

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

*Факультет інженерних систем та екології
Кафедра водопостачання та водовідведення*

“ Допустити до захисту в ДЕК”
Завідувач кафедри Хоружий В.П.
« _____ » _____ 20__ р.

Пояснювальна записка

до дипломного проекту
бакалавра

на тему_«Водопостачання міста з проектуванням насосної станції 2-го підйому»

Виконав: студент 4 курсу, групи ВВ-41
Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво
Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна
інженерія
Освітня програма: «Водопостачання та
водовідведення»

Міряєв Сергій Сергійович
(прізвище, ім'я та по батькові повністю)

Керівник Аргатенко Т.В.
(прізвище та ініціали)

Рецензент Хомутецька Т.П.
(прізвище та ініціали)

м. Київ – 2022

**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
освітня програма «Водопостачання та водовідведення»

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри

Хоружий В. П.

“ _____ ” _____ 2022 року

**З А В Д А Н Н Я
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ СТУДЕНТУ**

Міряєву Сергію Сергійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту:

«Водопостачання міста з проектуванням насосної станції 2-го підйому»

Керівник проекту

Аргатенко Тетяна Вікторівна

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від 26.04.2022 року № 284

2. Термін подання студентом проекту 20.06.2022

3. Вихідні дані до проекту

– населений пункт: кількість населення:

I район – 31000 осіб

II район – 19000 осіб

кількість поверхів забудови:

I район – 5 поверхів

II район – 4 поверхи

ступінь благоустрою:

I район – з централізованим гарячим водопостачанням

II район – з ваннами та місцевими водонагрівачами
кліматичний район – ША Карпатський
пром підприємства:
№1 Хлібний завод
№2 Завод шампанських вин
№3 Завод фруктових соків

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

Визначення водоспоживання населеного пункту.

Водопровідна мережа.

Водозабірні споруди.

Водопровідні очисні споруди.

Насосна станція II підйому.

СТО житлової будівлі.

Технологія будівельного виробництва.

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

1 лист (План водопровідної мережі М 1:5000);

2 лист (Ситуаційний план системи водопостачання населеного пункту; Схема збірних трубопроводів водозабору

; Графік п'єзометричних напорів; Геологічний розріз свердловини; Технологічна схема водопідготовки);

3 лист (План та розрізи насосної станції 2-го підйому; Графік сумісної роботи насосів та водоводів);

4 лист (План типового поверху; План підвалу; Аксонометрична схема В1, В2);

5 лист (Схема розбивки будівлі на захватки та руху кранів під час монтажу; Схеми монтажу колон, стінових панелей, плит покриття;

Технологічні розрахунки).

1. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
5	Уманець І. М., доцент		

7. Дата видачі завдання 16 травня 2022 року

Студент _____ **Міряєв С.С**
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту _____ **Аргатенко Т.В**

ЗМІСТ

Розділ 1. Визначення водоспоживання населеного пункту.....	6
1.1. Вихідні дані для проектування.....	6
1.2. Визначення розрахункових добових витрат води.....	7
1.3. Визначення погодинних витрат води.....	11
Розділ 2 Водопровідна мережа.....	15
2.1. Трасування водопровідної мережі.....	15
2.2. Визначення місткості регулюючих споруд.....	15
2.3. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води.....	20
2.4. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів.....	21
2.5. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі.....	23
2.6. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі.....	25
2.7. Визначення витрат напору в трубах та ув'язка кілець.....	25
2.8. Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі та напору насосів.....	43
Розділ 3. Водозабірні споруди.....	48
3.1. Вихідні дані для проектування.....	48
3.2. Визначення категорії надійності.....	48
3.3. Визначення продуктивності водозабору.....	48
3.4 Вибір водоносного шару.....	49
3.6 Гідрогеологічні розрахунки.....	50
3.7 Попередній вибір насоса.....	51
3.8 Розрахунок фільтра.....	52
3.9 Уточнюємо робочу довжину фільтра.....	53
3.10 Продуктивність досконалих трубчастих колодязів, що забирають воду із напірних пластів.....	53
3.11 Визначення кількості свердловин.....	54
3.12. Вибір схеми розташування свердловини.....	55
3.13. Додаткове пониження ΔS_{ϕ} , яке забезпечує подолання опору привходу води із водоносного пласта через фільтр у колодязь.....	56
3.14. Схема збірних трубопроводів.....	57
3.15. Побудова графіка сумісної роботи насоса і водовода.....	59

Розділ 4. Водопровідні очисні споруди.....	62
4.1. Вихідні дані.....	62
4.2. Визначення витрати водоочисної станції.....	62
4.3. Вибір технологічної схеми очистки води і складу споруд.....	62
4.4. Розробка висотної схеми водоочисної станції.....	63
4.5. Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства.....	63
4.6. Розрахунок окремих апаратів і споруд.....	65
4.7. Розрахунок змішувачів.....	67
4.8. Розрахунок швидких фільтрів.....	69
4.9. Споруди для обробки промивних вод та осаду.....	76
Розділ 5. Насосна станція II підйому.....	80
5.1. Визначення категорії надійності.....	80
5.2. Визначення розрахункових параметрів.....	80
5.3. Вибір типу насосів.....	81
5.4. Графік сумісної роботи насосів і водоводів.....	84
5.5. Добір електродвигунів.....	85
5.6 Визначення діаметрів трубопроводів в середині насосної станції.....	86
5.7. Визначення позначки вісі насоса.....	87
5.8. Визначення мінімальних розмірів машинної зали.....	89
5.9. Розрахунок електричної частини.....	91
Розділ 6. СТО житлової будівлі.....	93
6.1. Вихідні дані.....	93
6.2. Технічна характеристика об'єкта.....	93
6.3. Базові розрахунки.....	93
6.4. Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі В1.....	95
6.5. Гідравлічний розрахунок дворової мережі В1.....	98
Розділ 7. Технологія будівельного виробництва.....	101
7.1. Вихідні дані.....	101
7.2. Характеристика споруди. Побудова плану споруди.....	101
7.3. Технічний вибір монтажних кранів.....	102
Список літератури.....	106

Розділ 1. Визначення водоспоживання населеного пункту

1.1. Вихідні данні для проектування

1. Кількість населення:

I район - 31000 осіб

II район - 19000 осіб

2. Кількість поверхів забудови міста:

I район - 5

II район - 4

3. Ступінь благоустрою житлової забудови [1] (ДБН В.2.5-74:2013, табл.1):

I район - з централізованим гарячим водопостачанням

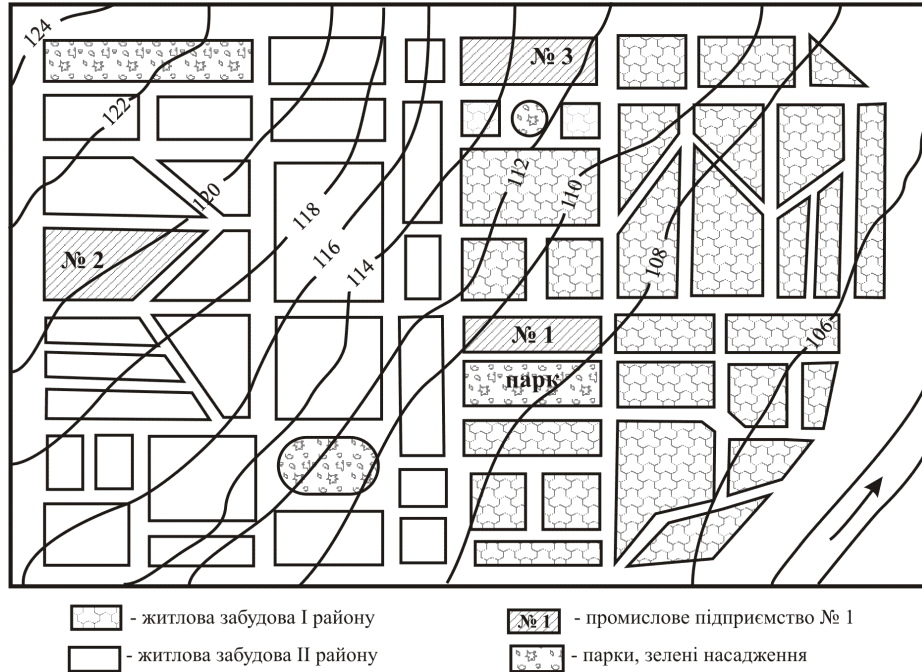
II район - з ваннами та місцевими водонагрівачами

4. Кліматичний район населеного пункту (ДСТУ-Н Б.В.1.1-27) – ША Карпатський

5. Промислові підприємства:

№	Назва	К-сть змін роботи	Одиниця виміру продукції	Кількість продукції, що випускається		Норма витрати води на одиницю продукції м ³	Кількість працівників		% працівників у гарячих цехах	% працівників, що приймають душ
				за добу	за макс. зміну		за добу	за макс. зміну		
1	Хлібозавод	3	т	700	250	2,3	400	180	25	40
2	Завод шампанських вин	2	дкл	250	130	9	125	70	20	80
3	Фруктових соків	1	1000 банок	16	16	50	35	35	50	60

6. Генплан міста (М 1:20000)



1.2. Визначення розрахункових добових витрат води

Визначення розрахункових добових витрат води міста починаємо з підрахунку водоспоживання його населення (табл. 1).

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення кожного житлового району міста обчислюємо за формулою:

$$Q_{\text{доб.ср}} = N \cdot q_{\text{ж}} / 1000, \text{ м}^3/\text{добу}, (1)$$

де N – кількість населення, що мешкає у даному районі, осіб; $q_{\text{ж}}$ – питоме господарсько-питне водоспоживання населення, л/ос·добу, яке приймаємо для кожного з районів міста у відповідності з [1] (ДБН В.2.5-74:2013 табл.1).

Розрахункові витрати води на господарсько-питні потреби населення в добу найбільшого і найменшого водоспоживання визначаємо із виразів [1]:

$$Q_{\text{доб.мах}} = K_{\text{доб.мах}} \cdot Q_{\text{доб.ср}}; (2)$$

$$Q_{\text{доб.мін}} = K_{\text{доб.мін}} \cdot Q_{\text{доб.ср}}, (3)$$

де $K_{\text{доб.мах}} = 1,1-1,3$ і $K_{\text{доб.мін}} = 0,7-0,9$ – коефіцієнти добової нерівномірності водоспоживання [1].

Таблиця 1

Водоспоживання населення міста

Райони міста	N, осіб	q _ж , л/ос.добу	Q _{доб.ср} , м ³ /добу	K доб.мах	Q _{доб.мах} , м ³ /добу	K доб.мін	Q _{доб.мін} , м ³ /добу
I	31000	240	7440	1.1	8184	0.89	6621.6
II	19000	160	3040	1.12	3404.8	0.9	2736
Разом	50000	-	10480	-	11588.8	-	9357.6

Розраховуємо водоспоживання на виробничі (табл. 2) та господарсько-питні (табл. 3) потреби промислових підприємств.

Таблиця 2

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	q _в , м ³ /од	N _{прод} , од./зміну	Q _в , м ³ /зміну
Хлібозавод	1	т	2.3	250	575
	2	т	2.3	225	517.5
	3	т	2.3	225	517.5
	Всього			700	1610
Завод шампанських вин	1	дкл	9	130	1170
	2	дкл	9	120	1080
	3	-		-	-
	Всього			250	2250
Фруктових соків	1	1000 банок	50	16	800
	2	-		-	-
	3	-		-	-
	Всього			16	800
Разом					4660

Витрати води на виробничі потреби підприємств визначаємо, виходячи з кількості продукції, що випускається за кожну зміну роботи, та питомої витрати води на технологічні потреби (згідно завдання). Максимальною вважаємо першу зміну роботи підприємства.

Витрати води на господарсько-питні потреби робітників на підприємствах у зміну передбачаємо [1]:

для гарячих цехів $q_{\Gamma} - 45$ л/особу;

для холодних $q_{\text{х}} - 25$ л/особу.

Кількість робітників, що приймають душ, визначаємо за завданням, а витрату води на 1 особу, що приймає душ, $q_{\text{душ}}$, на кожному підприємстві призначаємо з додатку 2 методичних вказівок залежно від характеру виробничих процесів. Для переведення літрів у м^3 при визначенні витрати Q добуток ($N \cdot q$) ділимо на 1000.

Таблиця 3

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття
душ

№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			$Q_{\Gamma-\text{п}}, \text{м}^3$	Прийняття душу			
			$N_{\Gamma}, \text{ос.}$	$q_{\Gamma}, \text{л/ос.}$	$Q_{\Gamma}, \text{м}^3$	$N_{\text{х}}, \text{ос.}$	$q_{\text{х}}, \text{л/ос.}$	$Q_{\text{х}}, \text{м}^3$		$N_{\text{д}}, \text{ос.}$	$q_{\text{д}}, \text{л/ос.}$	$Q_{\text{д}}, \text{м}^3$	
1	1	180	45	45	2.025	135	25	3.375	5.4	72	25	1.8	
	2	110	28		1.26	82		2.05		3.31		44	1.1
	3	110	28		1.26	82		2.05		3.31		44	1.1
	S	400	101	-	4.545	299	-	7.475	12.02	160	-	4	
2	1	70	14	45	0.63	56	25	1.4	2.03	56	25	1.4	
	2	55	11		0.495	44		1.1		1.595		44	1.1
	3	-	-		-	-		-		-		-	-
	S	125	25	-	1.125	100	-	2.5	3.625	100	-	2.5	
3	1	35	18	45	0.81	17	25	0.425	1.235	21	25	0.525	
	2	-	-		-	-		-		-		-	
	3	-	-		-	-		-		-		-	
	S	35	18	-	0.81	17	-	0.425	1.235	21	-	0.525	
Разом	-	560	144	-	6.48	416	-	10.4	16.88	281	-	7.025	

Так, як відсутні дані про площі за видами благоустрою, то об'єм максимального добового водоспоживання на полив вулиць та зелених насаджень (табл. 4) обчислюємо залежно від кліматичного району та кількості населення, що мешкає в населеному пункті, керуючись додатком 3.2 методичних вказівок.

Таблиця 4

Витрата води на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води на 1 особу, л/добу	Витрата води, м ³ /добу
I	31000	45	1395
II	19000	45	855
Разом	50000	-	2250

За даними таблиць 1-4 складаємо таблицю 5 балансу у добу середнього, максимального і мінімального водоспоживання міста.

Таблиця 5

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньо-добова	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	7440	8184	6621.6
	Невраховані витрати	744	818.4	662.16
	Разом	8184	9002.4	7283.76
2	Населення II району	3040	3404.8	2736
	Невраховані витрати	304	340.48	273.6
	Разом	3344	3745.28	3009.6
3	Підприємство 1			
	Виробничі потреби	1610	1610	1610
	Господарсько-питні	12.02	12.02	12.02
	Душові	4	4	4
	Разом	1626.02	1626.02	1626.02
4	Підприємство 2			
	Виробничі потреби	2250	2250	2250
	Господарсько-питні	3.625	3.625	3.625
	Душові	2.5	2.5	2.5
	Разом	2256.125	2256.125	2256.125
5	Підприємство 3			
	Виробничі потреби	800	800	800
	Господарсько-питні	1.235	1.235	1.235
	Душові	0.525	0.525	0.525
	Разом	801.76	801.76	801.76
6	Полив вулиць і зелених насаджень			
	I район	697.5	1395	0
	II район	427.5	855	0
	Разом	1125	2250	0
Всього по місту		17336.905	19681.585	14977.265

У відповідності з [1] витрати води для потреб місцевої промисловості та невраховані витрати приймаємо у розмірі 10% від витрат води на господарсько-питні потреби населеного пункту.

Середньодобову витрату води на полив вулиць та зелених насаджень приймаємо у розмірі 50% від витрат води на ці потреби у добу максимального водоспоживання. У добу мінімального водоспоживання полив не виконують.

1.3. Визначення погодинних витрат води

Для кожного із районів міста обчислюємо максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності водоспоживання населенням [1]:

$$K_{г.маx} = \alpha_{маx} \cdot \beta_{маx} ; \quad (4)$$

де $\alpha_{маx}$ – коефіцієнт, який враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови [1];

β – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті [1] (додаток 4 методичних вказівок).

I район:

$$K_{г.маx.I} = 1,2 \cdot 1,19 = 1,43;$$

II район:

$$K_{г.маx.II} = 1,3 \cdot 1,28 = 1,66.$$

Розподіл сумарних витрат води за годинами здійснюємо для доби максимального водоспоживання (табл. 6).

Погодинні витрати води населенням кожного з районів міста обчислюємо, виходячи з графіків водоспоживання аналогічних водопроводів (додаток 5 методичних вказівок), приймаючи для першого району міста $K_{г.маx} = 1,4$ а для другого – $K_{г.маx} = 1,5$.

Витрати води на виробничі та господарсько-питні потреби підприємств приймаємо рівномірними протягом зміни. Для усіх підприємств приймаємо 8-

годинну зміну з початком першої зміни о 8 годині. Вода у душових витрачається протягом 45 хвилин після закінчення кожної зміни.

Витрати води на полив зелених насаджень, вулиць і площ розподіляємо із врахуванням вимог [1], відповідно з якими полив необхідно здійснювати в години мінімального і середнього водоспоживання.

Будуємо графік водоспоживання за годинами доби (рис. 1) по сумарним погодинним витратам (графа 22 табл. 6).

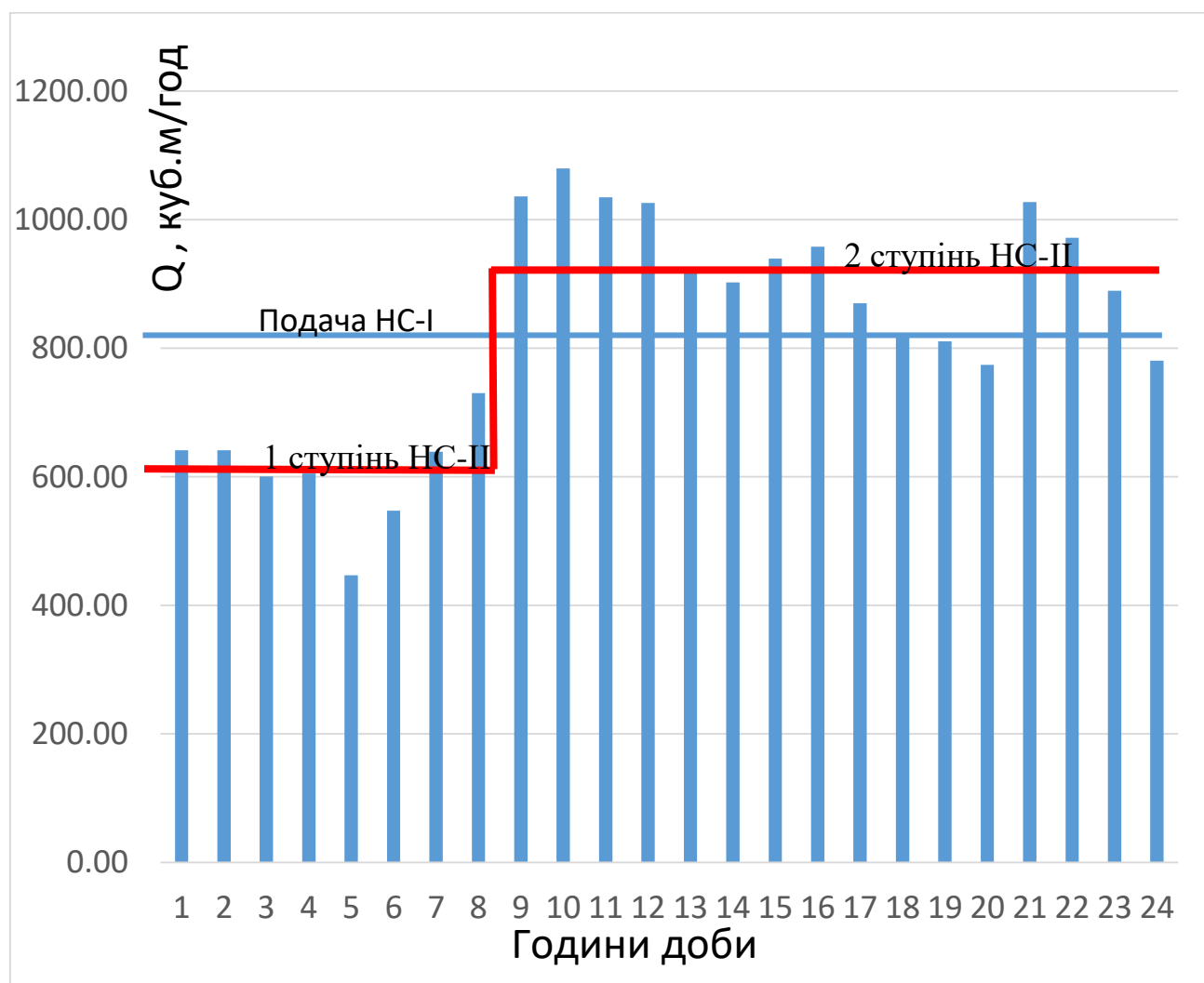


Рис.1. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Визначення погодинних витрат у місті

Таблиця 6

Години доби	населення I району		населення II району		Разом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				ΣQ, м ³ /год	Політ		Q _{міста} , м ³ /год
	% від Q _{доб.мак}	витрата, м ³ /год	% від Q _{доб.мак}	витрата, м ³ /год		ви-роб-ничі	госп-питні	ду-шові	разом	ви-роб-ничі	госп-питні	ду-шові	разом	ви-роб-ничі	госп-питні	ду-шові	разом		I ра-йон	II ра-йон	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0-1	2.50	225.06	1.50	56.18	281.24	64.69	0.41	1.10	66.20	0.00	0.00	1.10	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	348.54	174.38	106.88	641.09
1-2	2.65	238.56	1.50	56.18	294.74	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	359.84	174.38	106.88	641.09
2-3	2.20	198.05	1.50	56.18	254.23	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	319.33	174.38	106.88	600.58
3-4	2.25	202.55	1.50	56.18	258.73	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	323.83	174.38	106.88	605.08
4-5	3.20	288.08	2.50	93.63	381.71	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	446.81	0.00	0.00	446.81
5-6	3.9	351.0936	3.5	131.0848	482.1784	64.6875	0.41375	0	65.10125	0	0	0	0	0	0	0	0	547.27965	0	0	547.28
6-7	4.50	405.11	4.50	168.54	573.65	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	638.75	0.00	0.00	638.75
7-8	5.10	459.12	5.50	205.99	665.11	64.69	0.41	0.00	65.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	730.21	0.00	0.00	730.21
8-9	5.35	481.63	6.25	234.08	715.71	71.88	0.68	1.10	73.65	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	1036.02	0.00	0.00	1036.02
9-10	5.85	526.64	6.25	234.08	760.72	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	1079.93	0.00	0.00	1079.93
10-11	5.35	481.63	6.25	234.08	715.71	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	1034.92	0.00	0.00	1034.92
11-12	5.25	472.63	6.25	234.08	706.71	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	1025.91	0.00	0.00	1025.91
12-13	4.60	414.11	5.00	187.26	601.37	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	920.58	0.00	0.00	920.58
13-14	4.40	396.11	5.00	187.26	583.37	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	902.58	0.00	0.00	902.58
14-15	4.60	414.11	5.50	205.99	620.10	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	939.31	0.00	0.00	939.31
15-16	4.60	414.11	6.00	224.72	638.83	71.88	0.68	0.00	72.55	146.25	0.25	0.00	146.50	100.00	0.15	0.00	100.15	958.04	0.00	0.00	958.04
16-17	4.90	441.12	6.00	224.72	665.83	64.69	0.41	1.80	66.90	135.00	0.20	1.40	136.60	0.00	0.00	0.525	0.53	869.86	0.00	0.00	869.86
17-18	4.60	414.11	5.50	205.99	620.10	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	820.40	0.00	0.00	820.40
18-19	4.70	423.11	5.00	187.26	610.38	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	810.68	0.00	0.00	810.68
19-20	4.50	405.11	4.50	168.54	573.65	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	773.95	0.00	0.00	773.95
20-21	4.40	396.11	4.00	149.81	545.92	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	746.22	174.38	106.88	1027.47
21-22	4.20	378.10	3.00	112.36	490.46	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	690.76	174.38	106.88	972.01
22-23	3.70	333.09	2.00	74.91	407.99	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	608.30	174.38	106.88	889.55
23-24	2.70	243.06	1.50	56.18	299.24	64.69	0.41	0.00	65.10	135.00	0.20	0.00	135.20	0.00	0.00	0.00	0.00	499.54	174.38	106.88	780.79
Всього	100.00	9002.40	100.00	3745.28	12747.68	1610.00	12.02	4.00	1626.02	2250.00	3.63	2.50	2256.13	800.00	1.235	0.525	801.76	17431.59	1395.00	855.00	19692.889

Для зменшення об'єму водонапірної башти графік роботи насосів, що живлять водопровідну мережу, приймаємо двоступінчатим (рис.1). Подачу води насосами першого підйому (НС-I) і тривалість роботи кожної ступені на насосній станції другого підйому (НС-II) призначаємо так:

Таблиця 7

Визначення подачі насосів на насосних станціях

	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м ³ /год	Подача, м ³ /добу
1 ступінь	8	606.363	4850.906
2 ступінь	16	927.624	14841.982
НС - I	24	820.537	19692.889

Розділ 2. Водопровідна мережа

2.1. Трасування водопровідної мережі

На плані міста намічаємо місця підведення водоводів від НС-II, влаштування водонапірної башти та виконуємо трасування магістральної водопровідної мережі.

