забезпечувати безперервну роботу екскаватора.
2. Неперервне використання транспортних засобів досягається схемою і режимом їх роботи.

*Число транспортних засобів знаходиться так*

$$N = \frac{t_n + t_{np} + t_p + t_{mn} + t_{mp} + t_{mn}}{t_n + t_{mn}},$$

де  $t_n$  – час завантаження ґрунту в транспортний засіб, хв.;

$t_{np}$  – час пробігу транспортного засобу від місця завантаження до місця розвантаження і назад;

$t_p$  – час розвантаження транспортного засобу, хв.;

$t_{mn}$  – час маневрів машини при встановленні її під завантаження, хв.;

$t_{mp}$  – час маневрування машини при встановленні її під розвантаження, хв.

$t_{тп}$  – час технологічних перерв в роботі транспортних засобів хв.;

Знаходження часу завантаження ґрунту  $t_n$  транспортних засобів.

$$t_n = \frac{M \cdot t_u}{60 \cdot k_T},$$

де  $M$  – кількість ковшів екскаватора забезпечуючого наповнення кузова транспортного засобу.

$t_u$  – знаходимо за табл.5;

$K_T$  – коефіцієнт транспорту;

$$M = \frac{P}{\rho \cdot K_1},$$

де  $P$  – грузопідйомність транспортного засобу;

$\rho$  - середня густина ґрунту , т/м<sup>3</sup>;

$K_1$  – коефіцієнт наповнення ґрунту,  $K_1 = \frac{K_n}{K_\rho}$ ;

$K_n$  – коефіцієнт наповнення ковша рихлим ґрунтом;

$K_\rho$  – коефіцієнт розрихлення ґрунту:

$$K_1 = \frac{K_n}{K_\rho} = \frac{0,8}{1,1} = 0,727.$$

$$M = \frac{P}{\rho \cdot K_1} = \frac{10}{1,7 \cdot 0,727} = 8,1.$$

$$t_n = \frac{M \cdot t_u}{60 \cdot k_T} = \frac{8,1 \cdot 10}{60 \cdot 0,87} = 1,6.$$

Знаходження часу пробігу транспортного засобу  $t_{np}$ :

$$t_{np} = \frac{2z \cdot 60}{V_{cp}},$$

де  $z$  – відстань від місця завантаження до місця розвантаження . км

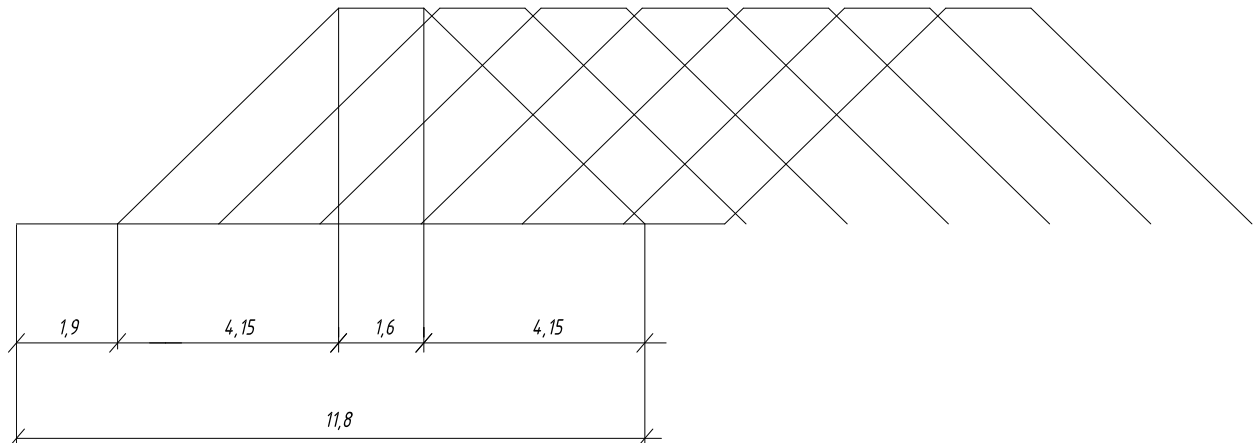
$V_{cp}$  – швидкість руху. км/год таб.6

$$t_{np} = \frac{2z \cdot 60}{V_{cp}} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 60}{35} = 7 \text{ хв.}$$

$$N = \frac{t_n + t_{np} + t_p + t_{mn} + t_{mp} + t_{mn}}{t_n + t_{mn}} = \frac{1,6 + 7 + 1 + 0,3 + 0,6 + 1,3}{1,6 + 0,3} = 6,2 \approx 7.$$

КамАЗ - 5511 грузопідйомністю 10 т. Потрібно 7 машин.



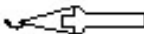
## Графік руху транспортних засобів



### Визначення об'ємів монтажних робіт:

№	Назва конструкції	Одиниці виміру	Кількість
1	Стінові панелі	шт.	96
2	Плити покриття	шт.	288
3	Колони	шт.	98

Визначення будівельно-монтажних характеристик конструкцій. Вибір монтажного крану.

№	Назва конструкції	Характеристики конструкції				Характеристики монтажних пристосувань				Будівельно-монтажні характеристики			Монтажний кран марка
		Геометричні розміри			Вага	Найменування	Висота	Вага	Ескіз	Q	L мм	H мм	
		A м	B м	H м	т								
1	Стінові панелі	2,98	0,18	3,6	4,3	Універсальні	2,2	0,03		4,33	5,25	6,9	КС-4571-10м
2	Плити перекриття	5,95	1,48	0,4	2,4	Універсальні	2,2	0,03		2,43	8,4	7	КС-4571-10м
3	Колони	0,4	0,45	3,6	1,8	Універсальні	2,2	0,03		1,83	5,6	6,9	КС-4571-10м

В якості монтажного крану прийнято кран КС – 4571 – 10 м.

### **Розрахунки об'ємів до таблиці технологічних розрахунків:**

1) Зріз рослинного шару:

$$V_{p.ш.} = F_k \cdot h_{p.ш.} = 4778 \cdot 0.5 = 2389 \text{ м}^3;$$

де  $V_{p.ш.}$  – об'єм рослинного шару,  $\text{м}^3$ ;

$F_k$  – площа котловану,  $\text{м}^2$ ;

$h_{p.ш.}$  – висота рослинного шару, приймаємо (0.4...0.5) м:

2) Розробка добору ґрунту вручну:

$$V_{\Delta h} = F_k^{\Delta} \cdot \Delta h_{зм} = 4370 \cdot 0,1 = 437 \text{ м}^3;$$

де  $F_k^{\Delta}$  – площа котловану по дну,  $\text{м}^2$ ;

$\Delta h_{зм}$  – висота шару добору, 0.1;

3) Монтаж стінових панелей:

$$V_{c.n} = 2,98 \cdot 0.18 \cdot 3.6 = 1,93 \text{ м}^3,$$

де  $V_{c.n}$  – об'єм однієї стінової панелі.

4) Монтаж колон:

$$V_k = 0,4 \cdot 0,45 \cdot 3,6 = 0,648 \text{ м}^3;$$

де  $V_k$  – об'єм однієї колони.

5) Монтаж плити покриття:

$$V_{n.n} = 5,95 \cdot 1,48 \cdot 0,4 = 3,52 \text{ м}^3.$$

де  $V_{n.n}$  – об'єм однієї плити покриття.

### **Будівельний генеральний план**

Будівельний генеральний план складається для окремого об'єкта або комплексу об'єктів розробляється для підготовчого і основного періодів будівництва. Цей план складається з урахуванням зведення підземних і надземних частин будівлі з розташуванням: постійних будівель і споруд, інженерних мереж, місць підключення тимчасових інженерних мереж до діючих мереж теплопостачання, водопостачання, водовідведення, електроенергії, основних монтажних кранів та інших будівельних машин, доріг, проїздів та під'їздів.