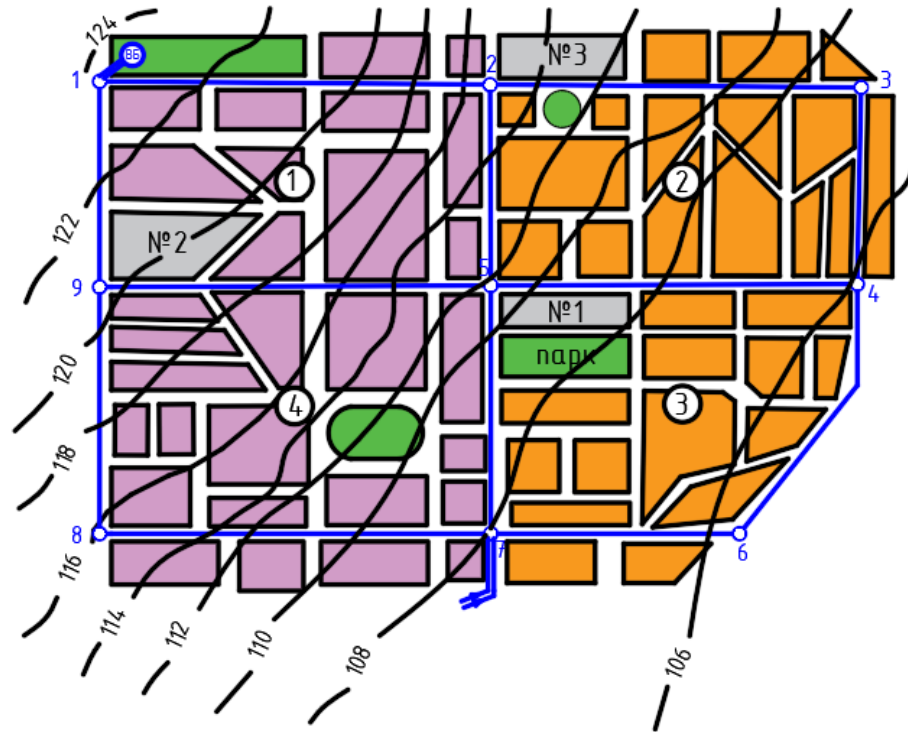


Рис.2. Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

Діаметри розподільних ліній призначаємо конструктивно – 100 мм.

Намічаємо і нумеруємо вузли магістральної мережі у точках пересікання магістралей, місцях підключення крупних споживачів (підприємств), водонапірної башти і водоводів до магістральної мережі та записуємо довжини ділянок мережі між вузлами.

Водоводи від НС-II до магістральної водопровідної мережі проектуємо у дві паралельні водоводи, та підключаємо їх до вузла 7 (рис.2).

2.2.Визначення місткості регулюючих споруд

Регулюючий об'єм водонапірної башти визначаємо шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами 2-го підйому (табл. 8).

Визначення регулюючого об'єму бака водонапірної башти

Години доби	$Q_{\text{міста}}, \text{м}^3/\text{год}$	$Q_{\text{н.с.п}}, \text{м}^3/\text{год}$	$q \text{ у бак}, \text{м}^3/\text{год}$	$q \text{ із бака}, \text{м}^3/\text{год}$	$W \text{ у баку}, \text{м}^3$
0-1	641,094	606,363	0,000	34,731	-34,731
1-2	641,094	606,363	0,000	34,731	-69,461
2-3	600,583	606,363	5,780	0,000	-63,681
3-4	605,084	606,363	1,279	0,000	-62,403
4-5	446,810	606,363	159,553	0,000	97,151
5-6	547,280	606,363	59,084	0,000	156,234
6-7	638,747	606,363	0,000	32,384	123,851
7-8	730,214	606,363	0,000	123,851	0,000
8-9	1036,017	927,624	0,000	108,393	-108,393
9-10	1079,929	927,624	0,000	152,305	-260,697
10-11	1034,917	927,624	0,000	107,293	-367,990
11-12	1025,914	927,624	0,000	98,290	-466,280
12-13	920,583	927,624	7,041	0,000	-459,239
13-14	902,578	927,624	25,046	0,000	-434,193
14-15	939,309	927,624	0,000	11,685	-445,878
15-16	958,035	927,624	0,000	30,411	-476,289
16-17	869,860	927,624	57,764	0,000	-418,525
17-18	820,401	927,624	107,222	0,000	-311,303
18-19	810,677	927,624	116,946	0,000	-194,356
19-20	773,946	927,624	153,678	0,000	-40,679
20-21	1027,467	927,624	0,000	99,844	-140,522

Продовження таблиці 8

21-22	972,010	927,624	0,000	44,386	-184,908
22-23	889,545	927,624	38,079	0,000	-146,829
23-24	780,795	927,624	146,829	0,000	0,000
Всього	19692,889	19692,889	878,302	878,302	

Регулюючий об'єм бака башти дорівнює арифметичній сумі найбільшого додатного (156,234) і від'ємного (-476,289) значень залишку води в баку. Отже $W_{\text{рег.б}} = 632,523 \text{ м}^3$.

Для подальших обчислень отриманий регулюючий об'єм водонапірної башти зменшуємо на 40% (тобто на 253 м³), оскільки розраховуємо водопровідну мережу з контррезервуаром. Отже $W_{\text{рег.б}} = 379,514 \text{ м}^3$.

Протипожежний запас води в башті, визначаємо з розрахунку на 10-хвилинну тривалість гасіння однієї зовнішньої і однієї внутрішньої пожеж при одночасних найбільших витратах на інші цілі:

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(q_{\text{п.з}} + q_{\text{п.в}} + q_{\text{б.мах}}) , \text{ м} \quad (5)$$

де $q_{\text{п.з}}$ і $q_{\text{п.в}}$ – розрахункові витрати води відповідно на гасіння однієї зовнішньої ($q_{\text{п.з}} = 25 \text{ л/с}$ із додатка 6 методичних вказівок) і однієї внутрішньої ($q_{\text{п.в}} = 5 \text{ л/с}$) пожеж; $q_{\text{б.мах}}$ – витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання, л/с.

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6 \cdot (25 + 5 + 152,3/3,6) = 43,38333 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм бака водонапірної башти обчислюємо за формулою

$$W_{\text{б}} = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож.б}} = 379,514 + 43,383 = 422,90 \text{ м}^3.$$

За додатком 7 методичних вказівок обираємо водонапірну башту з об'ємом бака $W_{\text{б}} = 500 \text{ м}^3$. Отже, діаметр бака становитиме $D_{\text{б}} = 8,6 \text{ м}$; висота регулюючого об'єму, $h_{\text{рег.б}} = 6,52 \text{ м}$ а протипожежного $h_{\text{пож.б}} = 0,74 \text{ м}$.

Регулюючий об'єм РЧВ визначаємо шляхом суміщення графіків подачі насосами 1-го і 2-го підйомів (табл. 9).

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	Qнс-п, м³/год	Qнс-п, м³/год	q до РЧВ, м³/год	q із РЧВ, м³/год	W у РЧВ, м³
1	2	3	4	5	6
0-1	820,537	606,363	214,174	0	214,174
1-2	820,537	606,363	214,174	0	428,347
2-3	820,537	606,363	214,174	0	642,521
3-4	820,537	606,363	214,174	0	856,695
4-5	820,537	606,363	214,174	0	1070,869
5-6	820,537	606,363	214,174	0	1285,042
6-7	820,537	606,363	214,174	0	1499,216
7-8	820,537	606,363	214,174	0	1713,390
8-9	820,537	927,624	0,000	107,087	1606,303
9-10	820,537	927,624	0,000	107,087	1499,216
10-11	820,537	927,624	0,000	107,087	1392,129
11-12	820,537	927,624	0,000	107,087	1285,042
12-13	820,537	927,624	0,000	107,087	1177,955
13-14	820,537	927,624	0,000	107,087	1070,868
14-15	820,537	927,624	0,000	107,087	963,781
15-16	820,537	927,624	0,000	107,087	856,694
16-17	820,537	927,624	0,000	107,087	749,607
17-18	820,537	927,624	0,000	107,087	642,520
18-19	820,537	927,624	0,000	107,087	535,433
19-20	820,537	927,624	0,000	107,087	428,346
20-21	820,537	927,624	0,000	107,087	321,259
21-22	820,537	927,624	0,000	107,087	214,172
22-23	820,537	927,624	0,000	107,087	107,085
23-24	820,537	927,624	0,000	107,087	0,00
Всього	19692,888	19692,889	1713,390	1713,392	

$$W_{\text{рег.р}} = 1713.39 \text{ м}^3.$$

Для подальшого розрахунку регулюючий об'єм води в РЧВ збільшуємо на величину зменшеного регулюючого об'єму башти (131,61 м³), тобто

$$W_{\text{рег.р}} = 1713.39 + 253 = 1966,399 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм РЧВ:

$$W_{\text{рчв}} = W_{\text{рег.р}} + W_{\text{пож.р}} + W_{\text{в.п}}, \quad (6)$$

де $W_{\text{в.п}}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води; $W_{\text{пож.р}}$ – пожежний запас води:

$$W_{\text{пож.р}} = T_{\text{п}} (3,6q_{\text{п}} - Q_1) + W_{\text{госп}} \quad (7)$$

де $T_{\text{п}} = 3$ – час гасіння пожежі в системах водопостачання I категорії; $q_{\text{п}}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, ($q_{\text{п}} = 2 \cdot 25 = 50$ л/с з додатка 6 методичних вказівок); Q_1 – подача води НС-I в РЧВ; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у м³/год; $W_{\text{госп}}$ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання (графа 19 табл.6).

$$W_{\text{пож.р}} = 1229,27 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{рчв}} = 4377,242 \text{ м}^3.$$

За додатком 8 приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 2400 м³ кожний і розмірами: довжина – 30 м; ширина – 18 м; глибина води – $h_{\text{р}} = 4,84$ м.

2.3. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води

Так як у проекті прийнято схему водопостачання міста з контррезервуаром, то перевіряємо мережу на три розрахункові режими у добу максимального водоспоживання: години максимального водовідбору з мережі (година 8-9 табл.6), години максимального транзиту води в бак водонапірної башти (година 23-24 табл.6) та гасіння пожежі при максимальному водовідборі.

Для виконання гідравлічного розрахунку магістральної водопровідної мережі витрати води на різні потреби в годину максимального водоспоживання та максимального транзиту води в башту, виписані з табл.6, переводимо у секундні (поділивши на 3,6). Результати заносимо в таблицю 10.

Таблиця 10

Визначення розрахункових секундних витрат води

Розмірність	Q _{нас.І,}	Q _{нас.ІІ,}	Q _{підпр..І,}	Q _{підпр..2,}	Q _{підпр..3}	Q _{пол..І,}	Q _{пол..2}	Всього
година максимального водоспоживання								
м ³ /год	526,64	234,08	72,55	146,50	100,1544	0	0	1079,93
л/с	146,29	65,02	20,15	40,70	27,82	0	0	299,98
година максимального транзиту води в башту								
м ³ /год	288,0768	93,632	65,10125	0	0	0	0	446,810
л/с	80,02133	26,00889	18,08368	0	0	0	0	124,1139

Використовуючи таблицю 8, вибираємо потрібні значення для визначення секундних витрат живлення мережі для трьох розрахункових режимів. Результати заносимо в таблицю 11. При пожежі башту вважаємо відключеною.

Таблиця 11

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	Надходження води із башти	Подача води в башту
м ³ /год	max	1079.93	927.62	152.30	0.00
л/с		299.98	257.67	42.31	0.00
м ³ /год	транзит	446.81	606.36	0.00	159.55
л/с		124.11	168.43	0.00	44.32
м ³ /год	max+пож	1259.93	1259.93	0.00	0.00
л/с		349.98	349.98	0.00	0.00

2.4. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

За планом міста обчислюємо фактичну та розрахункову довжину ділянок магістральних ліній мережі, обмежених вузлами, та окремо для кожного з районів міста визначаємо фактичну і розрахункову (L_I і L_{II}) довжину магістральної водопровідної мережі як суму розрахункових довжин ділянок у даному районі (табл. 12).

Для кожного з районів визначаємо питому витрату води (див.табл.10):

- при максимальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{пол.І}}}{L_{\text{І}}} = \frac{146,29 + 0}{5670} = 0,03 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{пол.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} = \frac{65,02 + 0}{5670} = 0,01 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

- при максимальному транзиті в башту

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{пол.І}}}{L_{\text{І}}} = \frac{80,021 + 0}{5670} = 0,014 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{пол.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} = \frac{26 + 0}{5670} = 0,004 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

Визначаємо дорожні витрати $q_{\text{д}}$ на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району), як добуток питомої витрати води $q_{\text{пит}}$ при певному режимі і розрахункової довжини ділянки (табл. 12).

Таблиця 12

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_{\text{д.мах}}$, л/с	$Q_{\text{д.транз}}$, л/с
Район І				
5-7.	980.00	490.00	12.64	6.92
7-6.	1020.00	510.00	13.16	7.20
6-4.	1100.00	550.00	14.19	7.76
4-5.	1400.00	1400.00	36.12	19.76
4-3.	840.00	840.00	21.67	11.85
3-2.	1460.00	1460.00	37.67	20.61
2-5.	840.00	420.00	10.84	5.93
Разом	7640.00	5670.00	146.29	80.02

Продовження таблиці 12

Район ІІ				
5-7.	980.00	490.00	4.95	1.98
7-8.	1540.00	1540.00	15.55	6.22
8-9.	980.00	490.00	4.95	1.98
9-5.	1540.00	1540.00	15.55	6.22
9-1.	840.00	420.00	4.24	1.70
1-2.	1540.00	1540.00	15.55	6.22
2-5.	840.00	420.00	4.24	1.70
Разом	8260.00	6440.00	65.02	26.01
Всього	15900	12110	211.31	106.03

В таблиці 13 для кожного розрахункового режиму визначаємо вузлові витрати $q_{\text{вузл}}$, що обчислюються як половина суми всіх дорожніх витрат, що прилягають до даного вузла, л/с:

$$q_{\text{вузл}} = \frac{\sum q_{\text{д}}}{2}.$$

Повну дорожню витрату лінії, яка проходить на межі двох районів, обчислюємо як суму дорожніх витрат, отриманих для цієї лінії у кожному з районів.

У зосереджені витрати $q_{\text{зос}}$ записуємо (з табл. 10) витрати підприємств $q_{\text{підпр}}$, що приєднані до вузлів 2, 5 і 9, крім того, при транзиті додатково враховуємо витрату в башту. Для режиму пожежогасіння призначаємо розрахункові витрати води для гасіння пожеж $q_{\text{пож}}$ у вузлах 1 і 2.

Таблиця 13

Визначення вузлових відборів

№ вузла	мах			мах+пож		транзит		
	$q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{зос}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{пож}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{зос}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с
1	9,89	-	9,89	25	34,89	3,96		3,96
2	34,15	27,82	61,97	25	86,97	17,22		17,22
3	29,67	-	29,67	-	29,67	16,23		16,23
4	35,99	-	35,99	-	35,99	19,69		19,69
5	42,17	20,15	62,32	-	62,32	21,25	18,08	39,33
6	13,67	-	13,67	-	13,67	7,48		7,48
7	23,15	-	23,15	-	23,15	11,16		11,16
8	10,25	-	10,25	-	10,25	4,10		4,10
9	12,37	40,70	53,06	-	53,06	4,95		4,95
Разом	211,31	88,67	299,98	50	349,98	106,03	18,083	124,11

2.5. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

Для кожного із розрахункових режимів складаємо окрему розрахункову схему мережі (рис. 3-5) з нанесенням: номерів вузлів і вузлових відборів, витрат водоводів від НС-II до мережі, номерів кілець. Намічаємо напрямки потоків води магістральною мережею і обчислюємо розрахункові витрати на окремих лініях.

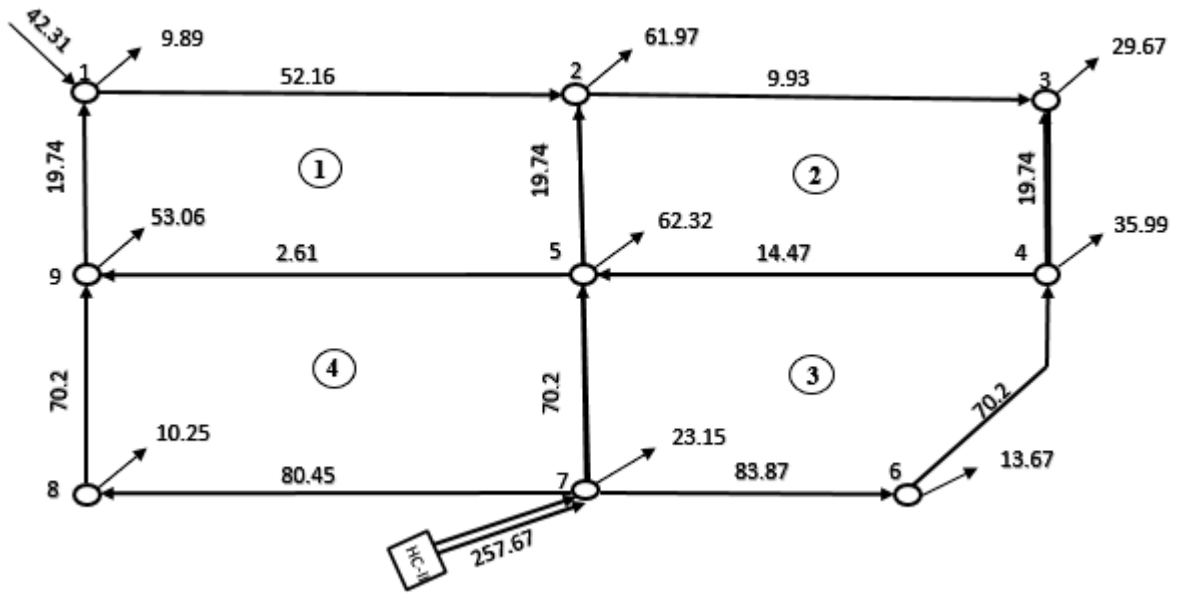


Рис.3. Попередній розподіл витрат для режиму максимального водоспоживання

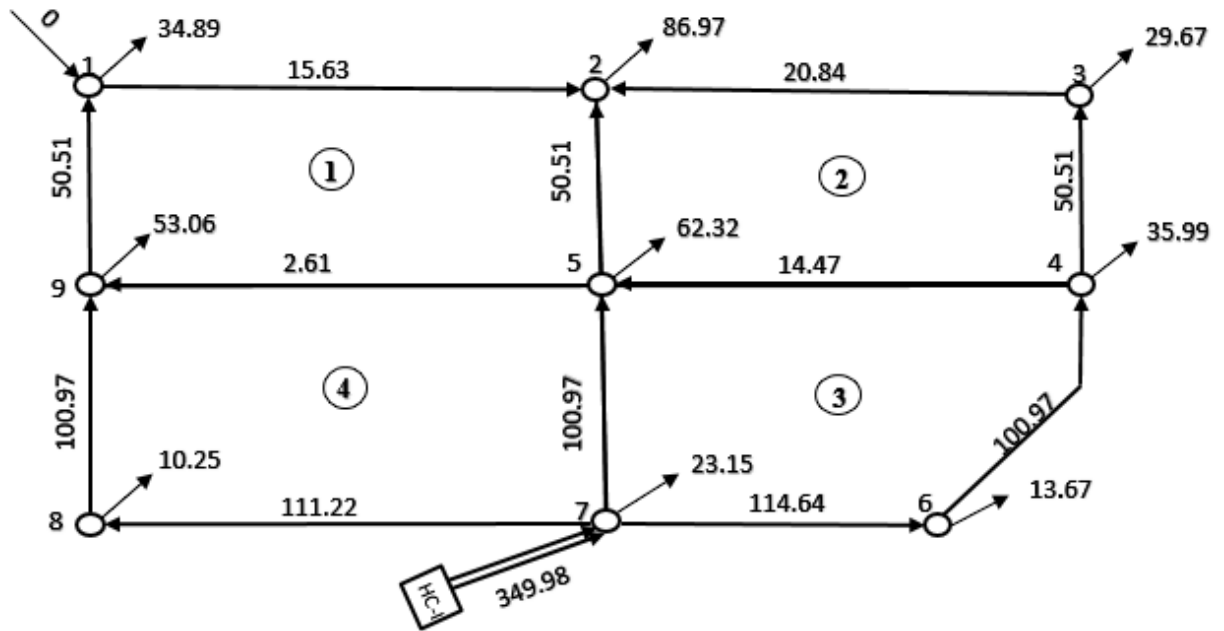


Рис. 4. Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

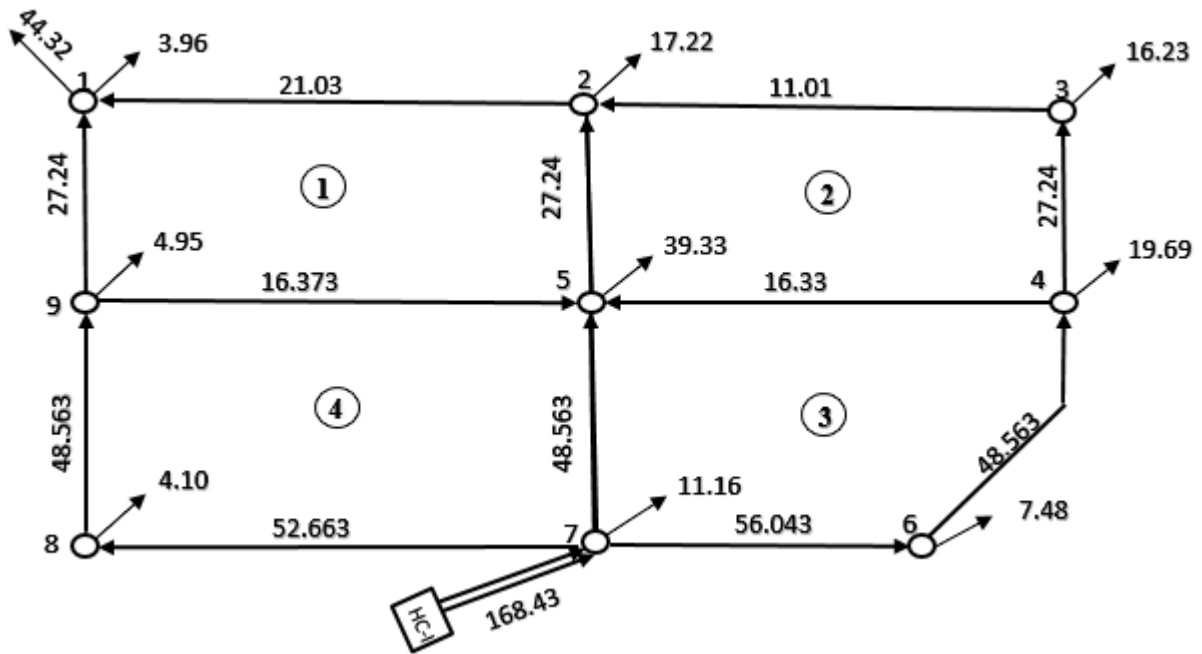


Рис. 5. Попередній розподіл витрат води для режиму макс. транзиту води в башту

2.6. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі

Для водопровідної мережі міста призначаємо чавунні труби. По більшій із визначених за попереднім розподілом витрат на ділянках мережі при режимах максимального водоспоживання та максимального транзиту води в башту намічаємо економічно вигідні діаметри головних магістральних ліній, користуючись таблицями для гідравлічного розрахунку [2]. Перевіряємо можливість пропуску витрати води по них в режимі пожежогасіння. Назначаємо діаметри перемичок на сортамент менше діаметра магістралей, що до них примикають. Результати записуємо в табл. 14-16.