## Небезпечні зони

При складанні будівельного генерального плану важливим етапом є визначення небезпечних зон для перебування працюючого персоналу. Ці зони повинні бути виділені й відповідним чином позначені як на генплані, так і на самому будівельному майданчику. Ці зони за ступенем небезпеки підрозділяються на два види - постійно діючих небезпечних виробничих факторів і потенційно діючих.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з роботою монтажних і вантажопідйомних машин, відносяться ділянки, над якими здійснюється переміщення вантажів вантажопідйомними кранами. Ці зони захищаються захисними огороженнями, що запобігають вільному доступу людей до них.

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться: ділянки території поблизу споруджуваного будинку; їх поверхи або яруси в межах однієї захватки, над якими ведеться монтаж (демонтаж) конструкцій або устаткування. Ці зони захищається сигнальними огороженнями, що попереджають про потенційну небезпеку й обмежують доступ людей у зону.

З метою створення безпечних умов для проведення робіт на генплані виділяють й інші небезпечні зони, у тому числі: монтажну, зону обслуговування краном: переміщення вантажу, роботи крана, шляхів, роботи підйомника, доріг, монтажу конструкцій.

*Монтажна зона* — це простір, у межах якого можливе падіння конструкцій, що піднімають, у процесі їхніх установок й закріплення. На будгенплані монтажна зона позначається пунктирною лінією, а на майданчику - добре видимими попереджувальними написами або знаками. У цій зоні дозволяється розміщати тільки сам монтажний кран і підкранові колії з огороженням.

*Зона обслуговування краном*, або робоча зона крана — це простір, обмежений лінією, описуваної гаком крана при роботі баштових кранів зона визначається шляхом нанесення на план із крайніх стоянок півкіл радіусом, рівним максимально необхідному вильоту гака.

*Зона переміщення вантажу* — це простір, що перебуває в межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на крюку крана. Границі

цієї зони визначаються відстанню по горизонталі від робочої зони крана до місця можливого падіння вантажу.

*Небезпечною зоною роботи крана* називають простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням імовірного розсіювання при падінні.

*Небезпечною зоною роботи підйомника* називають простір, де можливе падіння вантажу, що піднімається. При висоті підйому до 20 м цю зону приймають не менш 5 м від габаритів підйомника в плані, а при підйомі на більшу висоту - на кожні 15 м підйому додають по 1 м.

На будівельному майданчику небезпечну зону обгороджують інвентарною переставною обноскою, а на будгенплані позначають штрих пунктирною лінією. На границях небезпечних зон установлюють знаки техніки безпеки, місце їхньої установки й номер за ДСТУ позначають на будгенплані.

*Небезпечні зони доріг* — це ділянки під'їздів і підходів у межах зон, де можуть перебувати люди й відбуватися рух транспорту. Такі небезпечні ділянки доріг і під'їздів на будгенплані заштриховують (див. мал. 9.3), а безпосередньо на будівельному майданчику позначають спеціальними орієнтирами, плакатами й відповідними світловими сигналами.

Розміщення тимчасових доріг. При проектуванні будгенплану для трасування доріг потрібна первісна розробка схеми руху транспорту в межах будівельного майданчику.

### **Календарне планування**

**Календарне планування** – це процес складання й коригування розкладу, в якому роботи, що виконуються різними організаціями, взаємопов'язуються між собою в часі і з можливостями їх забезпечення різними видами матеріально-технічних та трудових ресурсів.

При календарному плануванні обов'язково повинно враховуватись тривалість робіт та оптимальний розподіл ресурсів.

У ході реалізації проекту застосовуються різні типи календарних планів, які можна класифікувати за різними ознаками:

1) за рівнем планування:

- календарні плани проекту (розробляються до укладання контрактів);

- функціональні календарні плани робіт (ФКПР). ФКПР можуть бути складені: на окремі елементи, підсистеми, комплекси великого проекту, які в цьому випадку розглядаються як мініпроекти;

2) за глибиною планування:

- перспективні графіки;
- графіки початку й завершення робіт по проекту;
- щомісячні, щотижневі, щоденні.

3) за формою подання:

- логічні мережі;
- графіки;
- діаграми і т.д.

Параметрами календарного плану в найпростішому варіанті є дати початку та закінчення кожної роботи, їх тривалість та необхідні ресурси.

*Дата раннього початку* – це найбільш рання дата, коли робота може бути розпочата. Якщо до неї додати тривалість роботи, отримаємо дату її раннього завершення.

Робота з нульовим резервом часу називається критичною, її тривалість визначає тривалість реалізації проекту загалом. Критична тривалість – мінімальна тривалість, протягом якої може бути виконаний весь комплекс робіт проекту.

**Критичний шлях** – шлях у сітьовій моделі, тривалість якого рівна критичній. Роботи, що лежать на критичному шляху називаються критичними.

На практиці частіше говорять про календарний графік виконання робіт. Який відбиває планові та фактичні дані про початок, кінець і тривалість кожного робочого елементу.

Календарний план може бути представлений у вигляді таблиць і діаграм.

Головним параметром планування є *тривалість роботи*. Вона залежить від сумарної трудомісткості, що витрачається на виконання елементів роботи, і числа працюючих, які можуть її виконати. Тривалість роботи можна визначити за формулою:

$$T_P = \frac{T_M}{ЧП},$$

де  $T_P$ - тривалість роботи, дні;

$T_M$ - трудомісткість роботи, людино-днів;

ЧП – чисельність працюючих, чол.

Документація по пакету календарного плану проекту як правило повинна включати:

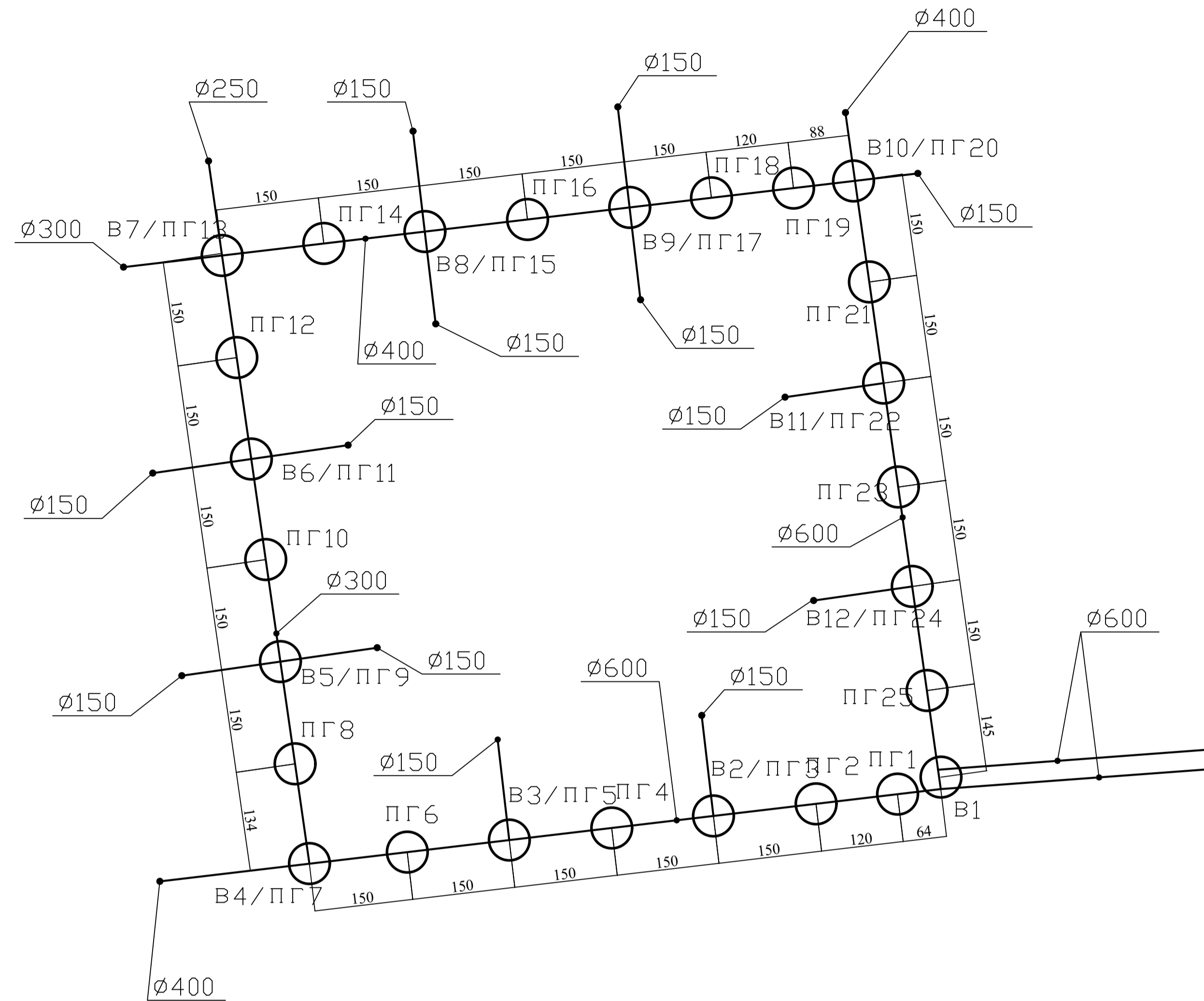
- комплексний (зведений) календарний план;
  - детальні календарні плани по виконавцях;
  - детальні календарні плани по пакетах робіт;
  - відомості потреб у ресурсах;
  - графіки постачання: технологічного обладнання, матеріалів, машин, транспортних засобів та ін.;
  - план підписання контрактів;
  - організаційно-технологічні заходи щодо реалізації плану;
- план контролю за ходом виконання робіт.

## Список використаної літератури

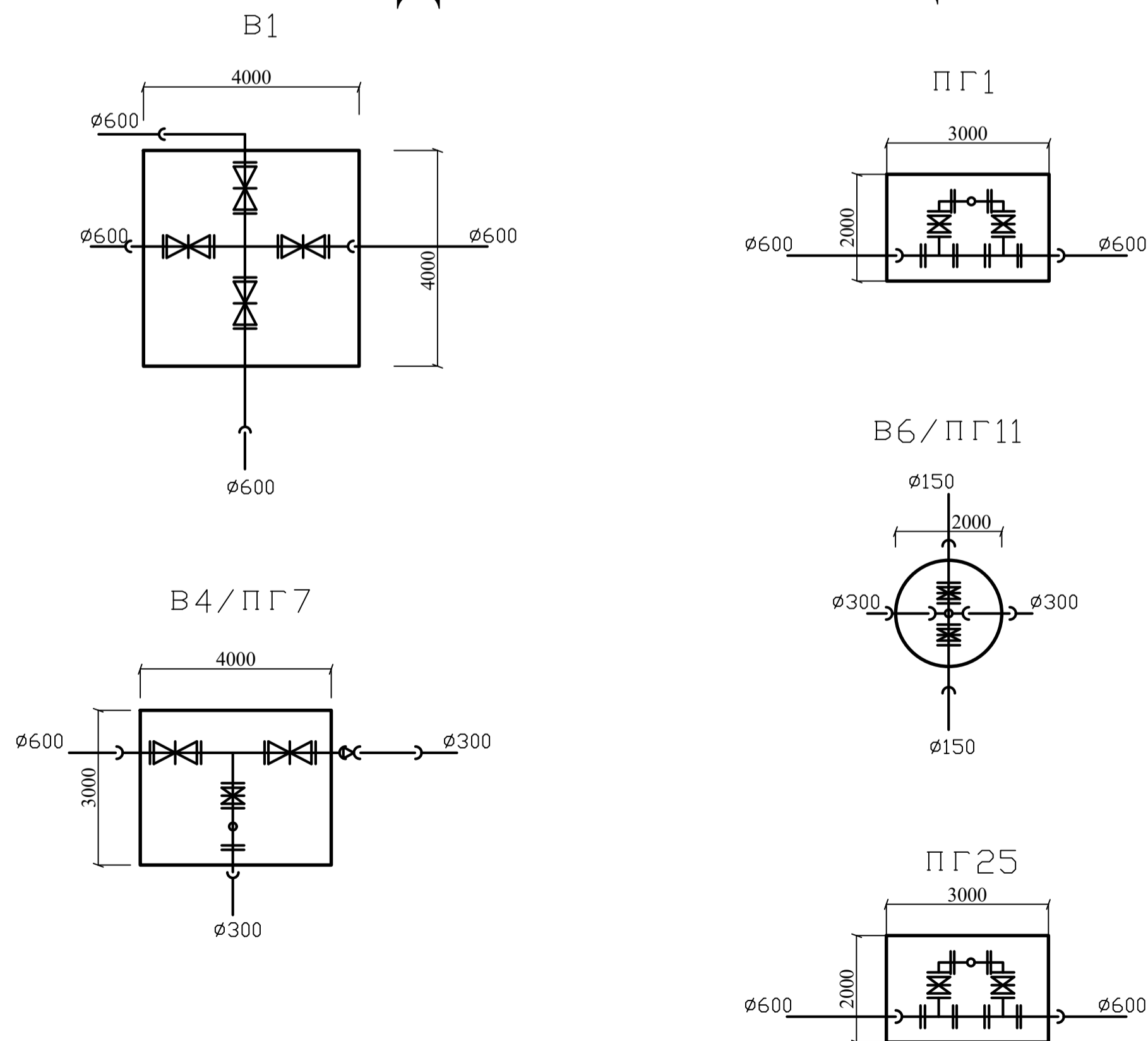
1. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина 1. Проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2013. – 113 с.
2. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди / Український державний науково-дослідний і проектно-вишукувальний інститут “УкрНДІводоканалпроект” – Офіц. вид. – Київ: Мінрегіон України, 2013. – 115 с.
3. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди / Український державний науково-дослідний і проектно-вишукувальний інститут “УкрНДІводоканалпроект” – Офіц. вид. – Київ: Мінрегіон України, 2013. – 96 с.
4. Курганов А.М. Таблицы параметров предельной интенсивности дождя для определения расходов в системах водоотведения: Справ. пособие. – М.: Стройиздат, 1984. – 111 с.
5. Саргин Ю.Н., Друскин Л.И., ПокрСисовская И.Б. и др. Внутренние санитарно-технические устройства. Ч.2. Водопровод и канализация / Под ред. И.Г. Староверова и Ю.И. Шиллера. - 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990. – 247 с.
6. Система проектної документації для будівництва. Умовні графічні зображення і позначення елементів санітарно-технічних систем. ДСТУ Б А.2.4-8:2009. Чинний від 01.01.2010. / В. Єременко, Ю. Чмельов. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 34 с.
7. Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб.
8. Лукиных А.А., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле академика Н.Н. Павловского.
9. Кушка О.М., Юрков Є.В., Балло В.П., Любенко В.В. Санітарно-технічне обладнання будівель: методичні вказівки та вихідні дані для виконання курсового проекту. – К.: КНУБА, 2009. – 40 с.
10. Сергеев Ю.С., Кравчук А.М. Задание на курсовое проектирование по внутренней сантехнике. – К.: КИСИ, 1990. – 44 с.