2.7. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець

Гідравлічний розрахунок водопроводу виконуємо для всіх розрахункових режимів (табл. 14-16). Втрати напору на ділянках водопровідної мережі визначаємо за формулою

$$h = S \cdot q^2 = A \cdot K_1 \cdot l \cdot q^2, \quad \text{м}, \quad (9)$$

де q – витрата води на ділянці, л/с; S – опір ділянки, що дорівнює

$$S_i = A \cdot K_1 \cdot l, \quad (\text{с/л})^2\text{м}, \quad (10)$$

де A – питомий гідравлічний опір трубопроводу, $(\text{с/л})^2$ (додаток 9 методичних вказівок); K_1 – коефіцієнт поправки до A залежно від швидкості руху води V ; l – довжина ділянки трубопроводу, м.

Так, як питомий гідравлічний опір трубопроводу A і опір ділянки S в табл.14-16 наведено для q в $\text{м}^3/\text{с}$, а значення ділянок мережі q дано в л/с , то при обчисленнях опір ділянки S потрібно ділити на 1000000.

Поправочну витрату кільця Δq_k визначаємо за формулою

$$\Delta q_k = \frac{|\Delta h|}{2 \cdot \Sigma(Sq)} = \frac{|\Delta h|}{2 \Sigma \left(\frac{h}{q} \right)} \quad \text{л/с, (11)}$$

де Δh – нев'язка кільця, м.

Якщо знаки нев'язки кільця Δh і втрат напору на ділянці h однакові, то поправочну витрату Δq_k віднімаємо від витрат води q на даній ділянці, в іншому випадку – додаємо. Враховуємо поправочну витрату на лініях суміжних кілець (Δq суміжного кільця).

Розрахунок ведемо до досягнення допустимих нев'язок в усіх кільцях:

- на випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 0,5$ м;
- на випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,0$ м.

По контуру мережі допустима нев'язка становить:

- на випадок господарських режимів роботи мережі $\Delta h \leq 1,0$ м;
- на випадок режиму пожежогасіння $\Delta h \leq 1,5$ м.

Таблиця 14.

Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній потікорозподіл									перше наближення									
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q	Δq кільця	Δq сум.кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q
1	1-9	840,00	200	19,74	0,63	6,898	1,106	7,629	6408,52	1	2,50	0,13	-8,13		-8,13	11,61	0,37	1,224	7092,25	1	0,96	0,08
	1-2	1540,00	250	52,16	1,06	2,227	1,021	2,274	3501,60	1	9,53	0,18	-8,13		-8,13	44,03	0,90	1,040	3566,76	1	6,91	0,16
	2-5	840,00	200	19,74	0,63	6,898	1,106	7,629	6408,52	-1	-2,50	0,13	8,13	-5,16	2,98	22,72	0,72	1,079	6252,07	-1	-3,23	0,14
	5-9	1540,00	150	2,61	0,15	31,55	1,41	44,486	68507,67	1	0,47	0,18	-8,13	7,28	-0,85	1,76	0,10	1,410	68507,67	1	0,21	0,12
											Δh кільця =	9,99	0,61							Δh кільця =	4,85	0,50
										Δq кільця =	8,13									Δq кільця =	4,84	
2	2-3	1460,00	150	9,93	0,56	31,55	1,127	35,557	51913,00	1	5,12	0,52	-5,16		-5,16	4,77	0,27	1,310	60342,53	1	1,38	0,29
	3-4	840,00	200	19,74	0,63	6,898	1,106	7,629	6408,52	-1	-2,50	0,13	5,16		5,16	24,90	0,79	1,062	6153,57	-1	-3,81	0,15
	4-5	1400,00	150	14,47	0,82	31,55	1,056	33,317	46643,52	1	9,77	0,67	-5,16	-14,93	-20,09	-5,62	-0,32	1,264	55830,88	-1	-1,76	0,31
	2-5	840,00	200	19,74	0,63	6,898	1,106	7,629	6408,52	1	2,50	0,13	-5,16	8,13	2,98	22,72	0,72	1,079	6252,07	1	3,23	0,14
											Δh кільця =	14,89	1,44							Δh кільця =	-0,97	0,90
										Δq кільця =	5,16									Δq кільця =	0,54	
3	4-5	1400,00	150	14,47	0,82	31,55	1,056	33,317	46643,52	-1	-9,77	0,67	-14,93	-5,16	-20,09	-5,62	-0,32	1,264	55830,88	1	1,76	0,31
	4-6	1100,00	250	70,20	1,43	6,898	1	6,898	7587,80	-1	-37,39	0,53	-14,93		-14,93	55,27	1,13	1,011	7667,47	-1	-23,42	0,42
	6-7	1020,00	300	83,87	1,19	0,914	1,0015	0,915	933,68	-1	-6,57	0,08	-14,93		-14,93	68,94	0,98	1,032	962,11	-1	-4,57	0,07
	5-7	980,00	250	70,20	1,43	2,227	1	2,227	2182,46	1	10,76	0,15	14,93	7,28	22,21	92,41	1,88	1,000	2182,46	1	18,64	0,20
											Δh кільця =	-42,97	1,44							Δh кільця =	-7,60	1,01
										Δq кільця =	14,93									Δq кільця =	3,78	
4	5-7	980,00	250	70,20	1,43	2,227	1	2,227	2182,46	-1	-10,76	0,15	7,28	14,93	22,21	92,41	1,88	1,000	2182,46	-1	-18,64	0,20
	7-8	1540,00	300	80,45	1,14	0,914	1,009	0,922	1420,23	1	9,19	0,11	-7,28		-7,28	73,17	1,04	1,024	1441,34	1	7,72	0,11
	5-9	1540,00	150	2,61	0,15	31,55	1,41	44,486	68507,67	-1	-0,47	0,18	7,28	-8,13	-0,85	1,76	0,10	1,410	68507,67	-1	-0,21	0,12
	8-9	980,00	250	70,20	1,43	2,227	1	2,227	2182,46	1	10,76	0,15	-7,28		-7,28	62,92	1,28	1,000	2182,46	1	8,64	0,14
											Δh кільця =	8,73	0,60							Δh кільця =	-2,49	0,56
										Δq кільця =	7,28									Δq кільця =	2,20	
										Δh контура =	-9,37									Δh контура =	-6,21	

Продовження таблиці 14

друге наближення										третє наближення										
Δq кильця	$\Delta q_{\text{сум. кильця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S^*q^2$	h/q	Δq кильця	$\Delta q_{\text{сум. кильця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S^*q^2$	h/q	
-4,84		-4,84	6,77	0,22	1,378	7984,57	1	0,37	0,05	0,40		0,40	7,17	0,23	1,362	7891,86	1	0,41	0,06	
-4,84		-4,84	39,19	0,80	1,060	3635,35	1	5,58	0,14	0,40		0,40	39,59	0,81	1,058	3628,50	1	5,69	0,14	
4,84	0,54	5,38	28,10	0,89	1,042	6037,68	-1	-4,77	0,17	-0,40	0,56	0,16	28,25	0,90	1,04	6026,09	-1	-4,81	0,17	
-4,84	-2,20	-7,04	-5,29	-0,30	1,280	62191,36	-1	-1,74	0,33	-0,40	0,08	-0,32	4,97	0,28	1,3	63163,10	-1	-1,56	0,31	
								Δh кильця =	-0,56	0,69								Δh кильця =	-0,28	0,68
								Δq кильця =	0,40									Δq кильця =	0,20	
0,54		0,54	5,32	0,30	1,280	58960,64	1	1,67	0,31	0,56		0,56	5,87	0,33	1,256	57855,13	1	2,00	0,34	
-0,54		-0,54	24,35	0,78	1,064	6165,16	-1	-3,66	0,15	-0,56		-0,56	23,80	0,76	1,068	6188,33	-1	-3,50	0,15	
-0,54	3,78	3,24	8,85	0,50	1,150	50795,50	-1	-3,98	0,45	-0,56	0,64	0,08	8,93	0,51	1,146	50618,82	-1	-4,04	0,45	
0,54	4,84	5,38	28,10	0,89	1,042	6037,68	1	4,77	0,17	0,56	-0,40	0,16	28,25	0,90	1,04	6026,09	1	4,81	0,17	
								Δh кильця =	-1,20	1,08								Δh кильця =	-0,74	1,11
								Δq кильця =	0,56									Δq кильця =	0,33	
3,78	-0,54	3,24	8,85	0,50	1,150	50795,50	1	3,98	0,45	0,64	-0,56	0,08	8,93	0,51	1,146	50618,82	1	4,04	0,45	
-3,78		-3,78	51,49	1,05	1,023	7758,53	-1	-20,57	0,40	-0,64		-0,64	50,85	1,04	1,024	7769,91	-1	-20,09	0,40	
-3,78		-3,78	65,16	0,92	1,038	967,71	-1	-4,11	0,06	-0,64		-0,64	64,52	0,91	1,039	968,64	-1	-4,03	0,06	
3,78	-2,20	1,57	93,98	1,92	1,000	2182,46	1	19,28	0,21	0,64	-0,08	0,55	94,54	1,93	1	2182,46	1	19,51	0,21	
								Δh кильця =	-1,42	1,12								Δh кильця =	-0,58	1,12
								Δq кильця =	0,64									Δq кильця =	0,26	
-2,20	3,78	1,57	93,98	1,92	1,000	2182,46	-1	-19,28	0,21	-0,08	0,64	0,55	94,54	1,93	1	2182,46	-1	-19,51	0,21	
2,20		2,20	75,38	1,07	1,020	1435,01	1	8,15	0,11	0,08		0,08	75,46	1,07	1,0195	1435,01	1	8,17	0,11	
-2,20	-4,84	-7,04	-5,29	-0,30	1,280	62191,36	1	1,74	0,33	0,08	-0,40	-0,32	4,97	0,28	1,3	63163,10	1	1,56	0,31	
2,20		2,20	65,13	1,33	1,000	2182,46	1	9,26	0,14	0,08		0,08	65,21	1,33	1	2182,46	1	9,28	0,14	
								Δh кильця =	-0,13	0,78								Δh кильця =	-0,49	0,77
								Δq кильця =	0,08									Δq кильця =	0,32	
								Δh контура =	-3,31									Δh контура =	-2,09	

Продовження таблиці 14

четверте наближення										п'яте наближення											
Δq кильця	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S+q^2$	h/q	Δq кильця	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S+q^2$	h/q		
0,20		0,20	7,37	0,23	1,362	7891,86	1	0,43	0,06	0,22		0,22	7,59	0,24	1,346	7799,15	1	0,45	0,06		
0,20		0,20	39,79	0,81	1,058	3628,50	1	5,75	0,14	0,22		0,22	40,01	0,82	1,056	3621,64	1	5,80	0,14		
-0,20	0,33	0,13	28,38	0,90	1,04	6026,09	-1	-4,85	0,17	-0,22	0,16	-0,06	28,32	0,90	1,04	6026,09	-1	-4,83	0,17		
-0,20	0,32	0,12	5,09	0,29	1,29	62677,23	-1	-1,62	0,32	-0,22	0,16	-0,06	5,03	0,28	1,3	63163,10	-1	-1,60	0,32		
								Δh кильця =	-0,30	0,69								Δh кильця =	-0,18	0,69	
								Δq кильця =	0,22										Δq кильця =	0,13	
0,33		0,33	6,21	0,35	1,24	57118,12	1	2,20	0,35	0,16		0,16	6,36	0,36	1,232	56749,62	1	2,30	0,36		
-0,33		-0,33	23,46	0,75	1,07	6199,92	-1	-3,41	0,15	-0,16		-0,16	23,31	0,74	1,073	6217,31	-1	-3,38	0,14		
-0,33	0,26	-0,07	8,86	0,50	1,15	50795,50	-1	-3,99	0,45	-0,16	0,20	0,05	8,91	0,50	1,15	50795,50	-1	-4,03	0,45		
0,33	-0,20	0,13	28,38	0,90	1,04	6026,09	1	4,85	0,17	0,16	-0,22	-0,06	28,32	0,90	1,04	6026,09	1	4,83	0,17		
								Δh кильця =	-0,35	1,12									Δh кильця =	-0,28	1,13
								Δq кильця =	0,16										Δq кильця =	0,12	
0,26	-0,33	-0,07	8,86	0,50	1,15	50795,50	1	3,99	0,45	0,20	-0,16	0,05	8,91	0,50	1,15	50795,50	1	4,03	0,45		
-0,26		-0,26	50,59	1,03	1,0255	7781,29	-1	-19,92	0,39	-0,20		-0,20	50,39	1,03	1,0255	7781,29	-1	-19,76	0,39		
-0,26		-0,26	64,26	0,91	1,039	968,64	-1	-4,00	0,06	-0,20		-0,20	64,06	0,91	1,039	968,64	-1	-3,98	0,06		
0,26	-0,32	-0,06	94,48	1,93	1	2182,46	1	19,48	0,21	0,20	-0,16	0,04	94,52	1,93	1	2182,46	1	19,50	0,21		
								Δh кильця =	-0,45	1,11									Δh кильця =	-0,21	1,11
								Δq кильця =	0,20										Δq кильця =	0,09	
-0,32	0,26	-0,06	94,48	1,93	1	2182,46	-1	-19,48	0,21	-0,16	0,20	0,04	94,52	1,93	1	2182,46	-1	-19,50	0,21		
0,32		0,32	75,78	1,07	1,0195	1435,01	1	8,24	0,11	0,16		0,16	75,94	1,07	1,0195	1435,01	1	8,28	0,11		
0,32	-0,20	0,12	5,09	0,29	1,29	62677,23	1	1,62	0,32	0,16	-0,22	-0,06	5,03	0,28	1,41	68507,67	1	1,73	0,34		
0,32		0,32	65,53	1,34	1	2182,46	1	9,37	0,14	0,16		0,16	65,69	1,34	1	2182,46	1	9,42	0,14		
								Δh кильця =	-0,25	0,78									Δh кильця =	-0,07	0,80
								Δq кильця =	0,16										Δq кильця =	0,05	
								Δh контура =	-1,35										Δh контура =	-0,88	

Продовження таблиці 15

друге наближення										третє наближення										
Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	
-2,57		-2,57	47,02	1,50	1,000	5794,32	1	12,81	0,27	3,48		3,48	50,50	1,61	1	5794,32	1	14,78	0,29	
-2,57		-2,57	12,14	0,25	1,330	4561,34	1	0,67	0,06	3,48		3,48	15,62	0,32	1,264	4334,99	1	1,06	0,07	
2,57	4,09	6,66	60,41	1,92	1,000	5794,32	-1	-21,14	0,35	-3,48	0,83	-2,65	57,76	1,84	1	5794,32	-1	-19,33	0,33	
-2,57	-6,00	-8,57	4,04	0,23	1,362	66175,49	1	1,08	0,27	3,48	-2,19	1,29	5,33	0,30	1,28	62191,36	1	1,76	0,33	
								Δh кильця =	-6,58	0,94								Δh кильця =	-1,73	1,03
								Δq кильця =	3,48									Δq кильця =	0,84	
-4,09		-4,09	14,43	0,82	1,056	48642,53	-1	-10,13	0,70	-0,83		-0,83	13,60	0,77	1,066	49103,16	-1	-9,08	0,67	
-4,09		-4,09	44,10	1,40	1,000	5794,32	-1	-11,27	0,26	-0,83		-0,83	43,27	1,38	1	5794,32	-1	-10,85	0,25	
-4,09	5,97	1,88	6,90	0,39	1,208	53357,36	-1	-2,54	0,37	-0,83	2,37	1,54	8,44	0,48	1,16	51237,20	-1	-3,65	0,43	
4,09	2,57	6,66	60,41	1,92	1,000	5794,32	1	21,14	0,35	0,83	-3,48	-2,65	57,76	1,84	1	5794,32	1	19,33	0,33	
								Δh кильця =	-2,80	1,68								Δh кильця =	-4,24	1,69
								Δq кильця =	0,83									Δq кильця =	1,26	
5,97	-4,09	1,88	6,90	0,39	1,208	53357,36	1	2,54	0,37	2,37	-0,83	1,54	8,44	0,48	1,16	51237,20	1	3,65	0,43	
-5,97		-5,97	73,19	1,49	1,000	7587,80	-1	-40,65	0,56	-2,37		-2,37	70,82	1,44	1	7587,80	-1	-38,06	0,54	
-5,97		-5,97	86,86	1,23	1,000	932,28	-1	-7,03	0,08	-2,37		-2,37	84,49	1,20	1	932,28	-1	-6,66	0,08	
5,97	-6,00	-0,03	133,66	2,72	1,000	2182,46	1	38,99	0,29	2,37	-2,19	0,18	133,84	2,73	1	2182,46	1	39,10	0,29	
								Δh кильця =	-6,16	1,30								Δh кильця =	-1,97	1,34
								Δq кильця =	2,37									Δq кильця =	0,73	
-6,00	5,97	-0,03	133,66	2,72	1,000	2182,46	-1	-38,99	0,29	-2,19	2,37	0,18	133,84	2,73	1	2182,46	-1	-39,10	0,29	
6,00		6,00	106,30	1,50	1,000	1407,56	1	15,91	0,15	2,19		2,19	108,50	1,54	1	1407,56	1	16,57	0,15	
-6,00	-2,57	-8,57	4,04	0,23	1,362	66175,49	-1	-1,08	0,27	-2,19	3,48	1,29	5,33	0,30	1,28	62191,36	-1	-1,76	0,33	
6,00		6,00	96,05	1,96	1,000	2182,46	1	20,14	0,21	2,19		2,19	98,25	2,00	1	2182,46	1	21,07	0,21	
								Δh кильця =	-4,03	0,92								Δh кильця =	-3,23	0,99
								Δq кильця =	2,19									Δq кильця =	1,63	
								Δh контура =	-19,56									Δh контура =	-11,17	

Продовження таблиці 15

четверте наближення										п'яте наближення										
Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	
0,84		0,84	51,35	1,64	1	5794,32	1	15,28	0,30	0,93		0,93	52,27	1,66	1	5794,32	1	15,83	0,30	
0,84		0,84	16,47	0,34	1,248	4280,12	1	1,16	0,07	0,93		0,93	17,39	0,35	1,24	4252,68	1	1,29	0,07	
-0,84	1,26	0,42	58,18	1,85	1	5794,32	-1	-19,61	0,34	-0,93	0,46	-0,47	57,70	1,84	1	5794,32	-1	-19,29	0,33	
0,84	-1,63	-0,79	4,54	0,26	1,32	64134,84	1	1,32	0,29	0,93	-0,55	0,38	4,92	0,28	1,3	63163,10	1	1,53	0,31	
								Δh кильця =	-1,85	1,00								Δh кильця =	-0,65	1,02
								Δq кильця =	0,93									Δq кильця =	0,32	
-1,26		-1,26	12,34	0,70	1,085	49978,36	-1	-7,61	0,62	-0,46		-0,46	11,88	0,67	1,094	50392,92	-1	-7,11	0,60	
-1,26		-1,26	42,01	1,34	1	5794,32	-1	-10,23	0,24	-0,46		-0,46	41,55	1,32	1	5794,32	-1	-10,00	0,24	
-1,26	0,73	-0,53	7,91	0,45	1,175	51899,75	-1	-3,25	0,41	-0,46	0,76	0,30	8,22	0,47	1,165	51458,05	-1	-3,47	0,42	
1,26	-0,84	0,42	58,18	1,85	1	5794,32	1	19,61	0,34	0,46	-0,93	-0,47	57,70	1,84	1	5794,32	1	19,29	0,33	
								Δh кильця =	-1,47	1,61								Δh кильця =	-1,30	1,60
								Δq кильця =	0,46									Δq кильця =	0,41	
0,73	-1,26	-0,53	7,91	0,45	1,175	51899,75	1	3,25	0,41	0,76	-0,46	0,30	8,22	0,47	1,165	51458,05	1	3,47	0,42	
-0,73		-0,73	70,09	1,43	1	7587,80	-1	-37,27	0,53	-0,76		-0,76	69,32	1,41	1	7587,80	-1	-36,47	0,53	
-0,73		-0,73	83,76	1,19	1,0015	933,68	-1	-6,55	0,08	-0,76		-0,76	82,99	1,17	1,0045	936,48	-1	-6,45	0,08	
0,73	-1,63	-0,89	132,95	2,71	1	2182,46	1	38,58	0,29	0,76	-0,55	0,21	133,16	2,71	1	2182,46	1	38,70	0,29	
								Δh кильця =	-2,00	1,31								Δh кильця =	-0,75	1,32
								Δq кильця =	0,76									Δq кильця =	0,28	
-1,63	0,73	-0,89	132,95	2,71	1	2182,46	-1	-38,58	0,29	-0,55	0,76	0,21	133,16	2,71	1	2182,46	-1	-38,70	0,29	
1,63		1,63	110,13	1,56	1	1407,56	1	17,07	0,16	0,55		0,55	110,68	1,57	1	1407,56	1	17,24	0,16	
-1,63	0,84	-0,79	4,54	0,26	1,32	64134,84	-1	-1,32	0,29	-0,55	0,93	0,38	4,92	0,28	1,3	63163,10	-1	-1,53	0,31	
1,63		1,63	99,88	2,04	1	2182,46	1	21,77	0,22	0,55		0,55	100,43	2,05	1	2182,46	1	22,01	0,22	
								Δh кильця =	-1,06	0,95								Δh кильця =	-0,97	0,98
								Δq кильця =	0,55									Δq кильця =	0,50	
								Δh контура =	-6,38									Δh контура =	-3,66	

Продовження таблиці 15

шосте наближення										сьоме наближення									
Δqкільця	Δqсум.кі льця	Δq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q	Δqкільця	Δqсум.кі льця	Δq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q
0,32		0,32	52,59	1,67	1	5794,32	1	16,03	0,30	0,28		0,28	52,87	1,68	1	5794,32	1	16,20	0,31
0,32		0,32	17,71	0,36	1,232	4225,24	1	1,33	0,07	0,28		0,28	17,99	0,37	1,224	4197,81	1	1,36	0,08
-0,32	0,41	0,09	57,79	1,84	1	5794,32	-1	-19,35	0,33	-0,28	0,16	-0,12	57,67	1,84	1	5794,32	-1	-19,27	0,33
0,32	-0,50	-0,18	4,74	0,27	1,31	63648,97	1	1,43	0,30	0,28	-0,19	0,09	4,83	0,27	1,31	63648,97	1	1,48	0,31
								Δh кільця =	-0,57									Δh кільця =	-0,23
								Δq кільця =	0,28									Δq кільця =	0,11
-0,41		-0,41	11,47	0,65	1,1	50669,30	-1	-6,67	0,58	-0,16		-0,16	11,31	0,64	1,103	50807,49	-1	-6,50	0,57
-0,41		-0,41	41,14	1,31	1	5794,32	-1	-9,81	0,24	-0,16		-0,16	40,98	1,31	1	5794,32	-1	-9,73	0,24
-0,41	0,28	-0,12	8,09	0,46	1,17	51678,90	-1	-3,39	0,42	-0,16	0,24	0,07	8,17	0,46	1,17	51678,90	-1	-3,45	0,42
0,41	-0,32	0,09	57,79	1,84	1	5794,32	1	19,35	0,33	0,16	-0,28	-0,12	57,67	1,84	1	5794,32	1	19,27	0,33
								Δh кільця =	-0,51									Δh кільця =	-0,41
								Δq кільця =	0,16									Δq кільця =	0,13
0,28	-0,41	-0,12	8,09	0,46	1,17	51678,90	1	3,39	0,42	0,24	-0,16	0,07	8,17	0,46	1,17	51678,90	1	3,45	0,42
-0,28		-0,28	69,04	1,41	1	7587,80	-1	-36,17	0,52	-0,24		-0,24	68,81	1,40	1	7587,80	-1	-35,92	0,52
-0,28		-0,28	82,71	1,17	1,0045	936,48	-1	-6,41	0,08	-0,24		-0,24	82,48	1,17	1,0045	936,48	-1	-6,37	0,08
0,28	-0,50	-0,21	132,94	2,71	1	2182,46	1	38,57	0,29	0,24	-0,19	0,04	132,99	2,71	1	2182,46	1	38,60	0,29
								Δh кільця =	-0,62									Δh кільця =	-0,25
								Δq кільця =	0,24									Δq кільця =	0,09
-0,50	0,28	-0,21	132,94	2,71	1	2182,46	-1	-38,57	0,29	-0,19	0,24	0,04	132,99	2,71	1	2182,46	-1	-38,60	0,29
0,50		0,50	111,17	1,57	1	1407,56	1	17,40	0,16	0,19		0,19	111,37	1,58	1	1407,56	1	17,46	0,16
-0,50	0,32	-0,18	4,74	0,27	1,31	63648,97	-1	-1,43	0,30	-0,19	0,28	0,09	4,83	0,27	1,31	63648,97	-1	-1,48	0,31
0,50		0,50	100,92	2,06	1	2182,46	1	22,23	0,22	0,19		0,19	101,12	2,06	1	2182,46	1	22,32	0,22
								Δh кільця =	-0,37									Δh кільця =	-0,31
								Δq кільця =	0,19									Δq кільця =	0,16
								Δh контура =	-2,08									Δh контура =	-1,19

восьме наближення										
Δq кільця	Δq сум. кільця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	
0,11		0,11	52,99	1,69	1	5794,32	1	16,27	0,31	1-9
0,11		0,11	18,11	0,37	1,224	4197,81	1	1,38	0,08	1-2
-0,11	0,13	0,02	57,69	1,84	1	5794,32	-1	-19,28	0,33	2-5
0,11	-0,16	-0,04	4,78	0,27	1,31	63648,97	1	1,46	0,30	5-9
							Δh кільця =	-0,18	1,02	
							Δq кільця =	0,09		
-0,13		-0,13	11,18	0,63	1,106	50945,68	-1	-6,37	0,57	2-3
-0,13		-0,13	40,85	1,30	1	5794,32	-1	-9,67	0,24	3-4
-0,13	0,09	-0,03	8,13	0,46	1,17	51678,90	-1	-3,42	0,42	4-5
0,13	-0,11	0,02	57,69	1,84	1	5794,32	1	19,28	0,33	2-5
							Δh кільця =	-0,17	1,56	
							Δq кільця =	0,06		
0,09	-0,13	-0,03	8,13	0,46	1,17	51678,90	1	3,42	0,42	4-5
-0,09		-0,09	68,71	1,40	1	7587,80	-1	-35,82	0,52	4-6
-0,09		-0,09	82,38	1,17	1,0045	936,48	-1	-6,36	0,08	6-7
0,09	-0,16	-0,06	132,92	2,71	1	2182,46	1	38,56	0,29	5-7
							Δh кільця =	-0,20	1,31	
							Δq кільця =	0,08		
-0,16	0,09	-0,06	132,92	2,71	1	2182,46	-1	-38,56	0,29	5-7
0,16		0,16	111,53	1,58	1	1407,56	1	17,51	0,16	7-8
-0,16	0,11	-0,04	4,78	0,27	1,31	63648,97	-1	-1,46	0,30	5-9
0,16		0,16	101,28	2,06	1	2182,46	1	22,38	0,22	8-9
							Δh кільця =	-0,12	0,97	
							Δq кільця =	0,06		
							Δh контура =	-0,68		

Таблиця 16.

Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального транзиту води в башту

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній потіккорозподіл									перше наближення											
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _n	S	знак	h = S*q ²	h/q	Δqкільця	Δqсум.кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q		
1	1-9	840,00	200	27,24	0,87	6,898	1,046	7,215	6060,86	1	4,50	0,17	6,17		6,17	33,41	1,06	1,021	5916,00	1	6,60	0,20		
	1-2	1540,00	250	21,03	0,43	2,227	1,185	2,639	4064,05	-1	-1,80	0,09	-6,17		-6,17	14,86	0,30	1,280	4389,86	-1	-0,97	0,07		
	2-5	840,00	200	27,24	0,87	6,898	1,046	7,215	6060,86	-1	-4,50	0,17	-6,17	-1,84	-8,01	19,23	0,61	1,112	6443,28	-1	-2,38	0,12		
	5-9	1540,00	150	16,37	0,93	31,55	1,037	32,717	50384,72	-1	-13,51	0,82	-6,17	-7,87	-14,04	2,33	0,13	1,410	68507,67	-1	-0,37	0,16		
													Δh кільця =	-15,30	1,24							Δh кільця =	2,88	0,55
												Δq кільця =	6,17									Δq кільця =	2,63	
2	2-3	1460,00	150	11,01	0,62	31,55	1,109	34,989	51083,87	-1	-6,19	0,56	1,84		1,84	12,85	0,73	1,076	49563,79	-1	-8,18	0,64		
	3-4	840,00	200	27,24	0,87	6,898	1,046	7,215	6060,86	-1	-4,50	0,17	1,84		1,84	29,08	0,93	1,037	6008,71	-1	-5,08	0,17		
	4-5	1400,00	150	16,33	0,92	31,55	1,038	32,749	45848,46	1	12,23	0,75	-1,84	-11,01	-12,85	3,48	0,20	1,410	62279,70	1	0,76	0,22		
	2-5	840,00	200	27,24	0,87	6,898	1,046	7,215	6060,86	1	4,50	0,17	-1,84	-6,17	-8,01	19,23	0,61	1,112	6443,28	1	2,38	0,12		
													Δh кільця =	6,03	1,64							Δh кільця =	-10,12	1,15
												Δq кільця =	1,84								Δq кільця =	4,39		
3	4-5	1400,00	150	16,33	0,92	31,55	1,038	32,749	45848,46	-1	-12,23	0,75	-11,01	-1,84	-12,85	3,48	0,20	1,410	62279,70	-1	-0,76	0,22		
	4-6	1100,00	250	48,56	0,99	6,898	1,031	7,112	7823,02	-1	-18,45	0,38	-11,01		-11,01	37,55	0,77	1,066	8088,59	-1	-11,41	0,30		
	6-7	1020,00	300	56,04	0,79	0,914	1,062	0,971	990,08	-1	-3,11	0,06	-11,01		-11,01	45,03	0,64	1,103	1028,30	-1	-2,09	0,05		
	5-7	980,00	250	48,56	0,99	2,227	1,031	2,296	2250,12	1	5,31	0,11	11,01	7,87	18,88	67,45	1,37	1,000	2182,46	1	9,93	0,15		
													Δh кільця =	-28,48	1,29							Δh кільця =	-4,32	0,71
												Δq кільця =	11,01								Δq кільця =	3,02		
4	5-7	980,00	250	48,56	0,99	2,227	1,031	2,296	2250,12	-1	-5,31	0,11	7,87	11,01	18,88	67,45	1,37	1,000	2182,46	-1	-9,93	0,15		
	7-8	1540,00	300	52,66	0,75	0,914	1,07	0,978	1506,09	1	4,18	0,08	-7,87		-7,87	44,79	0,63	1,106	1556,76	1	3,12	0,07		
	5-9	1540,00	150	16,37	0,93	31,55	1,037	32,717	50384,72	1	13,51	0,82	-7,87	-6,17	-14,04	2,33	0,13	1,410	68507,67	1	0,37	0,16		
	8-9	980,00	250	48,56	0,99	2,227	1,031	2,296	2250,12	1	5,31	0,11	-7,87		-7,87	40,69	0,83	1,054	2300,31	1	3,81	0,09		
													Δh кільця =	17,68	1,12							Δh кільця =	-2,63	0,47
												Δq кільця =	7,87								Δq кільця =	2,79		
												Δh контура =	-20,07								Δh контура =	-14,19		

Продовження таблиці 16

друге наближення										третє наближення									
Δq кільця	Δq сум. кільця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	Δq кільця	Δq сум. кільця	Δq	q , л/с	V , м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-2,63		-2,63	30,78	0,98	1,032	5979,74	1	5,66	0,18	1,90		1,90	32,68	1,04	1,024	5933,38	1	6,34	0,19
2,63		2,63	17,49	0,36	1,232	4225,24	-1	-1,29	0,07	-1,90		-1,90	15,59	0,32	1,264	4334,99	-1	-1,05	0,07
2,63	4,39	7,03	26,26	0,84	1,052	6095,62	-1	-4,20	0,16	-1,90	0,96	-0,94	25,32	0,81	1,058	6130,39	-1	-3,93	0,16
2,63	2,79	5,42	7,76	0,44	1,180	57332,66	-1	-3,45	0,44	-1,90	-0,81	-2,71	5,04	0,29	1,29	62677,23	-1	-1,59	0,32
								Δh кільця =	-3,28									Δh кільця =	-0,24
								Δq кільця =	1,90									Δq кільця =	0,17
-4,39		-4,39	8,46	0,48	1,160	53433,08	-1	-3,82	0,45	-0,96		-0,96	7,50	0,42	1,19	54814,97	-1	-3,08	0,41
-4,39		-4,39	24,69	0,79	1,062	6153,57	-1	-3,75	0,15	-0,96		-0,96	23,73	0,76	1,068	6188,33	-1	-3,48	0,15
4,39	-3,02	1,37	4,85	0,27	1,310	57862,70	1	1,36	0,28	0,96	-2,00	-1,04	3,81	0,22	1,378	60866,26	1	0,89	0,23
4,39	2,63	7,03	26,26	0,84	1,052	6095,62	1	4,20	0,16	0,96	-1,90	-0,94	25,32	0,81	1,058	6130,39	1	3,93	0,16
								Δh кільця =	-2,01									Δh кільця =	-1,75
								Δq кільця =	0,96									Δq кільця =	0,92
-3,02	4,39	1,37	4,85	0,27	1,310	57862,70	-1	-1,36	0,28	-2,00	0,96	-1,04	3,81	0,22	1,378	60866,26	-1	-0,89	0,23
-3,02		-3,02	34,53	0,70	1,085	8232,76	-1	-9,82	0,28	-2,00		-2,00	32,53	0,66	1,097	8323,82	-1	-8,81	0,27
-3,02		-3,02	42,01	0,59	1,118	1042,29	-1	-1,84	0,04	-2,00		-2,00	40,01	0,57	1,124	1047,88	-1	-1,68	0,04
3,02	-2,79	0,23	67,68	1,38	1,000	2182,46	1	10,00	0,15	2,00	0,81	2,80	70,48	1,44	1	2182,46	1	10,84	0,15
								Δh кільця =	-3,02									Δh кільця =	-0,53
								Δq кільця =	2,00									Δq кільця =	0,38
-2,79	3,02	0,23	67,68	1,38	1,000	2182,46	-1	-10,00	0,15	0,81	2,00	2,80	70,48	1,44	1	2182,46	-1	-10,84	0,15
2,79		2,79	47,58	0,67	1,094	1539,87	1	3,49	0,07	-0,81		-0,81	46,77	0,66	1,097	1544,09	1	3,38	0,07
2,79	2,63	5,42	7,76	0,44	1,180	57332,66	1	3,45	0,44	-0,81	-1,90	-2,71	5,04	0,29	1,29	62677,23	1	1,59	0,32
2,79		2,79	43,48	0,89	1,042	2274,12	1	4,30	0,10	-0,81		-0,81	42,67	0,87	1,046	2282,85	1	4,16	0,10
								Δh кільця =	1,24									Δh кільця =	-1,71
								Δq кільця =	0,81									Δq кільця =	1,34
								Δh контура =	-7,07									Δh контура =	-4,23

Продовження таблиці 16

четверте наближення										п'яте наближення										
Δq кільця	Δq сум. кільця	Δq	q, п/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	Δq кільця	Δq сум. кільця	Δq	q, п/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	
0,17		0,17	32,84	1,05	1,0225	5924,69	1	6,39	0,19	0,71		0,71	33,55	1,07	1,0195	5907,31	1	6,65	0,20	
-0,17		-0,17	15,43	0,31	1,272	4362,43	-1	-1,04	0,07	-0,71		-0,71	14,72	0,30	1,28	4389,86	-1	-0,95	0,06	
-0,17	0,92	0,76	26,08	0,83	1,054	6107,21	-1	-4,15	0,16	-0,71	0,22	-0,49	25,59	0,81	1,058	6130,39	-1	-4,01	0,16	
-0,17	1,34	1,17	6,22	0,35	1,24	60247,88	-1	-2,33	0,37	-0,71	0,19	-0,52	5,70	0,32	1,264	61413,97	-1	-2,00	0,35	
								Δh кільця =	-1,13	0,80								Δh кільця =	-0,31	0,77
								Δq кільця =	0,71									Δq кільця =	0,20	
-0,92		-0,92	6,57	0,37	1,224	56381,11	-1	-2,43	0,37	-0,22		-0,22	6,35	0,36	1,232	56749,62	-1	-2,29	0,36	
-0,92		-0,92	22,80	0,73	1,076	6234,69	-1	-3,24	0,14	-0,22		-0,22	22,58	0,72	1,079	6252,07	-1	-3,19	0,14	
0,92	-0,38	0,54	4,36	0,25	1,33	58746,10	1	1,12	0,26	0,22	-0,57	-0,35	4,00	0,23	1,362	60159,54	1	0,96	0,24	
0,92	-0,17	0,76	26,08	0,83	1,054	6107,21	1	4,15	0,16	0,22	-0,71	-0,49	25,59	0,81	1,058	6130,39	1	4,01	0,16	
								Δh кільця =	-0,41	0,93								Δh кільця =	-0,50	0,90
								Δq кільця =	0,22									Δq кільця =	0,28	
-0,38	0,92	0,54	4,36	0,25	1,33	58746,10	-1	-1,12	0,26	-0,57	0,22	-0,35	4,00	0,23	1,362	60159,54	-1	-0,96	0,24	
-0,38		-0,38	32,15	0,66	1,097	8323,82	-1	-8,61	0,27	-0,57		-0,57	31,58	0,64	1,103	8369,34	-1	-8,35	0,26	
-0,38		-0,38	39,63	0,56	1,127	1050,68	-1	-1,65	0,04	-0,57		-0,57	39,06	0,55	1,13	1053,48	-1	-1,61	0,04	
0,38	-1,34	-0,96	69,53	1,42	1	2182,46	1	10,55	0,15	0,57	-0,19	0,38	69,91	1,42	1	2182,46	1	10,67	0,15	
								Δh кільця =	-0,82	0,72								Δh кільця =	-0,25	0,70
								Δq кільця =	0,57									Δq кільця =	0,18	
-1,34	0,38	-0,96	69,53	1,42	1	2182,46	-1	-10,55	0,15	-0,19	0,57	0,38	69,91	1,42	1	2182,46	-1	-10,67	0,15	
1,34		1,34	48,11	0,68	1,091	1535,65	1	3,55	0,07	0,19		0,19	48,30	0,68	1,091	1535,65	1	3,58	0,07	
1,34	-0,17	1,17	6,22	0,35	1,24	60247,88	1	2,33	0,37	0,19	-0,71	-0,52	5,70	0,32	1,264	61413,97	1	2,00	0,35	
1,34		1,34	44,01	0,90	1,04	2269,76	1	4,40	0,10	0,19		0,19	44,20	0,90	1,04	2269,76	1	4,43	0,10	
								Δh кільця =	-0,27	0,70								Δh кільця =	-0,65	0,68
								Δq кільця =	0,19									Δq кільця =	0,48	
								Δh контура =	-2,63									Δh контура =	-1,71	

Продовження таблиці 16

Шосте наближення										сьоме наближення										
Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	Δq кильця	Δq сум. кильця	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q	
0,20		0,20	33,75	1,07	1,0195	5907,31	1	6,73	0,20	0,25		0,25	34,00	1,08	1,018	5898,62	1	6,82	0,20	1-9
-0,20		-0,20	14,52	0,30	1,28	4389,86	-1	-0,93	0,06	-0,25		-0,25	14,27	0,29	1,29	4424,16	-1	-0,90	0,06	1-2
-0,20	0,28	0,08	25,66	0,82	1,056	6118,80	-1	-4,03	0,16	-0,25	0,11	-0,14	25,52	0,81	1,058	6130,39	-1	-3,99	0,16	2-5
-0,20	0,48	0,28	5,98	0,34	1,248	60636,58	-1	-2,17	0,36	-0,25	0,17	-0,08	5,90	0,33	1,256	61025,27	-1	-2,12	0,36	5-9
								Δh кильця =	-0,39									Δh кильця =	-0,20	0,78
								Δq кильця =	0,25									Δq кильця =	0,13	
-0,28		-0,28	6,07	0,34	1,248	57486,62	-1	-2,12	0,35	-0,11		-0,11	5,96	0,34	1,248	57486,62	-1	-2,04	0,34	2-3
-0,28		-0,28	22,30	0,71	1,082	6269,45	-1	-3,12	0,14	-0,11		-0,11	22,19	0,71	1,082	6269,45	-1	-3,09	0,14	3-4
0,28	-0,18	0,10	4,10	0,23	1,362	60159,54	1	1,01	0,25	0,11	-0,20	-0,09	4,01	0,23	1,362	60159,54	1	0,97	0,24	4-5
0,28	-0,20	0,08	25,66	0,82	1,056	6118,80	1	4,03	0,16	0,11	-0,25	-0,14	25,52	0,81	1,058	6130,39	1	3,99	0,16	2-5
								Δh кильця =	-0,20									Δh кильця =	-0,17	0,88
								Δq кильця =	0,11									Δq кильця =	0,10	
-0,18	0,28	0,10	4,10	0,23	1,362	60159,54	-1	-1,01	0,25	-0,20	0,11	-0,09	4,01	0,23	1,362	60159,54	-1	-0,97	0,24	4-5
-0,18		-0,18	31,40	0,64	1,103	8369,34	-1	-8,25	0,26	-0,20		-0,20	31,20	0,64	1,103	8369,34	-1	-8,15	0,26	4-6
-0,18		-0,18	38,88	0,55	1,13	1053,48	-1	-1,59	0,04	-0,20		-0,20	38,68	0,55	1,13	1053,48	-1	-1,58	0,04	6-7
0,18	-0,48	-0,30	69,61	1,42	1	2182,46	1	10,57	0,15	0,20	-0,17	0,03	69,64	1,42	1	2182,46	1	10,58	0,15	5-7
								Δh кильця =	-0,28									Δh кильця =	-0,11	0,70
								Δq кильця =	0,20									Δq кильця =	0,08	
-0,48	0,18	-0,30	69,61	1,42	1	2182,46	-1	-10,57	0,15	-0,17	0,20	0,03	69,64	1,42	1	2182,46	-1	-10,58	0,15	5-7
0,48		0,48	48,78	0,69	1,088	1531,43	1	3,64	0,07	0,17		0,17	48,95	0,69	1,088	1531,43	1	3,67	0,07	7-8
0,48	-0,20	0,28	5,98	0,34	1,248	60636,58	1	2,17	0,36	0,17	-0,25	-0,08	5,90	0,33	1,256	61025,27	1	2,12	0,36	5-9
0,48		0,48	44,68	0,91	1,039	2267,58	1	4,53	0,10	0,17		0,17	44,85	0,91	1,039	2267,58	1	4,56	0,10	8-9
								Δh кильця =	-0,23									Δh кильця =	-0,23	0,69
								Δq кильця =	0,17									Δq кильця =	0,17	
								Δh контура =	-1,11									Δh контура =	-0,70	

Гідравлічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях для підключення підприємств та водоводів для всіх розрахункових режимів, виконуємо в таблиці 16, використовуючи [2]. Передбачаємо прокладання трубопроводів у дві нитки для забезпечення вимог надійності водопостачання.