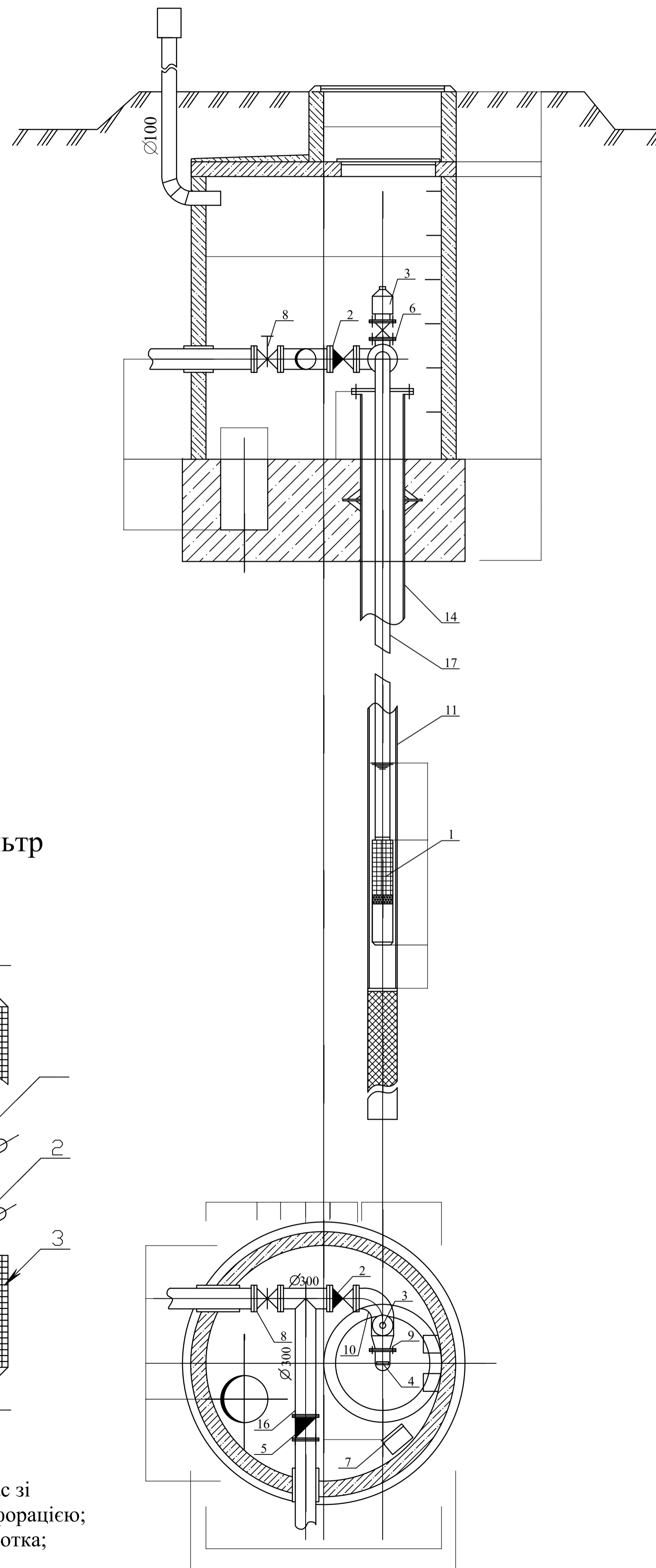
## Схема кільця №1 М 1:50000



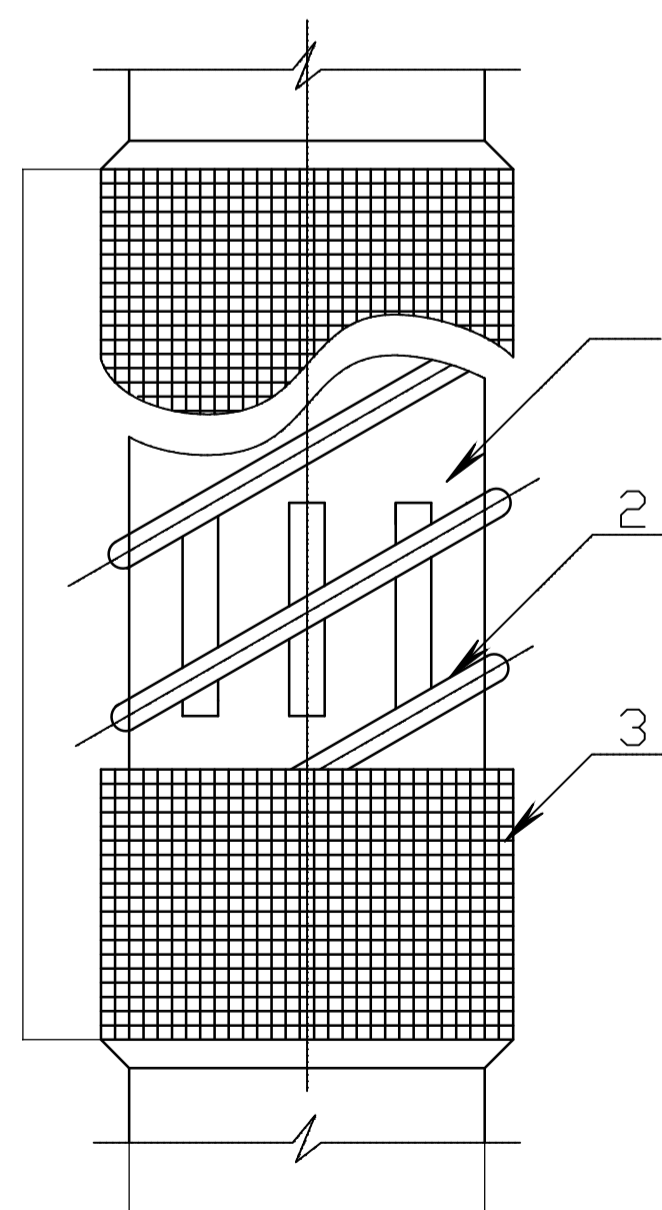
## Деталювання кільця



## Підземна камера над свердловиною М 1:50



## Сітчатий фільтр М 1:10



1. Трубчатий каркас зі щилинною перфорацією;
2. Проволочна обмотка;
3. Сітка №12/50.

## Геологічний розріз свердловини М 1:100

Номер шару	Категорія породи	Геологічний опис породи	Геологічний розріз та конструкція свердловини	Потужність шару, м	Глибина підлошви шару, м	Абсолютна позначка, м	Діаметр, довжина обсадних труб
1	2	3	4	5	6	7	8
1		Рослинний шар		0,4	0,4	79,5	79,5
2		Пісок середньо-зернистий		18	18,4	61,10	d=508 l=1,5
3		Суглинок жовтий		40			d=473 l=43,5
4		Пісок р'з водонасний		4	58,4 62,3	21,10 17,10	d=426 l=35
5		Крейда біла, щільна		16	78,4	1,10	
6		Пішанок сірий, водонасний	Статичний рівень Динамічний рівень	45		-18,90 -27,90	d=406 l=48
7		Глина сіра, щільна		20	143,4	-63,90	

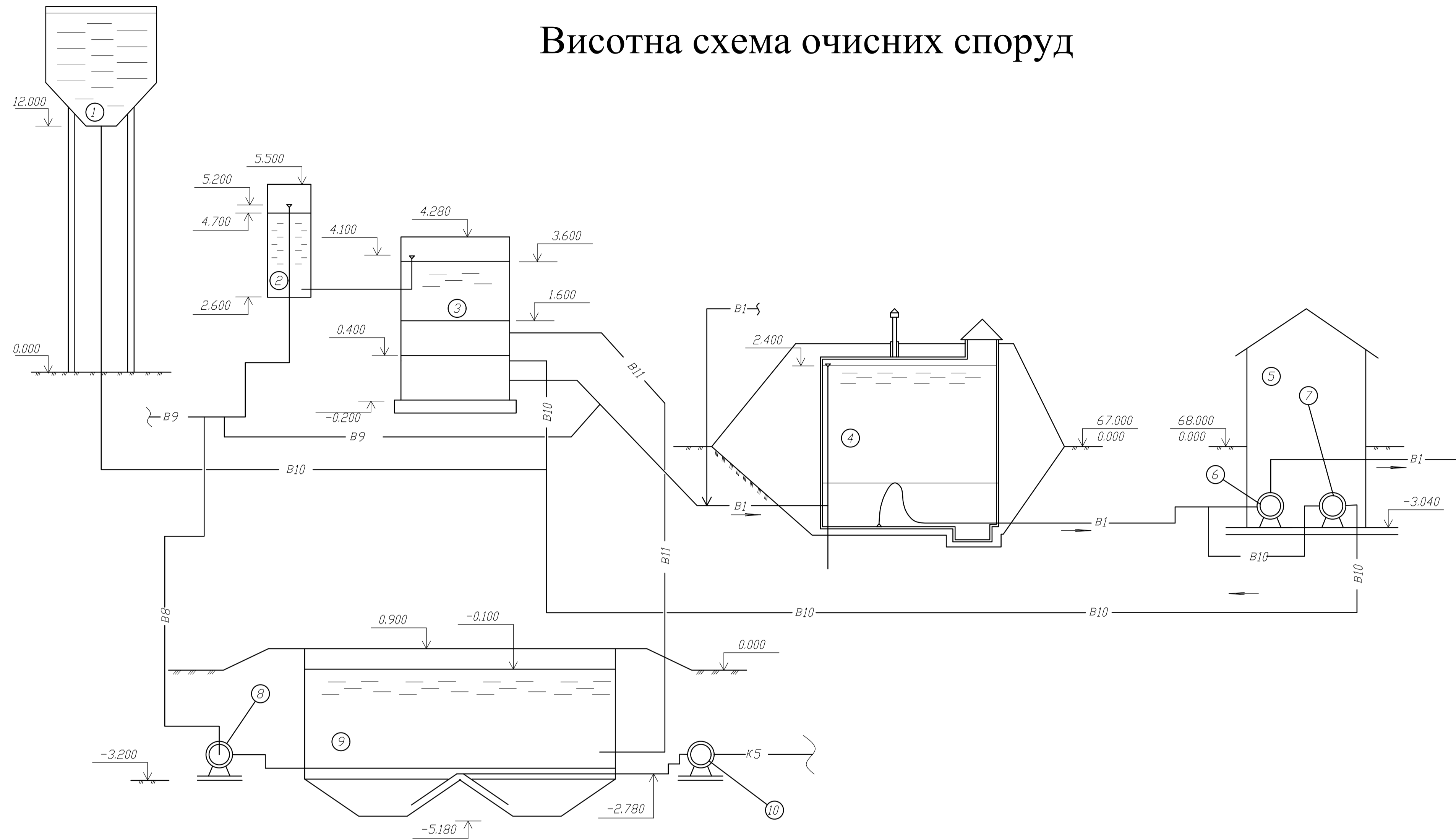
## Специфікація

№ пошти	ПОЗНАЧЕННЯ	НАЙМЕНУВАННЯ	Одін. виміру	К-сть	Прим.
1	ГОСТ 10428-71	Насос свердловинний ЭЦВ12-160-140 з ел.двигуном	шт.	10	
2	КА44075	Клапан зворотний безударний	шт.	10	
3	ВМТ-50	Вантуз Л 50	шт.	10	
4	ОБТ	Манометр 0...6 кгс/см2	шт.	10	
5	ГОСТ 14167-76	Лічильник води Л 300	шт.	10	
6	14М1-00-00	Кран триходовий	шт.	10	
7		Шкаф керування РУС 18155	шт.	10	
8	30ч906бр	Засувка паралельна з віджимним шпинделем Л 300	шт.	23	
9	ГОСТ 17376-83	Перехід сталевий 200x300	шт.	10	
10	ГОСТ 17376-83	Коліно сталеве 300x90	шт.	10	
11	ГОСТ 7032-78	Труби обсадні Л 406	м/п	480	
12	ГОСТ 7032-78	Труби обсадні Л 426	м/п	350	
13	ГОСТ 7032-78	Труби обсадні Л 473	м/п	435	
14	ГОСТ 7032-78	Труби обсадні Л 508	м/п	15	
15	ГОСТ 10704-76	Труби сталеві Л 200	м/п	1230	
16	ГОСТ 10704-76	Труби сталеві Л 300	м/п	7500	
17	ГОСТ 21053-75	Труби чавунні Л 300	м/п	1200	

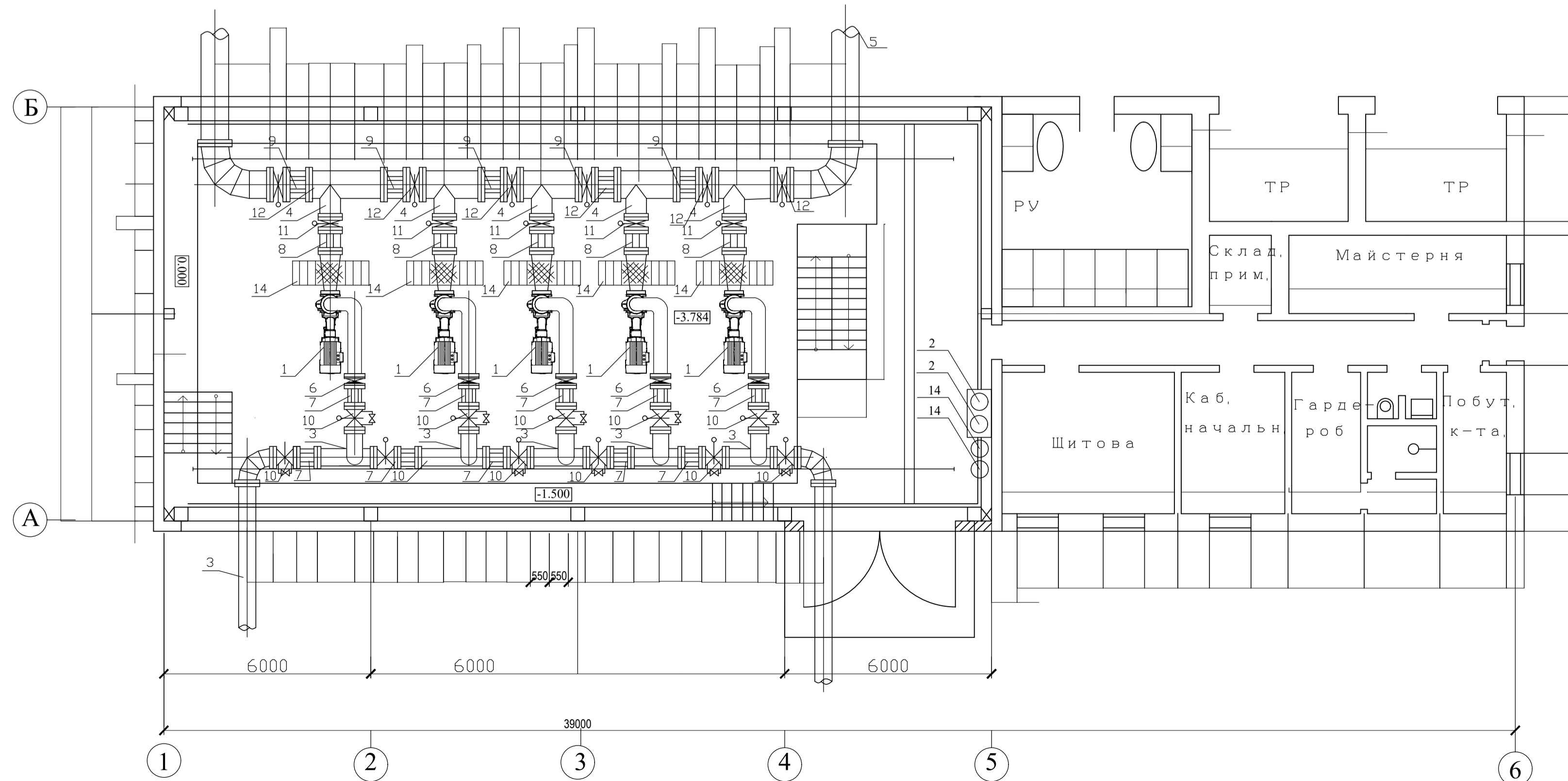
## БАКАЛАВРСЬКА РОБОТА

Кафедра водопостачання та водовідведення						
Змін.	Кіл.	Арк.	Редок	Підпис	Дата	
Водопостачання міста з підземних джерел з розробкою санітарно-технічного обладнання 12-поверхового житлового будинку						
				Стадія	Лист	Листів
				БР	2	5
Розробив: Мельник О.В. Керівник: Кравчук О.А. Зав. каф.: Хоружий В.П.				Схема кільця №1. Деталювання кільця. Підземна камера над свердловиною. Сітчатий фільтр. Геологічний розріз		
				КНУБА-2022 ФІСЕ, гр. зВВ-51		