Таблиця 17

Гідравлічний розрахунок підвідних трубопроводів і водоводів

Ділянка	Довжина l , км	Діаметр D , мм	Витрата q , л/с	Швидкість, V , м/с	$1000i$, м/км	$h = 1000i \cdot l$, м
5 - № 1	0.25	150	20.15	1.12	6.74	1.685
9 - № 2	0.3	200	40.70	1.24	13.1	3.93
2 - № 3	0.25	200	27.82	1	6.74	1.685
1– ВБ (транзит)	0.2	150	22.16	1.21	18	3.6
1– ВБ (max)	0.2	150	21.15	1.15	16.5	3.3
НС-II – 7 (max)	2.5	350	128.84	1,33	7.38	18.45
НС-II – 7(max+пож)	2.5	350	174.99	1,80	13.5	33.75
НС-II – 7(транзит)	2.5	350	84.22	0,87	3.3	8.25

2.8. Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі та напору насосів

Вільні напори визначаємо в усіх вузлах магістральної водопровідної мережі на всі розрахункові режими роботи водопроводу. Для цього креслимо розрахункові схеми мережі (рис.6-8), на яких вказуємо значення, отримані при гідравлічному розрахунку.

Потрібний вільний напір $H_{тр}$ визначаємо залежно від кількості поверхів n :

$$H_{тр} = 4(n - 1) + 10, \quad \text{м. (12)}$$

Значення фактичних вільних напорів у вузлах визначаємо за формулою

$$H_{віль.i} = \Pi_i - Z_{з.i}, \quad \text{м, (13)}$$

де Π_i – п'езометрична відмітка у i -му вузлі водопровідної мережі; $Z_{з.і}$ – відмітка поверхні землі у цій же точці.

На початку розрахунку п'езометричну відмітку Π_i визначаємо у диктуючій точці як суму відмітки поверхні землі і потрібного вільного напору.

Значення Π_i в інших вузлах мережі визначаємо при послідовному обході всіх вузлових точок за формулою

$$\Pi_{i+1} = \Pi_i \pm h_i, \quad \text{м}, (14)$$

в якій величину втрати напору h_i між двома точками мережі беремо із знаком «мінус», якщо напрям обходу точок збігається з напрямом руху води на ділянці, а в іншому разі приймаємо знак «плюс».

Диктуючою точкою для режиму максимального водоспоживання буде вузол 7, а для режимів пожежогасіння і максимального транзиту води в башту – вузол 3. Для режиму пожежогасіння вільні напори у всіх вузлах мережі повинні бути не меншими 10 м.

На основі виконаного гідравлічного розрахунку мережі та визначених вільних напорів і п'езометричних відміток складаємо розрахункові схеми для усіх розрахункових режимів (рис. 6-8) та будуємо профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі (рис.9).

Визначення п'езометричних відміток для режиму максимального транзиту води в башту починали з обчислення відмітки максимального рівня води в башті:

$$Z_{\max.б} = Z_{\min.б} + h_{\text{рег.б}} = 150.4 + 5.52 = 156,92 \text{ м},$$

де $Z_{\max.б}$ і $Z_{\min.б}$ – відповідно відмітки максимального і мінімального рівнів води в башті (відмітка $Z_{\min.б}$ дорівнює п'езометричній відмітці у місці влаштування башти для режиму максимального водоспоживання); $h_{\text{рег.б}}$ – висота регулюючого об'єму води в башті.

Висота дна бака над поверхнею землі дорівнює

$$H_6 = Z_{\min.6} - h_{\text{пож.6}} - Z_{3,6} = 150,4 - 0,74 - 123,4 = 26,26 \text{ м,}$$

де $h_{\text{пож.6}}$ – висота протипожежного об'єму води в башті, м; $Z_{3,6}$ – відмітка поверхні землі біля башти.

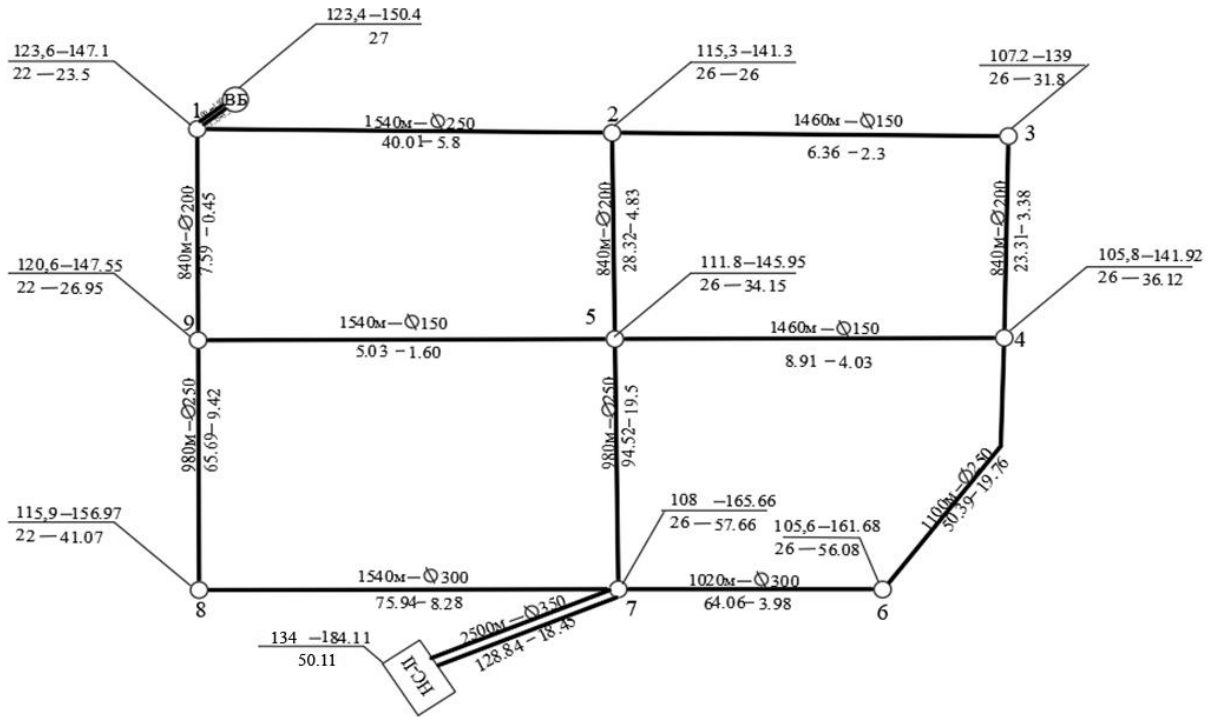


Рис. 6. Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

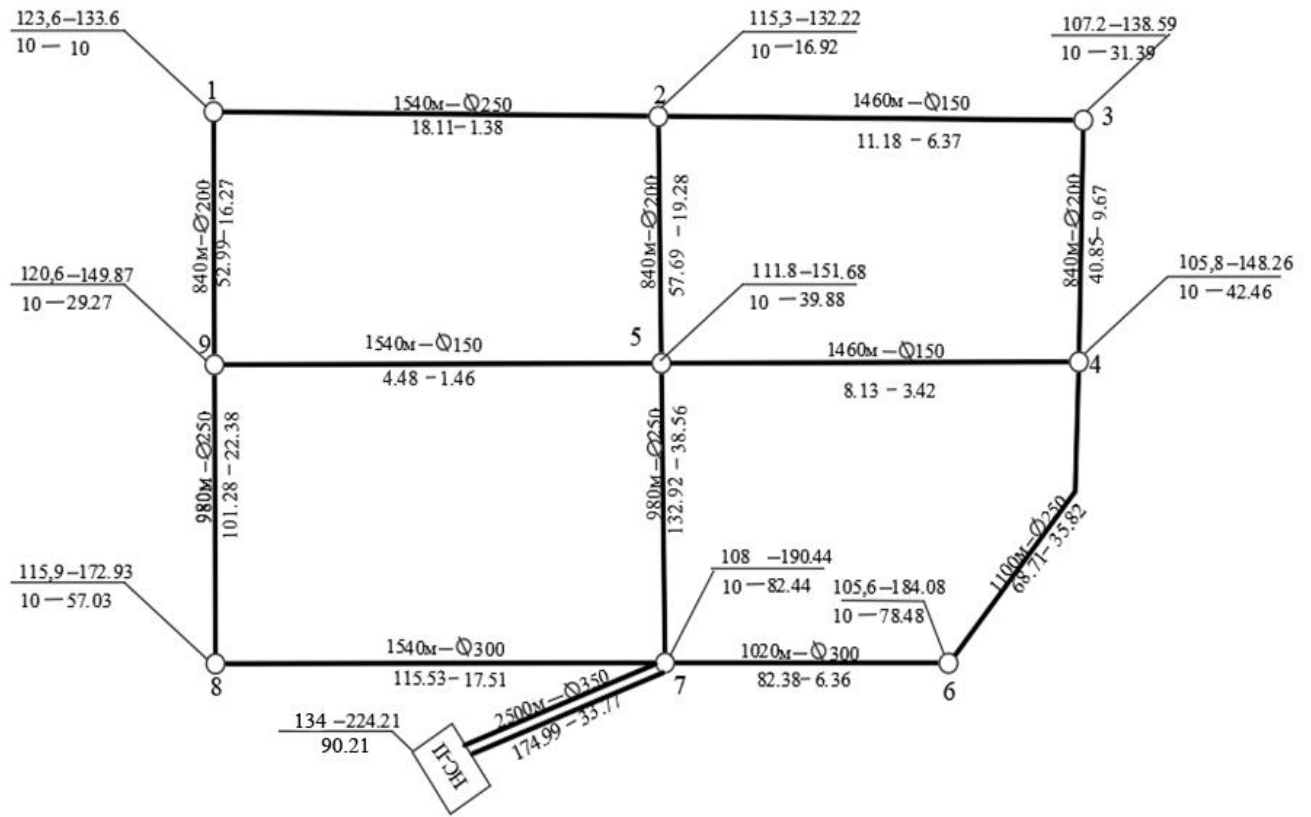


Рис. 7. Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

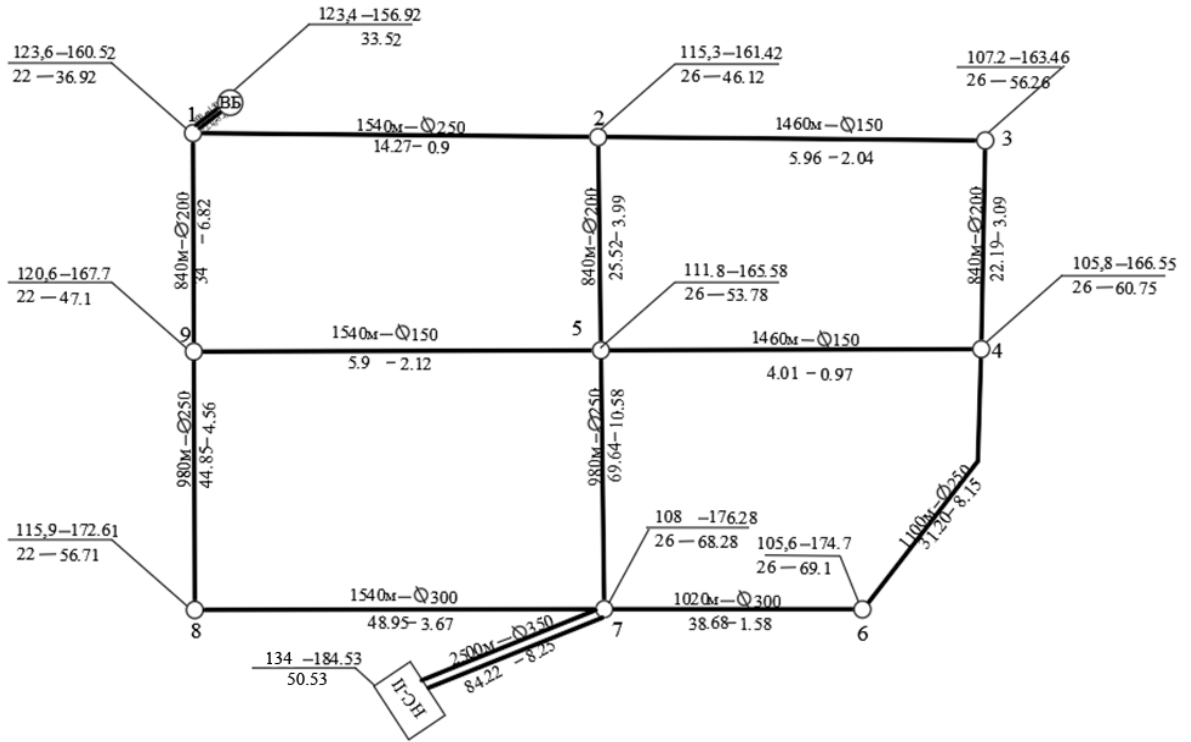
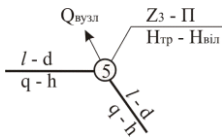


Рис. 8. Розрахункова схема мережі для режиму максимального транзиту води в башту



Ключ позначок для рис.6-8: l – довжина ділянки, м; d – діаметр, мм; q – витрата води, л/с; h – втрати напору, м; Z_3 – відмітка поверхні землі, м; Π – п'єзометрична відмітка, м; $H_{тр}$ – потрібний вільний напір, м; $H_{ввл}$ – фактичний вільний напір, м; $Q_{вузл}$ – вузловий відбір, л/с.

Розділ 3. Водозабірні споруди

3.1. Вихідні дані для проектування

Таблиця 18

№ Варіанта	12
Водоспоживання об'єкту $Q_{\text{доб.}}$, м ³ /доб	19.7
Геологічний опис порід та їх потужність, м	
- Рослинний шар	0.7
- Пісок середньозернистий	5
- Суглинок	17
- Пісок крупнозернистий	26
- Мергель	6
- Вапняк	31
- Піщаник	-
- Глина	9
- Пісок середньозернистий водоносний	35
- Пісок крупнозернистий	-
- Пісок гравелистий	-
- Глина щільна	15
Статичний напір від поверхні землі, м	
	41
Коефіцієнт фільтрації експлуатаційного пласта k , м/доб	
	20

3.2. Визначення категорії надійності.

Так як кількість жителів – 50000, обираємо категорію надійності – I.

3.3. Визначення продуктивності водозабору.

Продуктивність водозабору визначаємо на розрахунковий період:

$$Q_{\text{розр}} = Q \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3, (15)$$

де $Q \cdot k_3$ – максимально добова втрата, яку ми беремо за завданням,

k_1 – коефіцієнт, що враховує додаткових споживачів, який приймаємо 1,1,

k_2 – коефіцієнт, що враховує власні потреби водозаборів та очисних споруд, який приймаємо 1,05.

$$Q_{\text{розр}} = 19700 \cdot 1,1 \cdot 1,05 = 22753,5 \frac{\text{м}^3}{\text{доб}}$$

Продуктивність водозабору визначаємо на перспективний період:

$$Q_{\text{персп}} = Q_{\text{розр}} \cdot k_4 \cdot (16)$$

де k_4 – коефіцієнт, що враховує перспективу, який приймаємо 1,2.

$$Q_{\text{персп}} = 22753.5 \cdot 1,2 = 27304.2 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Данні заносимо до таблиці

Таблиця 19

№	Водоспоживання	Розрахунковий період		Перспектива	
		м ³ /добу	м ³ /с	м ³ /добу	м ³ /с
1.	Загальна потреба Q	22753.5	0.26	27304.2	0,31

3.4 Вибір водоносного шару.

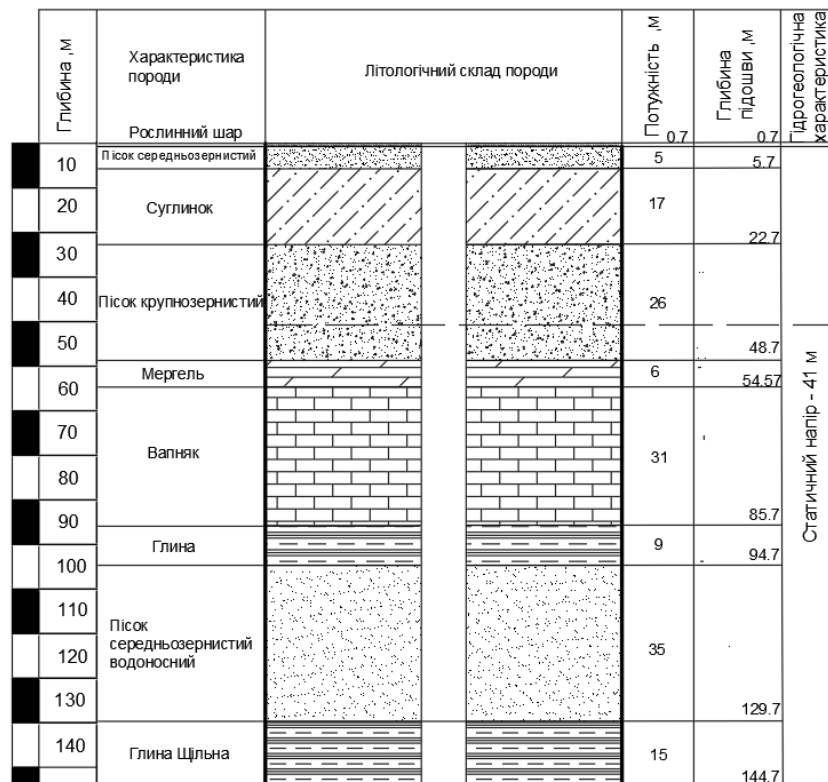


Рис. 9 Схема залягання геологічних порід.

Водоносним шаром є пісок середньозернистий. Він залягає в межах двох шарів: глина та глина щільна. Глина є покрівлею для водоносного шару, а глина

щільна – підшовою. Потужність водоносного шару складає $m = 35$ м. Він має позначки від 94,7 м до 129,7 м. Напір над підшовою пласта дорівнює:
 $129.7 - 41 = 88.7$ м.

Коефіцієнт фільтрації експлуатаційного пласта $k = 20$ м/добу.

Якість води цього шару відповідає ДСанПіН 2.2.4-171-10 «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною».

3.5 Вибір типу водозабірних споруд.

Глибина залягання водоносного шару (від 94,7 м до 129,7 м). Для відбору води в таких умовах доцільно використовувати трубчасті бурові колодязі – свердловини. За рекомендаціями Таблиця Б.1, Додаток Б [1] приймаємо фільтрову свердловину. Так як маємо ґрунт – пісок середньозернистий , приймаємо трубчастий фільтр з круглими отворами та з обсіпкою. Приймаємо шар обсіпки – 50 мм.

3.6 Гідрогеологічні розрахунки.

Визначення розрахункової схеми:

а) $H > m = 88.7 > 35$ – пласт напірний.

б) Попередньо розглядаємо досконалу свердловину.

Максимально допустиме зниження статичного рівня:

Так як у нас напірні пласти, визначаємо максимально допустиме зниження статичного рівня за формулою:

$$S_{\text{доп}} = H - (0,3 \dots 0,5) \cdot m - H_H - \Delta S_{\phi}, (17)$$

де H – початкова глибина води над підшовою водоносного напірного пласта,

m – потужність напірного водоносного пласта,

H_H – максимальна глибина занурення низу насоса (або його водоприймальної частини всмоктуючого патрубку) під динамічним рівнем води в колодязі, яку

приймаємо $H_H = 6$ м,

ΔS_{ϕ} – втрати напору на вхід води у фільтр колодязя, які приймаємо $\Delta S_{\phi} = 4$ м.

$$S_{\text{доп}} = 88,7 - 0,4 \cdot 35 - 6 - 4 = 64,7 \text{ м.}$$

Так як обчислена за формулою величина допустимого пониження початкового рівня води дуже велика, її слід визначати, як:

$$S_{\text{доп}} \approx (0,2 \dots 0,3) \cdot H = 0,2 \cdot 88,7 \dots 0,3 \cdot 88,7 = 17,74 \dots 26,61.$$

Приймаємо $S_{\text{доп}} = 20 \text{ м.}$

Продуктивність досконалого колодязя, що забирає воду з напірного водоносного пласта

$$Q = \frac{2,73 \cdot k \cdot m \cdot S_{\text{доп}}}{\lg \frac{R}{r}}, (18)$$

де k – коефіцієнт фільтрації породи, що складає водоносний пласт,

m – потужність пласта,

$S_{\text{доп}}$ – величина пониження статичного (початкового) рівня,

r – радіус колодязя,

R – радіус впливу колодязя (відстань від центра колодязя до місця, де статичний рівень практично залишається без зміни).

Попередньо приймаємо діаметр фільтру свердловини $d_{\text{ф}} = 200 \text{ мм.}$ Тоді діаметр

$$\text{свердловини } d_{\text{св}} = d_{\text{ф}} + 2 \cdot 50 = 200 + 2 \cdot 50 = 300 \text{ мм.}$$

Тоді радіус колодязя буде дорівнювати $r = 0,15 \text{ м.}$

Радіус впливу колодязя визначаємо за формулою :

$$R = 10 \cdot S \cdot \sqrt{k} = 10 \cdot 20 \cdot \sqrt{20} = 894,42 (19)$$

Всі інші дані беремо із попередніх розрахунків та вихідних даних.

$$Q = \frac{2,73 \cdot 20 \cdot 35 \cdot 20}{\lg \frac{894,42}{0,15}} = 10137,93 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} = 422,41 \frac{\text{м}^3}{\text{год}}$$

3.7 Попередній вибір насоса.

Визначаємо розрахунковий напір:

$$H_{\text{н}} = z_{\text{землі}} - z_{\text{ст}} + \Delta z + S_{\text{доп}} + \sum h,$$

де $(z_{\text{землі}} - z_{\text{ст}})$ – статичний напір від рівня поверхні землі, за завданням

дорівнює 41 м,

Δz – перевищення відмітки подачі води над поверхнею землі, за завданням дорівнює 5 м,

Δh – загальна сума втрат напору, яка визначається за формулою:

$$\sum h = \Delta S_{\phi} + h_{\text{вт}} + \sum h_{\text{нв}},$$

де ΔS_{ϕ} – втрати напору в фільтрі, попередньо приймаємо 4 м,

$h_{\text{вт}}$ – втрати напору у водопідйомній трубі, довжиною $l_{\text{вт}}$, які попередньо приймаємо 3 м,

$\sum h_{\text{нв}}$ – сума втрат напору у збірному трубопроводі від найбільш віддаленого водозабору до водоприймальної споруди, які приймаємо $\sum h_{\text{нв}} = 5$ м.

$$\sum h = 4 + 3 + 5 = 12 \text{ м} \approx 15 \text{ м.}$$

Тепер визначаємо розрахунковий напір:

$$H_{\text{н}} = 41 + 5 + 20 + 15 = 81 \text{ м.}$$

Підбираємо насос за необхідним напором і максимально можливою подачею. За зведеним графіком характеристик насосів приймаємо насос марки 2ЭЦВ 12-160-100 нроз можливою подачею $Q = 160 \text{ м}^3/\text{год}$.

Діаметр двигуна насоса: $12 \cdot 25 = 300 \text{ мм}$.

3.8 Розрахунок фільтра.