## Висотна схема очисних споруд



## План насосної станції II-го підйому



## Перелік споруд

Поз.	Позначення
1	Водонапірна башта для промивної води
2	Реагентний бак
3	Швидкий фільтр
4	Резервуар чистої води
5	Насосна станція другого підйому
6	Насос подачі води споживачам
7	Насос подачі промивної води
8	Насос подачі води на повторну очистку
9	Згущувач осаду
10	Насос подачі осаду на зневоднення

## Умовні позначення мереж

— B1 —	Побутовий трубопровід
— B8 —	Трубопровід води на повторну очистку
— B9 —	Трубопровід подачі води на очистку
— B10 —	Трубопровід промивної води
— B11 —	Трубопровід відведення осаду
— K5 —	Трубопровід відведення осаду на зневоднення

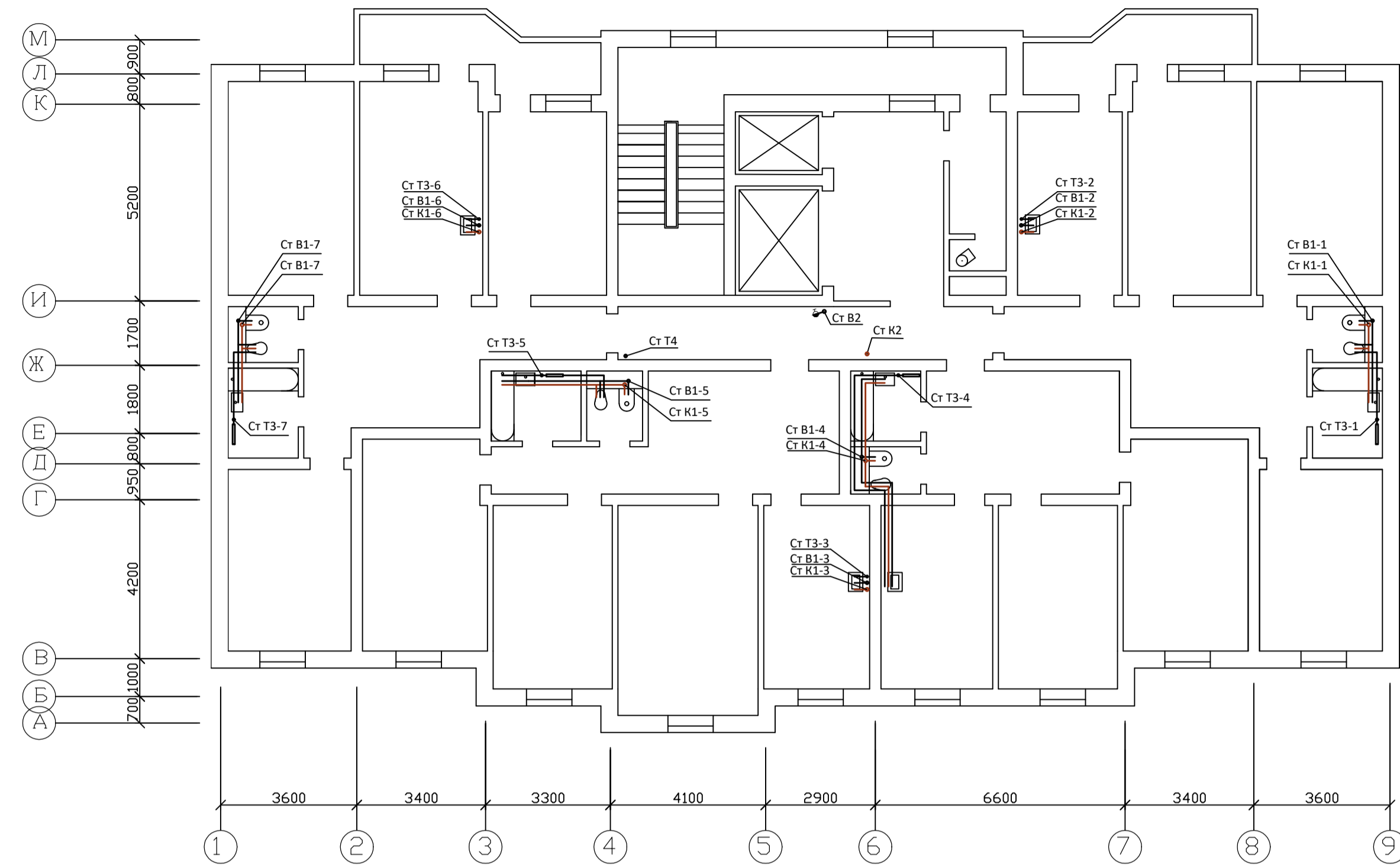
## Специфікація НС-II

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса	Прим.
1	ТР 250-660/4	GRUNDFOS ТР 250-660	5		
		з ел. дв. MMG315MB	5		
2	ГОСТ 10272-73	Насос міні ГНОМ	2		
14	ГОСТ 10272-73	Насос ГНОМ 100-252	2		
		Труби стал. водогазопр.			
3	ГОСТ 8696-74	Dу=600			
4	ГОСТ 8696-74	Dу=700			
5	ГОСТ 8696-74	Dу=800			
		Зворотний клапан			
6	ПФ 44033	Dу=600, P=1,0 мПа	4		
		Монтажна вставка			
7	M638c8	Dу=600	7		
8	M638c8	Dу=700	4		
9	M638c8	Dу=800	3		
		Засувка з ел. приводом			
10	ГОСТ 8437-75	Dу=600	9		
11	ГОСТ 8437-75	Dу=700	4		
12	ГОСТ 8437-75	Dу=800	5		
13		Кран-балка Q=3,2 т			