Визначимо водоприймальну потужність фільтра за умови його максимальної довжини

$$Q_{\phi} = \pi \cdot d_{\phi} \cdot l_{\phi} \cdot V_{\phi},$$

де l_{ϕ} – можлива максимальна довжина фільтра,

V_{ϕ} – допустима вихідна швидкість води у фільтр,

d_{ϕ} – діаметр фільтра по зовнішнім обмірам, який дорівнює $d_{\phi} = 200 \text{ мм}$.

Можливу максимальну довжину фільтра визначаємо за формулою:

$$l_{\phi} = m - 1 - 1 = 35 - 1 - 1 = 33 \text{ м,}$$

де 1 м – відстань від покрівлі водоносного пласта до робочої частини фільтра,

1 м – відстань від підшови водоносного пласта до робочої частини фільтра

Допустиму вихідну швидкість у фільтрі знаходимо за формулою:

$$V_{\phi} = 1000 \cdot k \cdot \frac{d_{50}}{D_{50}} = 1000 \cdot 20 \cdot 0,1^2 = 200 \frac{\text{м}}{\text{добу}} = 8,33 \frac{\text{м}}{\text{год}}.$$

Всі ці дані підставляємо у формулу для знаходження можливої пропускної спроможності фільтра:

$$Q_{\phi} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 33 \cdot 8,33 = 172,63 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Порівнюючи можливий приплив до колодязя для прийнятих умов (п.5.4), продуктивність насоса (п.5.5) та максимальну пропускну здатність фільтра (п.5.6) як витрату свердловини приймаємо найменше з цих значень, тобто продуктивність насоса 160 м³/год.

3.9 Уточнюємо робочу довжину фільтра.

$$l_{\phi} = \frac{Q_{\phi}}{\pi \cdot d_{\phi} \cdot V_{\phi}}$$

Підставляємо значення у формулу:

$$l_{\phi} = \frac{160}{3,14 \cdot 0,2 \cdot 8,33} = 30,58.$$

Приймаємо $l_{\phi} = 31$.

Визначаємо ступінь розкриття пласта.

Так як розрахункова робоча довжина фільтра $l_{\phi} = 31$ ми приймемо довжину фільтра на повну потужність пласта 33, (потужність пласта $m = 35$), тобто свердловина є досконалою.

3.10 Продуктивність досконалих трубчастих колодязів, що забирають воду із напірних пластів.

$$Q = \frac{2,73 \cdot k \cdot m \cdot S_{\text{доп}}}{\lg \frac{R}{r}}$$

Обираємо найменше значення із вже розрахованих .

$$Q_{\text{св}} = 422,41 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$Q_{\text{нас}} = 160 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$Q_{\phi} = 172,63 \text{ м}^3/\text{год}$$

Обираємо $Q_{\text{нас}}$ і приймаємо як можливу витрату.

3.11 Визначення кількості свердловин.

На розрахунковий період:

$$n_1 = \frac{Q_{\text{розр}}}{Q_1} = \frac{22753.5}{24 \cdot 160} = 5.92.$$

Приймаємо на розрахунковий період 6 свердловин та відповідно до пункту

9.1.2.3 Таблиця 10[1] приймаємо 2 резервні свердловини.

На перспективний період:

$$n_{1\text{перс}} = \frac{Q_{\text{персп}}}{Q_1} = \frac{27304.2}{24 \cdot 160} = 7,11.$$

Приймаємо на перспективний період 8 свердловин та відповідно до пункту

9.1.2.3 Таблиця 10[1] приймаємо 1 резервну свердловину.

Уточнення витрати свердловини.

На розрахунковий період:

$$Q_{\text{св}}^{\text{р}} = \frac{Q_{\text{розр}}}{n_{\text{р}}} = \frac{22753.5}{6} = 3792.25 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

На перспективний період:

$$Q_{\text{св}}^{\text{п}} = \frac{Q_{\text{персп}}}{n_{\text{персп}}} = \frac{27304.2}{8} = 3413 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Приймаємо для подальших розрахунків більшу з двох витрат свердловини, тобто $Q_{\text{св}}^{\text{р}} = 3792.25$.

Уточнення S – зниження статичного рівня та R – радіусу впливу.

1) Наближення

$$S = \frac{Q_{\text{св}}^{\text{р}}}{2,73 \cdot k \cdot m} \cdot \left(\lg \frac{R}{r} \right) = \frac{3792.25}{2,73 \cdot 20 \cdot 35} \cdot \left(\lg \frac{2906.88}{0,15} \right) = 7.48 \text{ м}.$$

$$R = 10 \cdot S \cdot \sqrt{k} = 10 \cdot 7.48 \cdot \sqrt{20} = 334.51 \text{ м}.$$

2) Наближення

$$S = \frac{Q_{CB}^p}{2,73 \cdot k \cdot m} \cdot \left(\lg \frac{R}{r} \right) = \frac{3792.25}{2,73 \cdot 20 \cdot 35} \cdot \left(\lg \frac{334.51}{0,15} \right) = 6.62 \text{ м}$$

$$R = 10 \cdot 6.62 \cdot \sqrt{k} = 10 \cdot 6.62 \cdot \sqrt{20} = 296.05 \text{ м.}$$

3) Наближення

$$S = \frac{Q_{CB}^p}{2,73 \cdot k \cdot m} \cdot \left(\lg \frac{R}{r} \right) = \frac{3792.25}{2,73 \cdot 20 \cdot 35} \cdot \left(\lg \frac{296.05}{0,15} \right) = 6.52 \text{ м.}$$

$$R = 10 \cdot S \cdot \sqrt{k} = 10 \cdot 6.52 \cdot \sqrt{20} = 291.58 \text{ м.}$$

4) Наближення

$$S = \frac{Q_{CB}^p}{2,73 \cdot k \cdot m} \cdot \left(\lg \frac{R}{r} \right) = \frac{3792.25}{2,73 \cdot 20 \cdot 33} \cdot \left(\lg \frac{291.58}{0,15} \right) = 6.50 \text{ м.}$$

$$R = 10 \cdot S \cdot \sqrt{k} = 10 \cdot 6.50 \cdot \sqrt{20} = 290.68 \text{ м.}$$

Приймаємо радіус впливу свердловини – 291 м

3.12. Вибір схеми розташування свердловини.

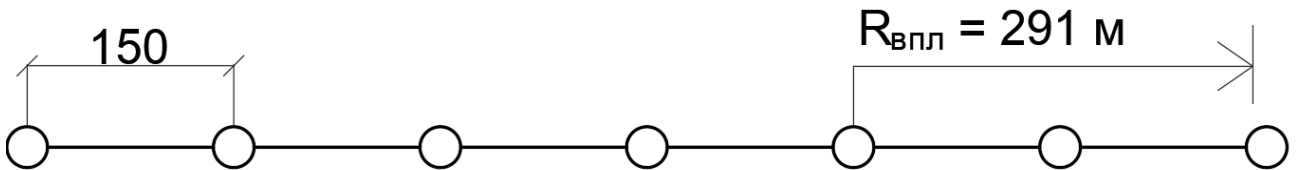


Рис.10 Спрощена схема розташування свердловин

Так як максимальна кількість свердловин 8, приймаємо лінійну схему збірних водоводів з центральним розполеженням збірного вузла. За рекомендаціями для середньозернистих пісків та витрати $Q = 100 - 500 \text{ м}^3/\text{год}$ рекомендована відстань для свердловини 120-150м. Приймаємо 150 м.

Так як відстань між свердловинами (150м) менше радіусу впливу (291м), необхідно враховувати взаємодію колодязів.

Можливе пониження статичного рівня води з врахуванням взаємодії свердловини S_0 .

$$S_0 = \frac{Q_{\text{персп}}/Q_{\text{розр}}}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} \cdot \left(\ln \frac{R}{r_{\text{пр}}} + \frac{1}{n} \cdot \ln \frac{\delta}{\pi \cdot r_0} \right),$$

де $r_{\text{пр}}$ – приведений радіус узагальненої системи водозабору, $r_{\text{пр}}=0,37 \cdot \ell$,

n – кількість колодязів в системі, які входять в радіус впливу,

δ – половина відстані між свердловинами,

ξ – коефіцієнт, яким враховується фільтраційний опір, зумовлений недосконалістю колодязів за ступенем розкриття водоносного пласта.

Підставляємо значення у формулу для розрахункового періоду:

$$Q_{\text{розр}} = Q_{\text{св}}^p \cdot 3 = 3792.25 \cdot 3 = 11376.75 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$S_0^{\text{розр}} = \frac{11376.75}{2 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 35} \cdot \left(\ln \frac{291}{0,37 \cdot 375} + \frac{1}{3} \cdot \ln \frac{75}{3,14 \cdot 0,15} \right) = 6.26 \text{ м.}$$

3.13. Додаткове пониження ΔS_{ϕ} , яке забезпечує подолання опору при вході води із водоносного пласта через фільтр у колодязь.

$$\Delta S_{\phi} = 0,01 \cdot a \cdot \sqrt{\frac{Q_{\text{св}} \cdot S_0}{k \cdot F_{\phi}}},$$

де a – коефіцієнт, що враховує конструкцію фільтра,

F_{ϕ} – робоча площа фільтра, яка дорівнює $F_{\phi} = \pi \cdot d_{\phi} \cdot l_{\phi} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 33 = 20.72 \text{ м}^2$.

Підставляємо значення у формулу для розрахункового періоду:

$$\Delta S_{\phi} = 0,01 \cdot 7 \cdot \sqrt{\frac{3792.25 \cdot 6.26}{20 \cdot 20.72}} = 0,52 \text{ м.}$$

Загальне пониження статичного рівня у свердловині для розрахункового періоду:

$$S_0 + \Delta S_{\phi} = 6.72 + 0.52 = 7,24 \text{ м.}$$

І це є меншим, ніж максимально допустиме зниження статичного рівня $S_{\text{доп}}$

= 20 м.

Мінімальна глибина занурення насоса у свердловину.

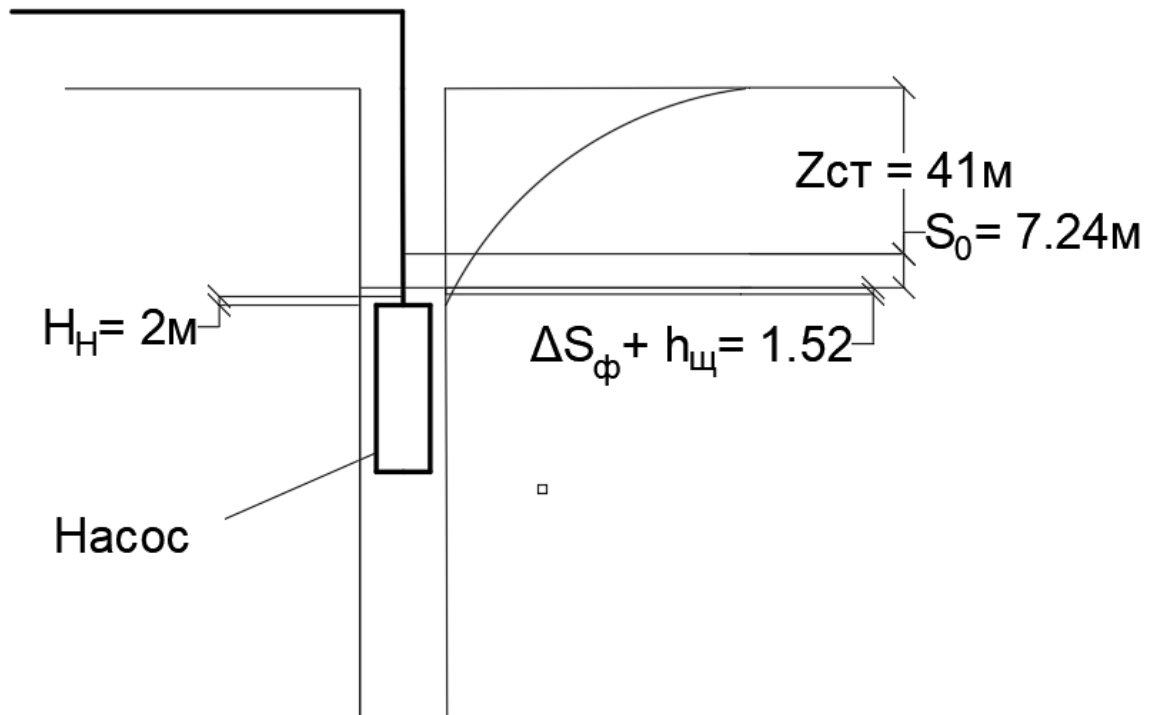


Рис.11 Визначення мінімальної глибини занурення насоса у свердловину

$$H_{\text{глуб}} = z_{\text{ст}} + S_0 + \Delta S_{\text{ф}} + h_{\text{щ}} + H_{\text{н}}$$

де S_0 - пониження статичного рівня з врахуванням взаємодії свердловин,

$\Delta S_{\text{ф}}$ - втрати напору у фільтрі свердловини,

$h_{\text{щ}}$ - втрати напору в щілині між двигуном і стінками свердловини,

приймаємо $h_{\text{щ}} = 1$ м,

$H_{\text{н}}$ - підпір над фланцем насоса, приймаємо $H_{\text{н}} = 2$ м.

$$H_{\text{глуб}} = 41 + 7,24 + 0,52 + 1 + 2 = 52.27 \text{ м.}$$

3.14.Схема збірних трубопроводів.

Для другої категорії систем водопостачання за надійністю допустиме зниження подачі води (1, п. 8.4, табл. 9) не більше 30%. Щоб забезпечити цю величину у випадку аварії на збірному водоводі приймаємо наступну схему збірних водоводів.

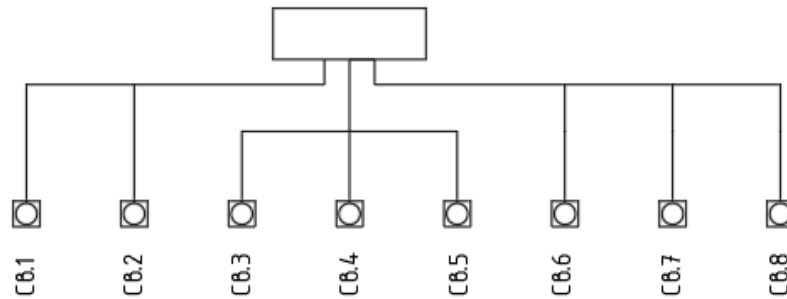


Рис. 12 Схема збірних трубопроводів

За розрахункове вибираємо найгірший шлях.

а) Визначення діаметрів водопідйомних труб:

$$Q_{\text{св}} = 3792.25 \text{ м}^3 / \text{добу} = 43,88 \text{ л/с.}$$

За таблицями Шевелевих приймаємо труби сталеві діаметром 175 мм і швидкістю 1,89 м/с.

б) Визначення діаметрів напірного трубопроводу:

Ділянка Св.1-1-2:

$$Q_{\text{св.1-1-2}} = 43.88 \text{ л/с}, V_{\text{рек}} = 0.4 - 0,7 \text{ м/с.}$$

За таблицями Шевелевих приймаємо труби сталеві діаметром 300 мм і швидкістю 0,57 м/с.

в) Визначення діаметрів магістрального трубопроводу:

Ділянка 2-РЧВ:

$$Q_{\text{св.2-3}} = 87,76 \text{ л/с}, V_{\text{рек}} = 0.4 - 0,7 \text{ м/с.}$$

За таблицями Шевелевих приймаємо труби сталеві діаметром 400 мм і швидкість 0,65 м/с.

3.15. Побудова графіка сумісної роботи насоса і водовода.

Таблиця 20

Побудова характеристики трубопроводу:

Найменування труб	Втрати напору $h=1,1 * 100i*L$, м для $Q_{св}$, л/с			
	0,00	15,00	30,00	45,00
Діаметр(мм), довжина(м)	0,00	15,00	30,00	45,00
Водопідйомні $d=175$ мм, $L=52,3\text{м}=0,0523\text{км}$	0,00	0,31	1,08	2,42
Напірний трубопровід $d=300$ мм, $L=300\text{м}=0,3\text{км}$	0,00	0,09	0,30	0,63
Витрата з врахуванням $Q_{св2}=43,88$ л/с	43,88	58,88	73,88	88,88
Магістраль 2-3 $d=350\text{мм}$, $L=200\text{м}=0,2\text{км}$	0,08	0,14	0,21	0,30
Витрата з врахуванням свердловини 2-3	53,88	68,88	83,88	98,88
Магістраль 2-РЧВ $d=400\text{мм}$, $L=300\text{м}=0,3\text{км}$	0,21	0,33	0,48	0,65
Сумарні втрати напору на ділянці	0,29	0,88	2,07	4,00

б) Побудова залежності дебіту свердловини від пониження статичного рівня S:

Остаточний графік будується за результатами пробних відкачок. Попередньо будемо теоретичну криву. Для напірної свердловини – це пряма

лінія, яку будуюмо за двома точками ($Q = 0, S = 0; Q_{\text{роз}} = 3792.25 \text{ м}^3/\text{добу} = 158.01 \text{ м}^3/\text{годину} = 43.88 \text{ л/с}$, загальне пониження статичного рівня дорівнює 7,24 м).

в) Графоаналітичний метод підбору насоса:

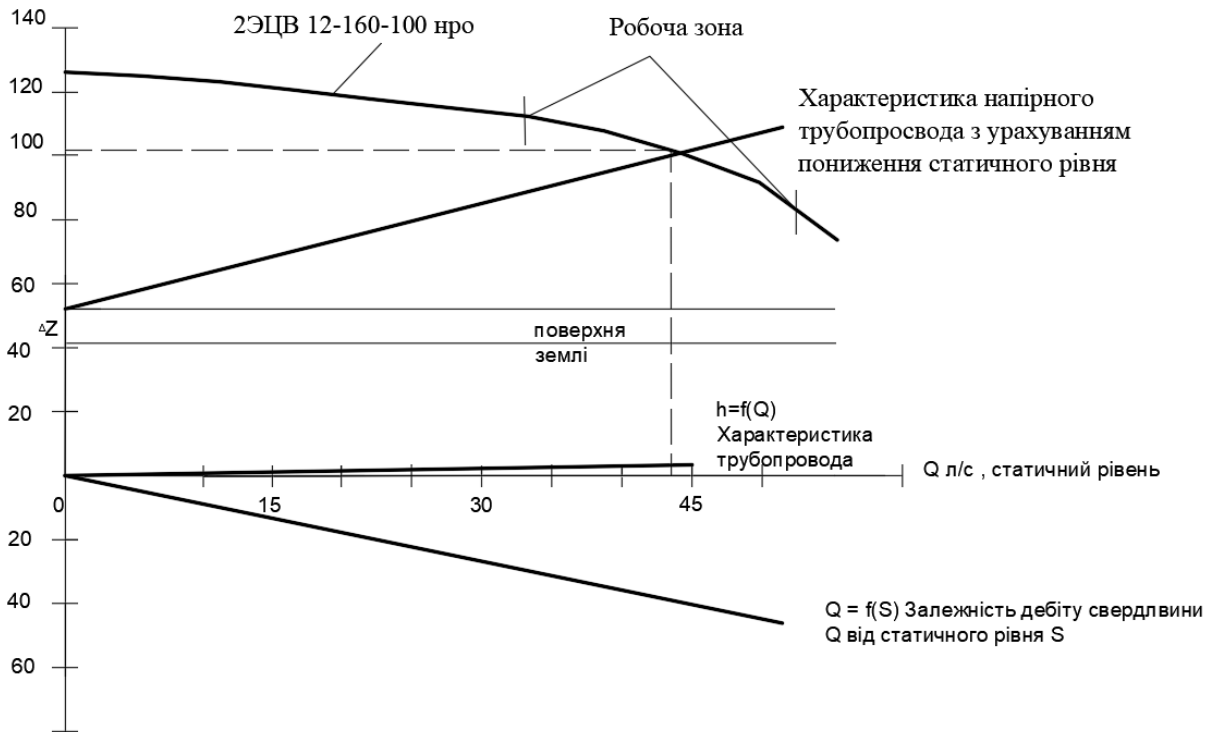


Рис. 13 Графоаналітичний метод вибору насосів

Надлишковий напір можна прибрати зменшенням кількості робочих коліс.

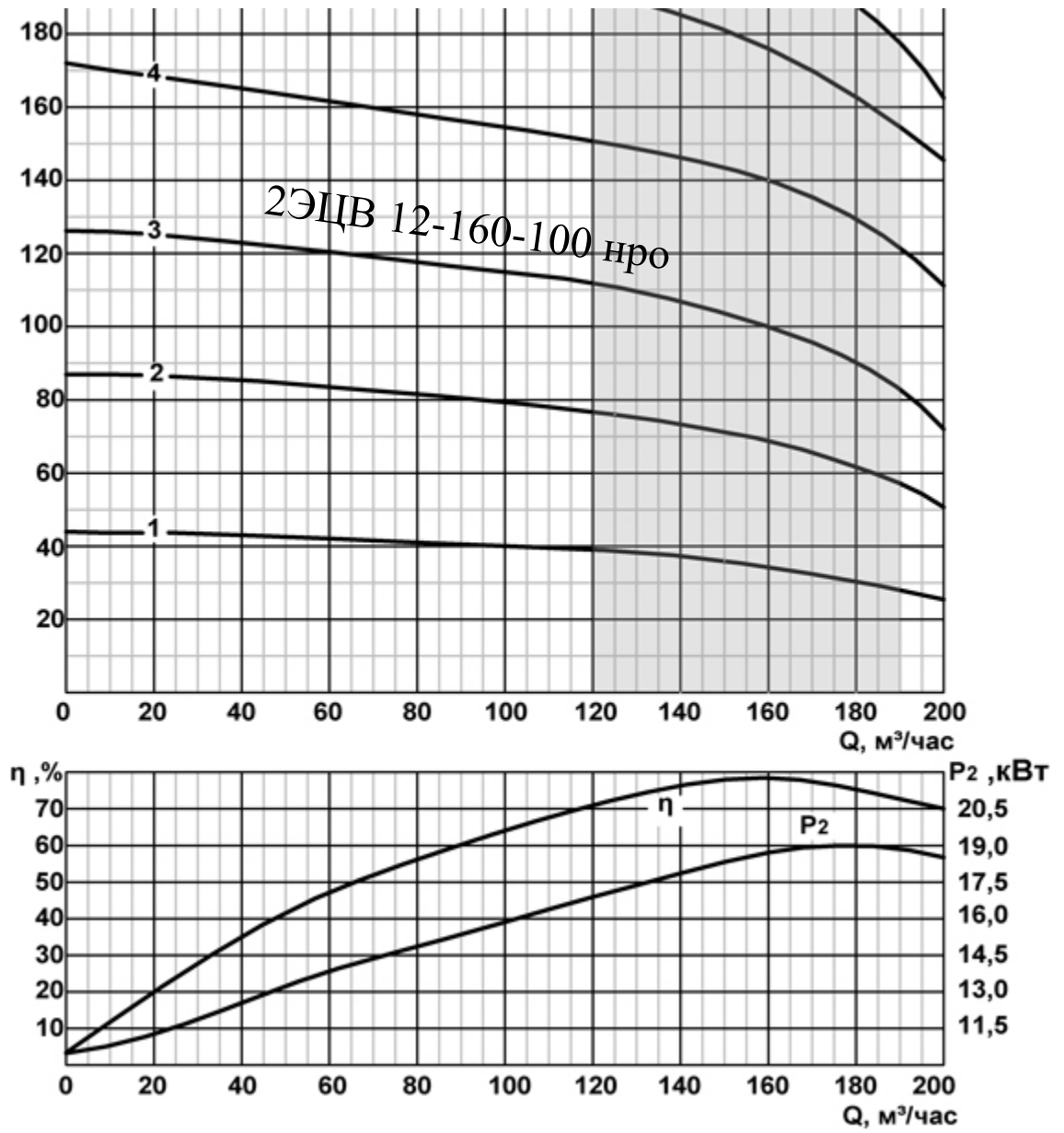


Рис. 14 Гідравлічна характеристика насоса 2ЭЦВ 12-160-100 про

Розділ 4. Водопровідні очисні споруди

4.1 Вихідні дані

Продуктивність	19700 м ³ /добу
рН	6.8
Каламутність	0.5 мг/л
Забарвленість	13 град
Залізо загальне	7.3 мг/л
Жорсткість	2.3 мг-екв/л
Перманганатна окиснювальність	1.4 мг/л
Марганець	0.02 мг/л
Запах	1 бали
Присмак	1 бали
Ухил площадки ОС	0.05

4.2. Визначення витрати водоочисної станції

1. Кількість людей, що проживає у місті – 50000 осіб.
2. Витрата води на власні потреби водоочисної станції :

$$Q_{\text{доб}} = k_{\text{вп}} \cdot Q_{\text{вих}},$$

$$Q_{\text{доб}} = 1,1 \cdot 19700 = 21670 \text{ м}^3/\text{доб}$$

$$Q_{\text{о.с}} = 21670/24 = 902,91 \text{ м}^3/\text{год}$$

де $k_{\text{вп}}$ - коефіцієнт, що визначає відсоток води для власних потреб водозабірних споруд;

4.3. Вибір технологічної схеми очистки води і складу споруд

Таблиця 21

Вибір технологічної схеми очистки води

Показник	Джерело води	Показник за ДержСанПіН	Одиниця виміру	Рекомендований технологічний процес
рН	6.8	6,5-8,5	-	-

Каламутність	0.5		НОК	
Забарвленість	13	≤ 20	градуси	
Залізо загальне	7.3	≤ 0.2	мг/л	Знезалізнення
Жорсткість	2.3	≤ 7	ммоль/л	
Перманганатна окислювальність	1.4	5	мг/л	
Марганець	0.02	≤ 0.05	мг/л	-
Запах	1	≤ 2	бали	
Присмак	1	≤ 2	бали	

Порівнюючи величини показників якості води джерела водопостачання з нормативними, встановленими ДержСанПіН України, з'ясовуємо необхідність знезалізнення та зназараження.