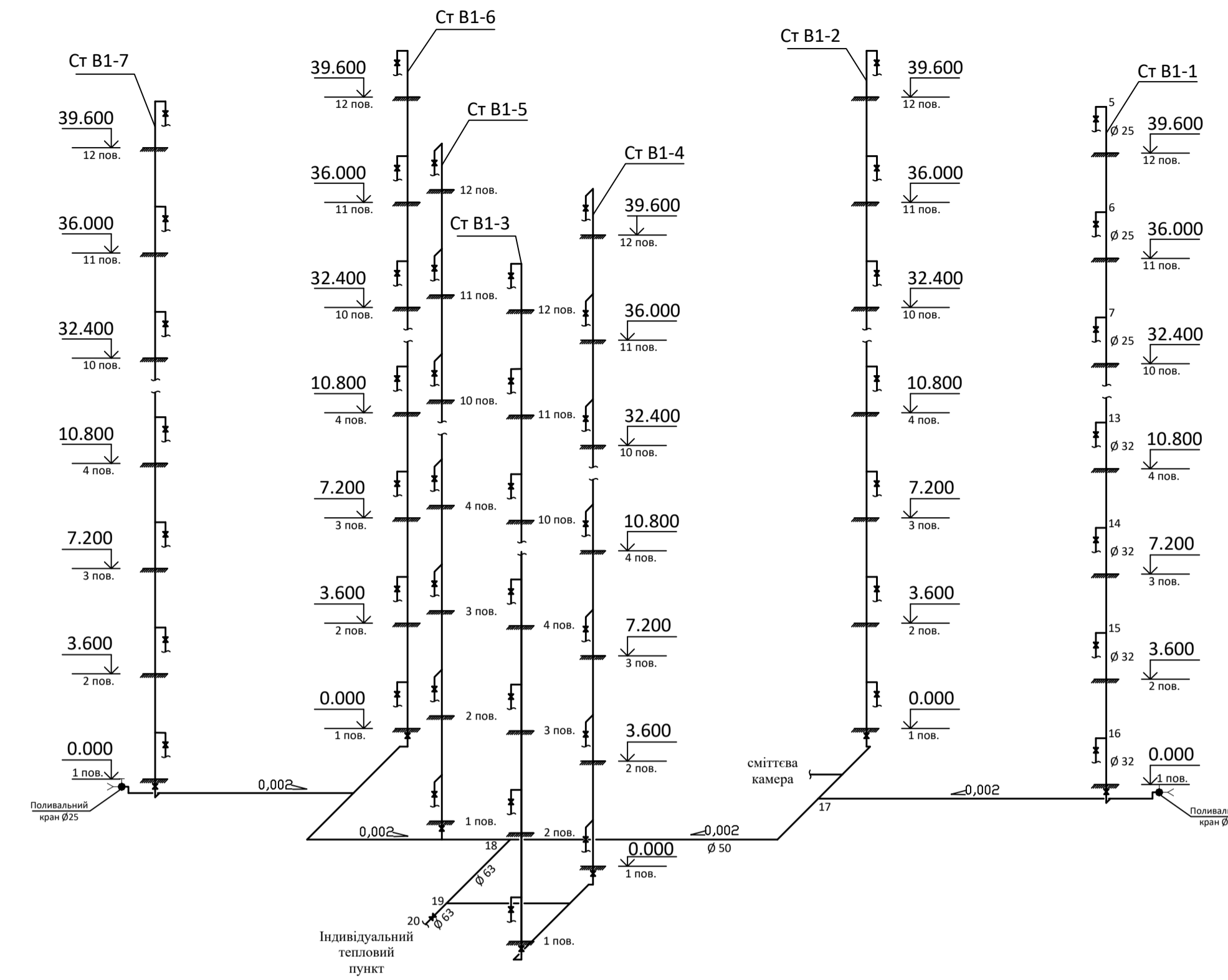
### БАКАЛАВРСЬКА РОБОТА

Змін.	Кіл.	Арх.	Редок.	Підпис	Дата	Кафедра водопостачання та водовідведення			
						Водопостачання міста з підземних джерел з розробкою санітарно-технічного обладнання 12-поверхового житлового будинку	Стадія	Лист	Листів
							БР	3	5
Розробив	Мельник О.В.					Висотна схема очисних споруд. План насосної станції II-го підйому. Умовні позначення. Специфікація	КНУБА-2022 ФІСЕ, гр. зВВ-51		
Керівник	Кравчук О.А.								
Зав. каф.	Хоружий В.П.								

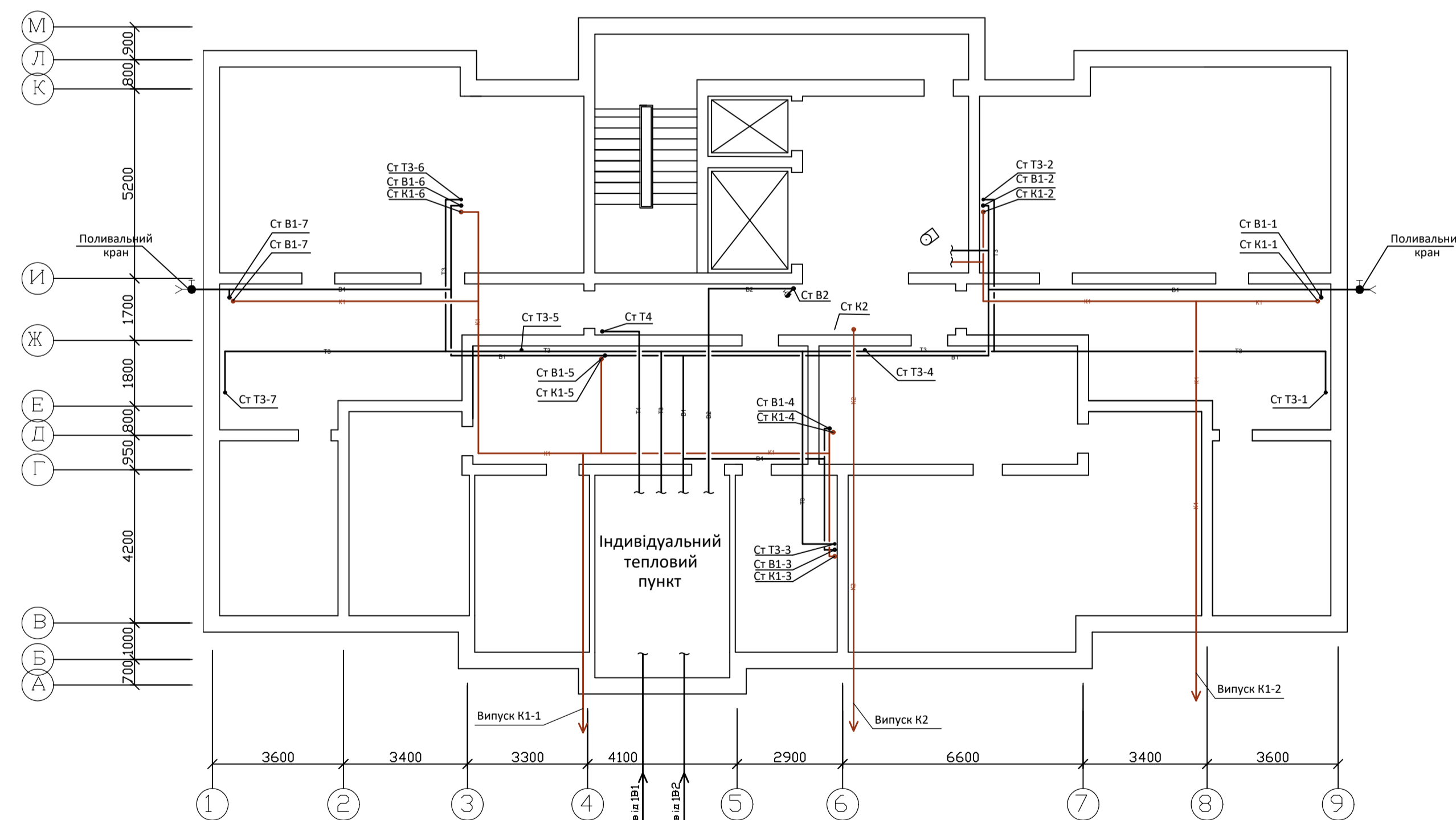
План типового поверху М 1:100



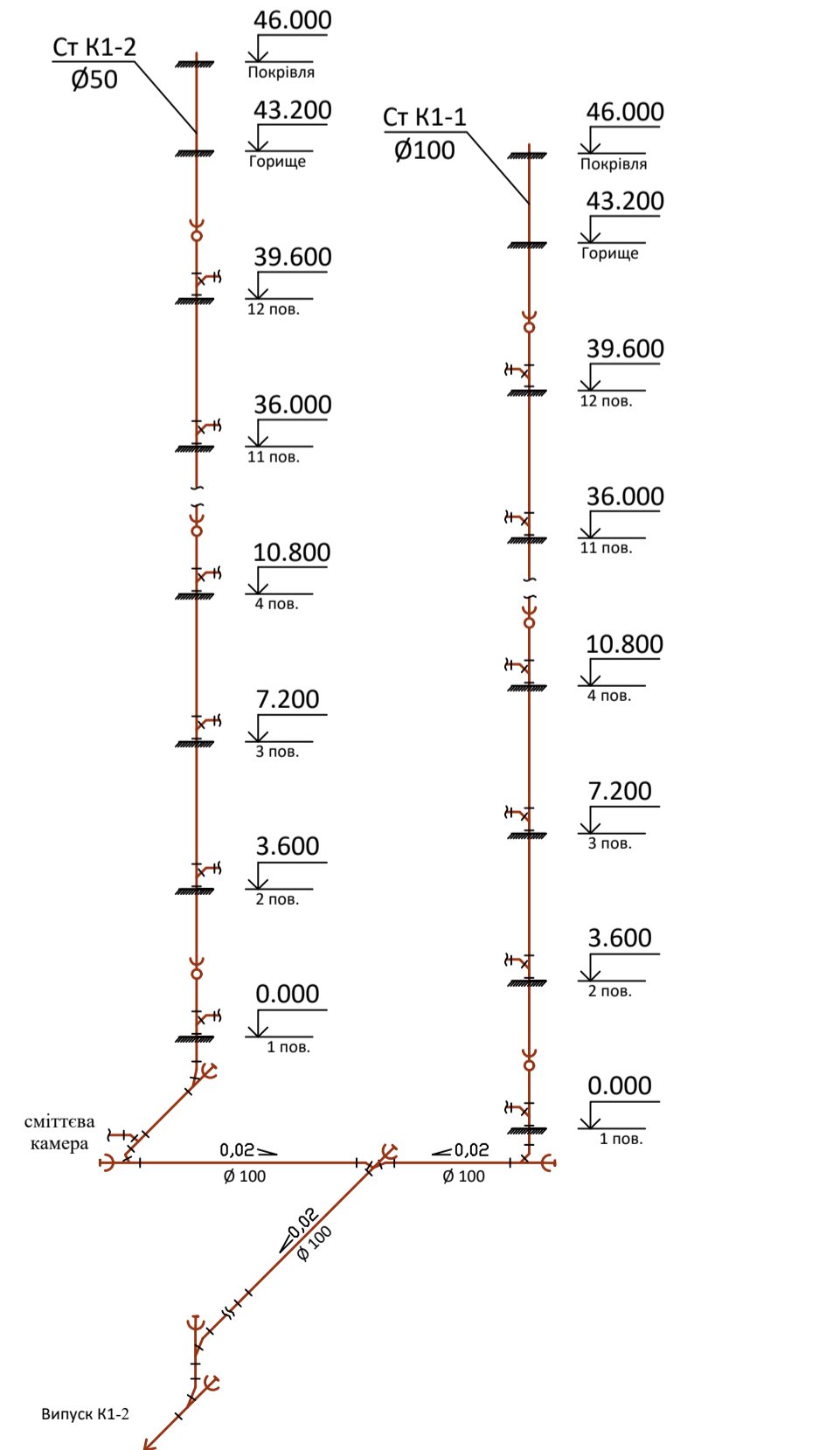
Аксонетрична схема системи В1



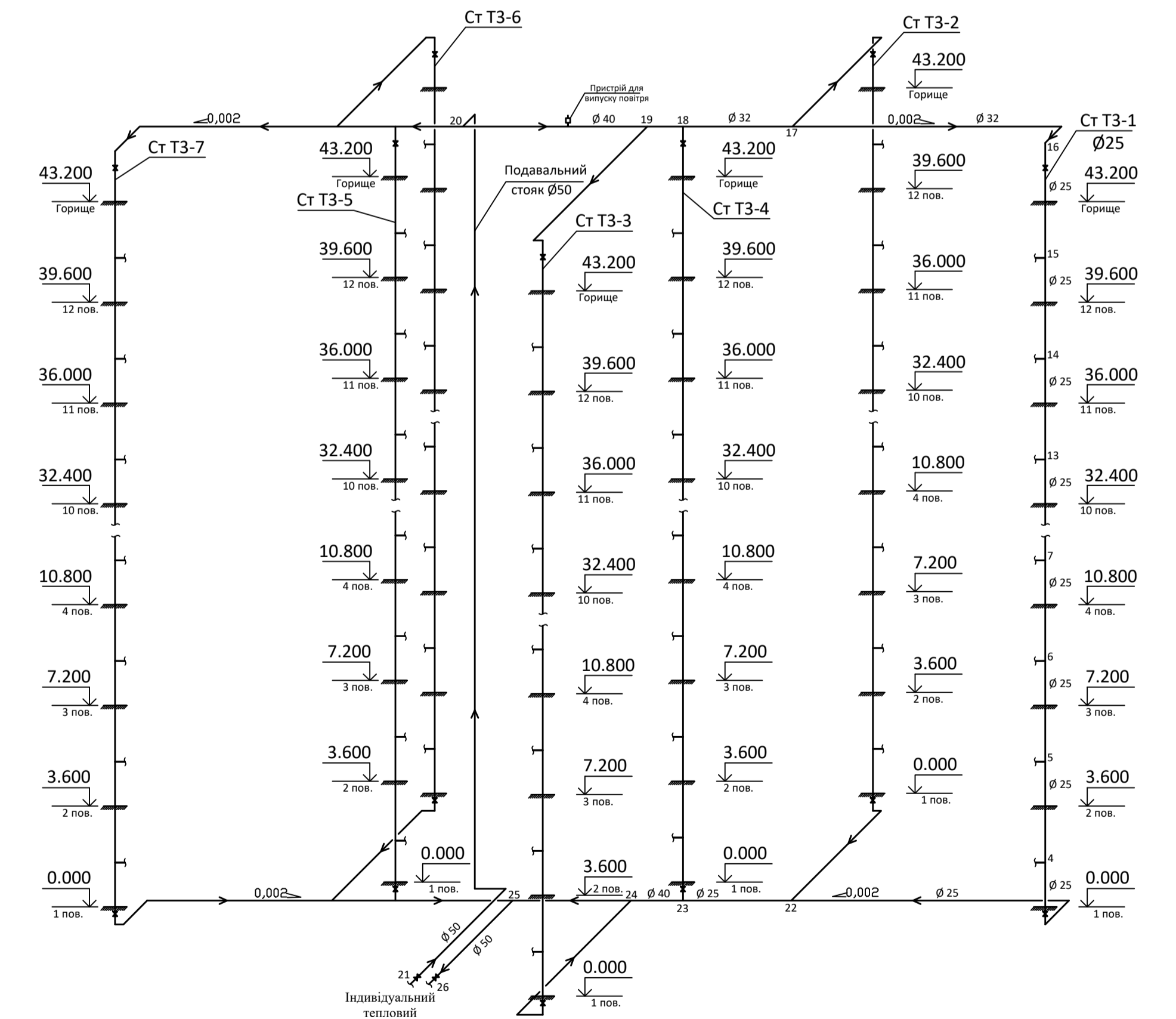
План підвалу М 1:100



Аксонетрична схема системи К1



Аксонетрична схема системи Т3-Т4



БАКАЛАВРСЬКА РОБОТА					
Змін.	Кіл.	Арх.	Редок	Підпис	Дата
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Водопостачання міста з підземних джерел з розробкою санітарно-технічного обладнання 12-поверхового житлового будинку					
Розробив	Мельник О.В.				
Керівник	Кравчук О.А.				
Зав. каф.	Хоружий В.П.				
План типового поверху М 1:100. План підвалу М 1:100. Аксонетричні схеми систем В1, К1, Т3-Т4					
Стадія	Лист	Листів			
БР	4	5			
КНУБА-2022 ФІСЕ, гр. зВВ-51					