Основні споруди для освітлення і знебарвлення води вибираємо за табл.15[1], яка враховує каламутність, колірність і витрату вихідної води. Приймаємо технологічну схему в якій використовуються відкриті швидкі фільтри .

4.4.Розробка висотної схеми водоочисної станції

Споруди необхідно розташовувати по природньому ухилу місцевості з урахуванням втрат напору у спорудах, з'єднуючих комунікаціях і вимірювальних приладах. Це дозволяє зменшити заглиблення споруд і відповідно, скоротити об'єм земляних робіт і зменшити витрати на будівництво.

Величини перепадів рівнів води у спорудах і з'єднуючих комунікаціях визначаємо розрахунками; для попереднього висотного розташування споруд втрати напору приймаємо за [1, п. 6.219].

4.5.Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства

Хлорування води : остаточне хлорування (знезараження води) дозами D_{chl}^{zn} 0.7...1 мг/дм³ (підземна вода).

Приготування і дозування реагентів передбачається у вигляді розчинів або суспензій.

Знезараження та знезалізнення води буде виконуватись гіпохлоритом натрію NaClO

Гіпохлорит натрію забезпечує ефективну дію проти всіх відомих патогенних бактерій, вірусів, грибкових інфекцій і найпростіших. На відміну від хлору, гіпохлорит натрію не горючий, не вибухонебезпечний і малотоксичний.

Гіпохлорит натрію - більш активний, ніж хлор, малотоксичний, безпечний в експлуатації і більш простий в застосуванні.

Розчин гіпохлориту натрію низької концентрації отримують електролізом розчину хлориду натрію в електролізерах з анодами ОРТА або ОІРТА. В результаті протікання електрохімічної реакції утворюється гіпохлорит натрію NaClO і побічні продукти - електролізні гази. Вихідна сировина - це кухонна сіль, вода і електроенергія - завжди доступні в будь-якому регіоні.

Експериментально доведено, що знезараження води гіпохлоритом натрію отриманим подібним чином ефективніше, порівняно зі звичайним хлоруванням і товарним гіпохлоритом.

Розчин гіпохлориту натрію має аналогічні властивості, як і хлор-газ, але водночас має ряд переваг. Зокрема, електрохімічний гіпохлорит натрію є низько концентрованим і, навіть при аварійному розливі, він не становить небезпеки. Крім того, використання цього методу не потребує зберігати місячний запас сильнодіючої отруйної речовини, як хлор, адже гіпохлорит натрію виробляється безпосередньо на місці споживання у необхідній кількості. Натомість у запасі необхідно мати лише харчову сіль.

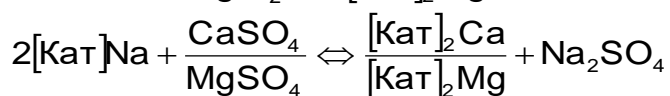
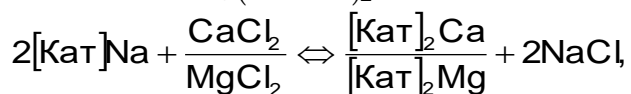
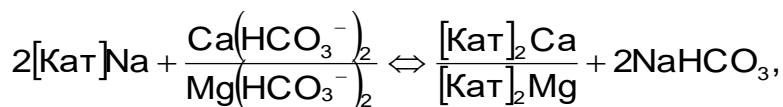
Однак основна перевага полягає в екологічній безпеці застосування гіпохлориту натрію як для населення, так і для персоналу станцій. Використовуючи гіпохлорит натрію замість хлору, підприємства водопідготовки зберігають високі показники якості води, при цьому виходять з розряду «особливо небезпечних об'єктів».

Принцип роботи електролізних установок заснований на процесі електролізу розчину хлориду натрію NaCl (кухонної солі) з отриманням рідкого хлорреагента - гіпохлориту натрію NaClO низькій концентрації 0,4%.

Натрій-катіонітовий метод застосовують для пом'якшення підземної води або води поверхневих джерел з каламутністю, що не перевищує $5 \dots 8 \text{ мг/дм}^3$, і колірністю, не вище 30 град. Лужність води, що пом'якшується цим методом не змінюється.

Залежно від вимог до жорсткості пом'якшеної води проектується одно- або двоступенева установка. За одноступеневого натрій-катіонування загальна жорсткість води може бути знижена до $0,05 \dots 0,1 \text{ г-екв/м}^3$, за двоступеневого – до $0,01 \text{ г-екв/м}^3$ ([1], дод.7, 59п.. 12,13).

Процес натрій-катіонування описується такими реакціями обміну:



та іншими,

де [Кат] – нерозчинна матриця катіоніту.

Вичерпавши робочу обмінну ємність, катіоніт втрачає здатність пом'якшувати воду і його необхідно регенерувати. Процес роботи 60п.60іонітові фільтрів складається з таких операцій:

- робочий процес пом'якшення води – фільтрування її зверху вниз крізь шар катіоніту до моменту досягнення гранично допустимої жорсткості у фільтраті;
 - рихлення шару катіоніту водою, що проходить знизу вгору, з метою очищення його від механічних домішок, занесених з вихідною водою, і частинок зруйнованих гранул іоніту;
 - регенерація відпрацьованого шару катіоніту, яка проводиться пропусканням зверху вниз певного об'єму регенераційного розчину відповідної концентрації з метою відновлення робочої ємності катіоніту;
- відмивка катіоніту водою від залишків регенераційного розчину.

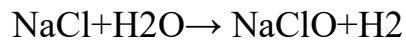
4.6.Розрахунок окремих апаратів і споруд

Розрахунок електролізера

Гіпохлорит натрію NaClO - сіль хлорноватистої кислоти утворить зеленувато-жовті кристали, що при нагріванні вище 40 °С розкладаються з утворенням хлориду натрію і кисню. При охолодженні концентрованих розчинів гіпохлорит створює пентагідрат NaCl · 5H₂O. Водяні розчини гіпохлориту натрію одержують хімічним й електрохімічним методами.

Хімічний метод заснований на хлоруванні 20%-вих розчинів NaOH: Cl₂+2NaOH → NaClO+NaCl+H₂O.

Електрохімічний метод заснований на електролізі розчинів хлориду натрію, здійснюваним у електролізерах із графітовими, оксидно-рутенієвими або платинованими анодами без діафрагми. У процесі електролізу



Перевагою електрохімічного методу є його простота, доступність сировини, можливість створення пересувних установок, можливість переробки морської води і розсолів з концентрацією 200-250 кг/м³. Водяні розчини гіпохлориту натрію знаходять застосування в якості дезінфікуючих і відбілюючих засобів.

При продуктивності очисної станції $Q_{o,c} = 21670 \text{ м}^3/\text{добу}$, обираємо електролізну установку **"Полум'я-2 25 кг"**.

Установка може бути використана для хлорування питної води, басейнів, дезінфекції водопровідних мереж на станціях водопідготовки, для знезараження технологічних та стічних вод, в тому числі біологічно очищених. А також, отриманий гіпохлорит натрію можна дозувати та зберігати в окремій ємності, а в подальшому використовувати для дезінфекції, стерилізації та відбілювання різних матеріалів і поверхонь.

№	Технічні характеристики	Значення
1	Орієнтовний обсяг знезараженої води, м ³ /добу:	
	Підземні води	25000
	Поверхневі води	10000
	Стоки	5000
2	Продуктивність установки по активному хлору, кг/добу	25
3	Питомі затрати солі на 1кг активного хлору, кг	~ 4,2
4	Концентрація активного хлору в розчині гіпохлориту, г/л	7...8
5	Напруга на електролізері, В	20 ± 2
6	Робочий струм електролізера, А	210 ± 20
7	Параметри електроживлення установки	220 В, 50 Гц
8	Середня споживана потужність установки, кВт	4,5
9	Кількість касет	2
10	Термін роботи касети електродів, років	до 5 років
11	Габарити установки, мм, ± 10%, ширина × глибина × висота	1500 × 600 × 1700
	Габарити солерозчинника, мм, діаметр × висота	500 × 1300
	Габарити блоку живлення, мм, ширина × глибина × висота	500 × 600 × 1000
12	Розрахункова маса установки, кг	170
13	Кількість обслуговуючого персоналу **	1



Зовнішній вигляд установки знезараження води «Полум'я-2» продуктивністю 25кг активного хлору за добу.

- Позначено: 1 – газовідокремлювач, місце приєднання шлангу відводу газів;
 2 – насос-дозатор розчину, 3 – ротаметр витрати води;
 4 – вентиль регулювання витрати води ВН1, 5 – вентиль ВН-2;
 6 – місце підключення трубопроводу вхідної води,
 7 – електролізер, клема підключення електроживлення від випрямного агрегату;
 8 – солерозчинник, місце засипки солі;
 9 – штуцер виходу розчину гіпохлориту натрію;
 10 – пробовідбірник;
 11 – випрямний агрегат, лампи індикації;
 «Е» - перегрів електролізера, «Ж» - перегрів блоку живлення;
 «!» - не вірне фазування підключення блоку живлення;
 «~» - наявність електроживлення;
 12 – вольтметр та амперметр, 13 – вихідні клема, 14 – болт заземлення.

Витрати кухонної солі харчової якості на 1 кг активного хлору на годину становить 4 кг відповідно паспорту на установку

4.7. Розрахунок змішувачів

Найбільш зручний спосіб вводу розчину реагента в напірний трубопровід досягається за допомогою шайбового змішувача, тобто вставки-діафрагми, в котрих створюється знижений тиск. Шайбовий змішувач встановлюється безпосередньо на трубопроводі. Він являє собою звуження в трубопроводі у вигляді трубки Вентурі або шайби (діафрагми). В це звуження подається розчин коагулянту. Принципова схема на рис.15

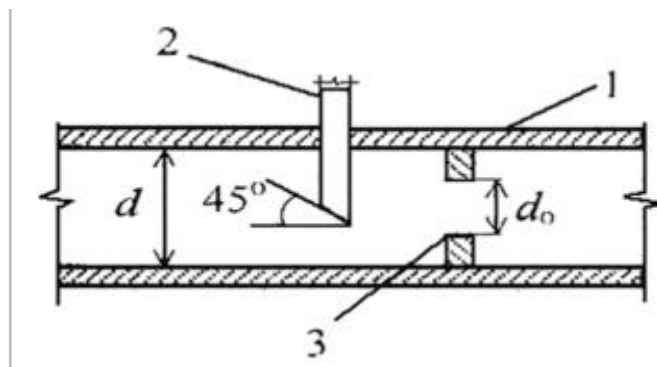


Рис.15 принципова схема змішувача де ,1-трубопровід ; 2-трубка для вводу реагенту; 3-шайба.

Витрата води на один водовід = 247 л/с, для цього за табл. Шевелевих приймаємо сталеву трубу Ø500, при чому $v=1,19$ м/с,.

Для звуження приймаємо $\varnothing 300$ з швидкістю $v=2,55$ м/с,.

Відношення площ перетинів трубопроводів визначають за формулою:

$$m = f_1 \div f_2$$

де m – коефіцієнт співвідношення площ трубопроводів;

f_1, f_2 – площі водоводу і звуженої ділянки відповідно.

$$m = 0,196/0,071=2,76$$

Різницю позначок рівнів води в п'єзометрах визначають за формулою

$$\sqrt{h} = \frac{q_c \sqrt{m^2 - 1}}{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g}},$$

$$h = z_1 - z_2,$$

$$z_1 = h_{cm1} + D/2,$$

$$z_2 = h_{cm2} + d/2,$$

Звідси

$$h = 0,75^2 = 0,563 \text{ м}$$

При виборі співвідношення діаметрів прохідного отвору діафрагми і трубопроводу слід виходити з умови, що втрати напору в діафрагмі склали 0,25-0,4 м:

$$h_c = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g},$$

$$h_c = 0,26 \text{ м}$$

При установці ежектора розраховують наступні параметри. Вакуум в ежекторі визначають за формулою:

$$B = \frac{H \cdot f_1^2}{f_2^2} - H, \quad ($$

де H – напір води, що підводиться до ежектора, м;

f_1, f_2 – площа перетину відповідної труби і звуженої ділянки відповідно, м².

Витрату знаходять за формулою:

$$Q_e = \frac{q_e \cdot h}{\eta \cdot (H \cdot h)}, \quad ($$

де q_e – продуктивність ежектора, м³/год;

h – висота подачі води ежектором, м;

η – ККД ежектора, приймають в межах 0,1-0,15.

4.8. Розрахунок швидких фільтрів

Використання води для господарського-питних потреб можливі тоді, коли її каламутність не перевищує 1,5 мг/л. Це досягається очисткою води на фільтрах. При обробці води коагулянт застосовуються швидкі фільтри (відкриті фільтри).

Фільтри повинні бути розраховані на роботу при нормальному і форсованого му (частина фільтрів ремонтується) режимах.

на станціях з кількістю фільтрів до 20 необхідно передбачати можливість виключення на ремонт одного фільтра, при збільшенні кількості-двох фільтрів. Швидкості фільтрування за обох режимів при відсутності даних технологічних випробувань приймаються за [1, п.6.97].

Загальну площу фільтрування F_{ϕ} визначають за формулою:

$$F_{\phi} = \frac{Q_{oc}}{T_{ст} \cdot v_{н} - n_{пр} \cdot q_{пр} - (\tau_{пр} \cdot v_{н} \cdot n_{пр})}, \text{ м}^2$$

де, $T_{ст}$ – тривалість роботи станції на протязі доби, (24 години);

$v_{н}$ – розрахункова швидкість фільтрування за нормального режиму, $\text{м}^3/\text{годину}$,
[1, табл.21].

$n_{пр}$ – кількість промивок фільтра за добу(2...3);

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

$$q_{пр} = q_{пр}^1 \cdot t \cdot 10^{-3}$$

де, $q_{пр}^1$ – інтенсивність промивки, (14-16) л/с- м^2 ,

$$q_{пр} = 15 \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 0,105$$

t – тривалість промивки, с, визначаються за [1, табл.23].

$\tau_{пр}$ – час простою фільтра через промивку. Для фільтрів, що промиваються водою приймається 0,33 години.

$$F_{\phi} = \frac{21670}{24 \cdot 8 - 3 \cdot 0,105 - (0,33 \cdot 8 \cdot 3)} = 119,71, \text{ м}^2$$

Мінімальна кількість фільтрів на станції – 4. При витраті станції більш ніж 8-10 тис. $\text{м}^3/\text{доби}$ кількість фільтрів N_{ϕ} визначають за формулою:

$$N_{\phi} = \frac{\sqrt{F_{\phi}}}{2} \text{ шт,}$$

$$N_{\phi} = \frac{\sqrt{119,71}}{2} = 5,47 \text{ шт, } \approx 6 \text{ шт,}$$

При цьому необхідно забезпечити співвідношення:

$$v_{\phi} = \frac{v_k \cdot N_{\phi}}{N_{\phi} - N_1}, \frac{\text{м}}{\text{год}},$$

$$v_{\phi} = \frac{8 \cdot 6}{6 - 1} = 9,6, \frac{\text{м}}{\text{год}},$$

де, v_{ϕ} – швидкість фільтрування за форсованого режиму, яка не повинна перевищувати вказаної у [1, табл.21];

N_1 – кількість фільтрів, що знаходяться у ремонті [1, п. 6.85].

Виходячи з величини F_{ϕ} та N_{ϕ} приймається розмір одного фільтра (В, L) використовуючи типові розміри фільтрів, що наведені у додатку 5. Площа одного фільтра не повинна перевищувати 100-120 м².

Площа одного фільтра F_{ϕ}^1 дорівнює:

$$F_{\phi}^1 = F_{\phi} / N_{\phi}$$
$$F_{\phi}^1 = \frac{119,71}{6} = 19,95 \text{ м}^2 \text{ м}^2; \text{ розміром (4.5x4.3)}$$

Розраховуємо витрату води $Q_{\text{пр}}$ необхідної для промивки одного фільтра

$$Q_{\text{пр}} = F_{\phi}^1 \cdot q_{\text{пр}}^1 \cdot 10^{-3}, \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$$
$$Q_{\text{пр}} = 19,95 \cdot 15 \cdot 10^{-3} = 0,29, \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$$

Визначаємо діаметр колектора d_k [1, п. 6.106].

$$d_k = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{пр}}}{\pi \cdot v_k}}, \text{ м}$$
$$d_k = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 0,8}} = 0,68 \approx 0,7 \text{ м}$$

де v_k – швидкість руху води на початку колектора (0,8-1,2 м/с).

За сортаментом трубопроводів підбирається найближчий до визначеної величини діаметр і робиться перевірка величини v_k :

$$v_k = \frac{4 \cdot Q_{\text{пр}}}{\pi \cdot d_k^2}, \frac{\text{м}}{\text{с}};$$
$$v_k = \frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 0,7^2} = 0,75, \frac{\text{м}}{\text{с}};$$

Загальна кількість відгалуджень $n_{\text{заг}}^{\text{відг}}$ на кожному фільтрі складає:

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 \cdot \frac{B}{m}, \text{ шт,}$$

де, m – відстань між відгалудженнями (0,25-0,35 м)

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 \cdot \frac{4.5}{0.3} = 30, \text{ шт,}$$

Розраховуємо витрату промивної води $q_{\text{відг}}$, через одне відгалудження:

$$q_{\text{відг}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{n_{\text{заг}}^{\text{відг}}}, \frac{\text{м}^3}{\text{с}},$$

$$q_{\text{відг}} = \frac{0,29}{30} = 0,0097 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}.$$

і визначаємо його діаметр $d_{\text{відг}}$:

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{відг}}}{\pi \cdot v_{\text{відг}}}}, \text{ м},$$

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0097}{3,14 \cdot 2}} = 0,079, \text{ м}$$

де $v_{\text{відг}}$ – швидкість руху води на початку відгалудження (1,6-2 м/с) [1, п. 6.106].

За сортаментом трубопроводів підбирається найближчий до визначеної величини діаметр і робиться перевірка величини $v_{\text{відг}}$

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot q_{\text{відг}}}{\pi \cdot d_{\text{відг}}^2}$$

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot 0,0097}{3,14 \cdot 0,079^2} = 2 \text{ м/с},$$

Визначаємо загальну площу (Σf_0) отворів у відгалудженнях, яка повинна складати 0,25...0,5) % від робочої площі фільтра $F_{\text{ф}}^1$ [1, п. 6.105].

$$\Sigma f_0 = (0,25 \dots 0,5) F_{\text{ф}}^1 \cdot 10^{-2}, \text{ м}^2$$

$$\Sigma f_0 = 0,5 \cdot 19,35 \cdot 10^{-2} = 0,097 \text{ м}^2$$

Отвори розташовують у два ряди в шаховому порядку від кутом 45° до низу від вертикалі.

Діаметр отворів d_0 приймається 10...12 мм [1, п. 6.105], $d_0 = (10 \dots 12) \cdot 10^{-3}$, м.

Площа одного отвору f_0 , м² складає:

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4}, \text{ м}^2,$$

$$f_0 = \frac{3,14 \cdot 0,01^2}{4} = 0,0000785 \text{ м}^2$$

Розраховуємо загальну кількість отворів n_0 для фільтра:

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0}, \text{ шт,}$$

$$n_0 = \frac{0,097}{0,0000785} = 1236 \text{ шт.}$$

Кількість отворів $n_o^{\text{відг}}$ на одному відгалудженні:

$$n_o^{\text{відг}} = \frac{n_0}{n_{\text{заг}}}, \text{ шт,}$$

$$n_o^{\text{відг}} = \frac{1236}{30} = 41 \text{ шт,}$$

Довжина кожного відгалудження $l_{\text{відг}}$, м:

$$l_{\text{відг}} = \frac{L \cdot d_{\text{к}}^{\text{зовн}}}{2}, \text{ м}$$

$$l_{\text{відг}} = \frac{4,3 \cdot 0,35}{2} = 0,75 \text{ м,}$$

Шаг осі отворів l_o , мм буде складати :

$$l_o = \frac{l_{\text{відг}}}{n_o^{\text{відг}}} \cdot 10^3, \text{ мм}$$

$$l_o = \frac{0,75}{41} \cdot 10^3 = 18,29 \text{ мм}$$

Для збирання і відведення промивної води з фільтрів передбачаються жолоби.

Відстань між осями сусідніх жолобів l не повинна перевищувати 2,2 м [1, п. 6.111].

Схема розташування жолобів залежить від площі фільтра.

Розраховуємо витрату води $q_{\text{ж}}$, що припадає на один жолоб

$$q_{\text{ж}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{n_{\text{ж}}}, \frac{\text{м}^3}{\text{с}},$$

де $Q_{\text{пр}}$ – витрата води на промивку одного фільтра, $\frac{\text{м}^3}{\text{с}}$,

$n_{\text{ж}}$ – кількість жолобів.

$$q_{\text{ж}} = \frac{0,29}{3} = 0,097 \frac{\text{м}^3}{\text{с}},$$

Знаходимо ширину жолоба $B_{\text{ж}}$, м [1, п. 6.111].

$$B_{\text{ж}} = K_{\text{ж}} \sqrt[5]{\frac{q_{\text{ж}}^2}{(1,57 + a_{\text{ж}})^3}}, \text{ м},$$

де $a_{\text{ж}}$ – відношення прямокутної частини жолоба h_n до половини його ширини

$$[1, \text{п. 6.111}]. \quad a_{\text{ж}} = (1 \dots 1,5)$$

$K_{\text{ж}}$ – коефіцієнт, який залежить від форми жолоба.

$$B_{\text{ж}} = 2,1 \sqrt[5]{\frac{0,097^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,42 \text{ м},$$

Таким чином, прямокутна частина жолоба дорівнює

$$h_{\text{ж}} = (1 \dots 1,25) B_{\text{ж}}, \text{ м}$$

$$h_{\text{ж}} = 1,25 \cdot 0,42 = 0,525 \text{ м}$$

Конструктивна висота $h_{\text{ж}}^k$, м:

$$h_{\text{ж}}^k = h_{\text{ж}} + 0,08, \text{ м}$$

$$h_{\text{ж}}^k = 0,525 + 0,08 = 0,605 \text{ м}$$

Визначаємо відстань $H_{\text{ж}}$ від поверхні фільтруючого завантаження до кромки жолоба.

$$H_{\text{ж}} = \frac{H_3 \cdot a_3}{100} + 0,3, \text{ м},$$

де H_3 – висота фільтруючого шару, м;

a_3 – відносне розширення фільтруючого завантаження у відсотках [1, табл. 23].

$$H_{\text{ж}} = \frac{1,3 \cdot 50}{100} + 0,3 = 0,95 \text{ м},$$

Рівень води в каналі з урахування підпора, що утворюється трубопроводом, який відводить промивну воду, повинен бути на 0,2 м нижчим від дна жолоба.

Це враховує формула для розрахунку $H_{\text{кан}}$ від дна жолоба до дна каналу.

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \sqrt[3]{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g \cdot B_{\text{кан}}^2}} + 0,2, \text{ м,}$$

де $q_{\text{кан}}$ – витрата води в каналі,

$$q_{\text{кан}} = Q_{\text{пр}} = q_{\text{ж}} \cdot n_{\text{ж}} \text{ м}^3/\text{с,}$$

$$q_{\text{кан}} = 0,29 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$B_{\text{кан}}$ – ширина каналу, м ($B_{\text{кан}} = 0,7$ м);

$$g = 9,81 \text{ м/с}^2.$$

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \sqrt[3]{\frac{0,29^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,65 \text{ м,}$$

Швидкість руху води в кінці каналу $v_{\text{кан}}$ визначається з урахування того, що рівень води в каналі повинен бути на 0,2 м нижче дна жолоба:

$$v_{\text{кан}} = \frac{q_{\text{кан}}}{B_{\text{кан}} \cdot (H_{\text{кан}} - 0,2)}, \text{ м/с,}$$

$$v_{\text{кан}} = \frac{0,29}{0,7 \cdot (0,65 - 0,2)} = 0,92 \text{ м/с.}$$

Розраховуємо втрати напору за промивку фільтра, які складаються з таких величин:

а) втрати напору в отворах труб розподільчої системи

$$h_{p.c} = \left(\frac{2,2}{\alpha} + 1 \right) \frac{v_{\kappa}^2}{2g} + \frac{v_{\text{відг}}^2}{2g}, \text{ м,}$$

$$h_{p.c} = \left(\frac{2,2}{0,25} + 1 \right) \frac{0,75^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,48 \text{ м.}$$

де a - відношення загальної площі ($\sum f_o$) всіх отворів у розподільчій системі до площі перерізу колектора;

$$f_{\text{пер.к}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,7^2}{4} = 0,39 \text{ м}^2,$$

$$a = \frac{\sum f_o}{f_{\text{н.кол}}} = \frac{0,097}{0,39} = 0,25$$

б) втрати напору в фільтруючому шарі $h_{\phi.ш.}$ визначаються за формулою

$$h_{\phi.ш.} = \frac{\rho_z - \rho_{\epsilon}}{\rho_{\epsilon}} (1 - n_0) \cdot H_0, \text{ м,}$$

де ρ_z, ρ_{ϵ} - густина відповідно зернистого фільтруючого матеріалу і води, г/см³;

n_0 - пористість фільтруючого шару до розширення;

H_0 - висота фільтруючого шару до розширення, м.

Втрати напору у фільтрі $h_{\phi.ш.}$ розраховуються для кожного шару

$$h_{\phi.ш.} = h_{\phi}^n + h_{\phi}^{an}, \text{ м}$$

де h_{ϕ}^n і h_{ϕ}^{an} - втрати напору відповідно у шарі кварцевого піску і подрібненого керамзиту, м. Для розрахунку використовуємо такі дані:

$$\rho_{\epsilon} = 1 \text{ г/см}^3$$

	ρ_z	n_0
кварцевий пісок	2,6	0,38
подріблений керамзит	1,7	0,52

$$h_{\phi.ш.} = \frac{2,6-1}{1} (1-0,38) \cdot 0,7 + \frac{1,7-1}{1} (1-0,52) \cdot 0,5 = 0,86 \text{ м.}$$

в) втрати напору в підтримуючому гравійному шарі висотою $h_{п.ш.}$ (м):

$$h_{п.ш.} = 0,022 \cdot H_{п.ш.} \cdot q'_{пр} = 0,022 \cdot 0,15 \cdot 15 = 0,049 \text{ м;}$$

де $H_{п.ш.}$ - висота підтримуючого гравійного шару, (прийм. 150 мм);

г) втрати напору в трубопроводі, який подає промивну воду у колектор розподільчої системи:

$$h_{mp} = i \cdot l, \text{ м}$$

де l - загальна довжина трубопроводу, м,

i - гідравлічний ухил.

За витрати води на промивку $Q_{пр}$ і швидкості руху води у трубопровод 1,5...2 м/с [1, п. 6.117] розраховуємо діаметр трубопроводу $d_{пр}$. Для цих величин визначають величину i , за якою обчислюємо h_{mp} .

$$d_{пром} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{пр}}{\pi \cdot v_{пр}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,29}{3,14 \cdot 1,8}} = 0,46$$

приймаємо $d_{пром} = 500$ мм. За табл. Шевелевих $1000i = 9,25$; $v = 1,91$ м/с.

$$h_{mp} = 9,25 \cdot 0,3 = 2,77 \text{ м.}$$

д) втрати напору на місцевій опір $h_{м.о.}$ у фасонних частинах і арматурі

$$h_{м.о.} = \sum \zeta \frac{v^2}{2 \cdot g}, \text{ м}$$

Коефіцієнти місцевого опору складають: $\zeta = 0,984$ для коліна, $\zeta = 0,26$ для засувки, $\zeta = 0,5$ для входу в смоктуючу трубу і $\zeta = 0,92$ для трійника.

$$h_{м.о.} = \sum 2,664 \frac{1,91^2}{2 \cdot 9,81} = 0,49 \text{ м.}$$

Таким чином, загальна величина втрат напору h при промивці швидкого фільтра складає:

$$h = h_{p.c} + h_{ф.ш.} + h_{н.ш.} + h_{mp} + h_{м.о.}, \text{ м}$$

$$h = 0,48 + 0,86 + 0,049 + 2,77 + 0,49 = 4,65 \text{ приймаю} = 5 \text{ м.}$$

Вода на промивку подається насосами. В залежності від числа фільтрів на станції промивні системи повинні бути розраховані на промивку одного або декількох фільтрів одночасно.

Напір води для промивки фільтрів приймають з врахуванням втрат напору в розподільчій системі, комунікаціях, що підводять промивну воду, і в завантажені фільтрів.

4.9. Споруди для обробки промивних вод та осаду.

Основними спорудами у комплексах обробки промивної води та осаду фільтра є: піскоуловлювач, резервуар-усереднювач, відстійник промивної води, резервуар приймання осаду, осадоушільнювач або вакуум-насос.

Витрати води на промивку фільтра знаходимо за формулою:

$$P = \frac{\omega \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_{год} \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100\%,$$

де ω - інтенсивність промивки, л/с.м², яку приймаємо за табл.. 26 [1];

f - площа фільтру, м²;

N – кількість фільтрів, шт.;

T_p – час роботи фільтрів між двома промивками, год

$$T_p = T_0 - (t_1 + t_2 + t_3),$$

T_0 - час робочого фільтроциклу (8 – 12 год),

t_1 – час промивки, 0,1 год

t_2 – час простою фільтру, який пов'язаний з промивкою, 0,33 год.,

t_3 – час викиду першого фільтрату з стін, 0,17 год.,

$$T_p = 12 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 11,4 \text{ год.}$$

$$P = \frac{13 \cdot 19,35 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 6}{916,67 \cdot 11,4 \cdot 1000} \cdot 100\% = 5,2\%,$$

тобто витрата $q_1 = 46,67 \text{ м}^3/\text{год.}$

На одну промивку фільтра витрата води складе:

$$q = \frac{F \cdot W \cdot 60 \cdot t_1}{1000} = \frac{19,35 \cdot 13 \cdot 60 \cdot 6}{1000} = 90,6 \text{ м}^3.$$

Місткість резервуара-усереднювача приймаємо 90 м^3 .

Для затримання піску перед резервуаром-усереднювачем встановлюється тангенціальна пісколовка, площа якої визначається за формулою

$$F = \frac{Q}{n \cdot q_0}, \text{ м}^2$$

де Q – максимальна витрата промивних вод, $\text{м}^3/\text{год.}$;

q_0 – навантаження на пісколовку по воді, $\text{м}^3/\text{м}^2\text{год.}$,

n – кількість відділень.

Приймаємо два відділення пісколовки, навантаження на пісколовку q_0 складе $110 - 130 \text{ м}^3/\text{м}^2\text{год}$ або в середньому $2 \text{ м}^3/\text{м}^2\text{хв.}$ При залповому викиді промивних вод об'ємом $90,6 \text{ м}^3$ протягом 6 хвилин, витрата за одну хвилину складе $15,1 \text{ м}^3$, тоді площа одного відділення складе :

$$F = \frac{15,1}{2 \cdot 2} = 3,78 \text{ м}^2$$

Приймаємо діаметр пісколовки рівним 2 м. Видалення осаду з пісколовки відбувається періодично за допомогою гідроелеватора. Об'єм відстійника промивної води при двох годинах відстоювання та рівномірній продачі води складе

$$V_{OT} = q_1 \cdot t = 46,67 \cdot 2 = 93,34 \text{ м}^3,$$

Приймаємо відстійник з однією секцією завширшки 3,0 м. При висоті осадової частини, що дорівнює 2,0 м, довжина відстійника складе $18,0 \text{ м}$. З урахуванням будівельної висоти, об'єм відстійника складе 108 м^3 . Витрата освітленої води q_2 складає $(0,7 - 0,75) q_1$, витрата осаду $q_3 = (0,3 - 0,25) q_1$.

Приймаємо $q_2 = 35,78 \text{ м}^3/\text{год.}$, $q_3 = 11,9 \text{ м}^3/\text{год.}$

Витрата води у відсотках, що витрачається під час видалення осаду з відстійника:

$$q_{oc} = \frac{K_p \cdot W \cdot 100}{24 \cdot Q_{oc} \cdot T},$$

Витрата води у відсотках, що витрачається під час видалення осаду з відстійника:

$$q_{oc} = \frac{1,3 \cdot 15,1 \cdot 100}{24 \cdot 458,33 \cdot 1} = 0,18\%$$

де $Q_{oc} = \frac{Q_{год}}{N} = \frac{916,67}{2} = 458,33 \text{ м}^3/\text{год.},$

N – кількість відстійників.,

K_p - коефіцієнт розбавлення осаду, $K_p=1,3$

T – час дії відстійника між очистками, діб. $T=1$ доба.,

W – об'єм зони накопичування та ущільнення осаду дорівнює $15,1 \text{ м}^3$;

Кількість води, що втрачається при викиді осаду з осадощільнювача :

$$q_{oc} = \frac{K_p(C - m)}{\delta_{cp}} \cdot 100\% ,$$

де C – максимальна концентрація завислих речовин, мг/л.,

m – кількість зависі у воді, яка виходить з відстійника, $m=8 - 12$ мг/л,

δ – середня концентрація завислих речовин в осадощільнювачі (табл. 19[1]),

K - коефіцієнт розбавлення осаду, при його видаленні, який дорівнює $1,1 - 1,5$.

$$q_{oc} = \frac{1,5(22,2-12)}{12000} \cdot 100\% = 0,13\%$$

Об'єм згущувача визначаємо за формулою

$$W_{зг} = 1,3 \cdot K_{p.o} \cdot W_{oc.ч.}, \text{ м}^3,$$

де $K_{p.o}$ - коефіцієнт розбавлення осаду при випуску із споруд підготовки води, приймається за П.6.74 [1],

$W_{oc.ч.}$ – об'єм осадової частини споруди підготовки води, м^3 .

$$W_{зг} = 1,3 \cdot 1,5 \cdot 15,1 = 29,45 \text{ м}^3 .$$

Як згущувачі осаду приймаємо вертикальні відстійники, розміри яких визначаємо за даними наведеними у табл..12.4 [3].

Приймаємо два відстійника діаметром $4,0$ м, висота циліндричної частини $2,1$ м, конічної – $1,8$ м.

Освітлена вода після згущувача $q_6=0,7q_5=2,8 \text{ м}^3/\text{год}$, $q_5= 4 \text{ м}^3/\text{год}$.

Направляється до початку очисних споруд, а осад, витратою $q_7=0,3q_5 = 1,2 \text{ м}^3/\text{год}$ подається на зневоднювальне устаткування – фільтр-прес. Загальна площа зневоднення визначається за формулою

$$F = \frac{Q_{зод} \cdot C}{q_0} , \text{ м}^2$$

де q_0 – питома навантаження фільтр-пресів, ($5 - 10 \text{ кг}/\text{м}^2\text{год}$),

$$F = \frac{916,67 \cdot 0,3}{10} = 27,5 \text{ м}^2.$$

Визначаємо кількість робочих фільтр-пресів:

$$n = \frac{F}{f} = \frac{27,5}{10} = 2,75 \approx 3 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 робочих і 1 резервних фільтр-преси ФПАКМ-10У, загальною площею 30 м³.

Для збирання осаду використовується бункер, вивіз осаду до місця складування здійснюється автосамоскидами.

Розділ 5. Проектування насосної станції II підйому

5.1.Визначення категорії надійності

Оскільки насосна станція подає воду на пожежогасіння, то нашу станцію відносять до I категорії.

5.2.Визначення розрахункових параметрів

За результатами попередніх розрахунків (р.1, табл.11) маємо:

$$Q_{\text{НС}} = 927,62 \text{ м}^3/\text{ГОД} = 257,67 \text{ л/с};$$

$$Q_{\text{НС ПОЖ}} = 1259,93 \text{ м}^3/\text{ГОД} = 349,98 \text{ л/с}.$$

Визначаємо необхідний напір насосів НСП з урахування втрат напору на власні потреби насосної станції, усмоктування та водовимірювачі:

$$H_{\text{НС}} = H_{\text{СТ}} + h_{\text{ММ}} + h_{\text{НВ}} + h_{\text{НС}} + h_{\text{ВДВ}} + h_{\text{УВ}},$$

де $H_{\text{СТ}} = z_{\text{д.т.}} - z_{\text{НС}} + H_{\text{Гар}} = 107,2 - 134 + 31,8 = 5 \text{ м}$ – статичний напір;

$h_{\text{ММ}} = 27,12 \text{ м}$ – втрати напору у міській мережі від диктуючої точки до точки підключення напірних водоводів (р.1, т.14, рис.6);

$h_{\text{НВ}} = 18,45 \text{ м}$ – втрати напору у напірних водоводах (р.1, т.17);

$h_{\text{НС}} = 1,5 \text{ м}$ – втрати напору в середині насосної станції;

$h_{\text{ВДВ}} = 1,0 \text{ м}$ – втрати напору у водовимірювальному пристрої;

$h_{\text{УВ}} = 0,5 \text{ м}$ – втрати напору в усмоктувальних водоводах.

$$H_{\text{НС}} = 5 + 27,12 + 18,45 + 1 + 1,5 + 0,5 = \mathbf{53,57 \text{ м}},$$

Визначаємо необхідний напір насосів НСП при пожежогасінні:

$$H_{\text{СТ ПОЖ}} = 123,6 - 134 + 10 = -0,4 \text{ м}$$

$$h_{\text{ММ ПОЖ}} = 59,6$$

$$h_{\text{НВ}} = 33,77 \text{ м}$$

$$h_{\text{НС}} = 2 \text{ м}$$

$$h_{\text{ВДВ}} = 1,5 \text{ м}$$

$$h_{\text{УВ}} = 1,0 \text{ м}$$

$$H_{\text{ПОЖ}} = -0,4 + 59,6 + 33,77 + 1,5 + 2 + 1 = \mathbf{97,47 \text{ м}}.$$

5.3. Вибір типу насосів

Година максимального водоспоживання:

при кількості насосів $n_H = 3$, подача насосу становить $Q_H = \frac{927.62}{3} = 322,54 \text{ м}^3/\text{год}$

Пожежогасіння: $n_H = 3 \Rightarrow Q_H^{\text{пож}} = \frac{1259,93}{3} = 419,97 \text{ м}^3/\text{год}$

Приймаємо 3 робочі та 2 резервних насоси **1Д500-63а** для потреб водоспоживання населення, та передбачаємо 3 робочі та 2 резервних насоси **НВ 150-500/521** на пожежогасіння.

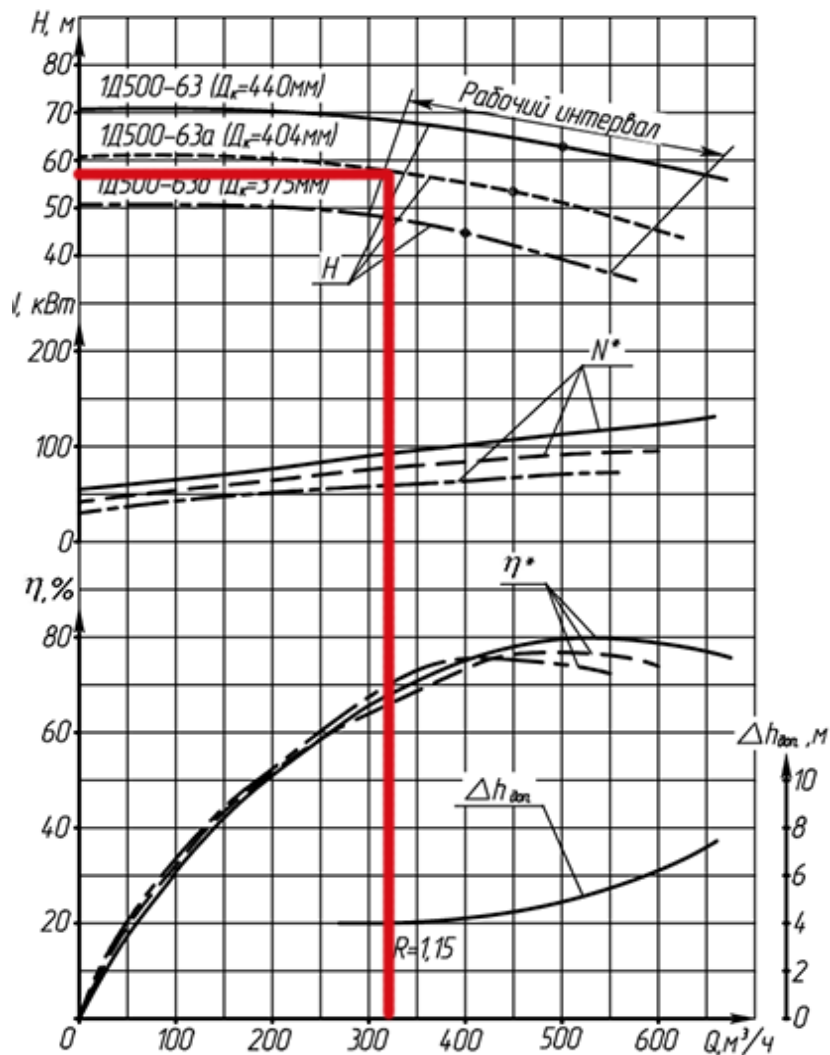
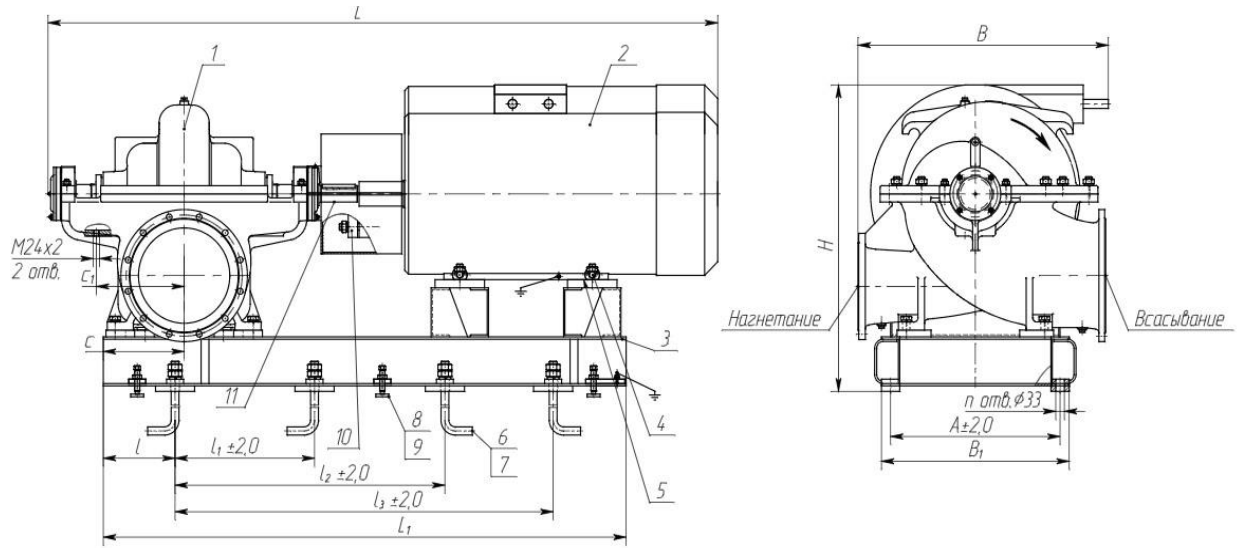


Рис. 16 Характеристика Q-H, η насоса 1Д500-63



Типоразмер агрегата	Типоразмер электродвигателя	Мощность эл.двиг., кВт	L	L1	I	I1	I2	I3	B	B1	A	H	h	c	c1	n	Масса агрегата, кг
1D500-63	5AM315S4	160	2445	1895	310	-	620	1240	770	630	570	1065	615	310	260	6	1850

Рис.17. Габаритные кресления насоса 1D500-63

NB, NK 150-500

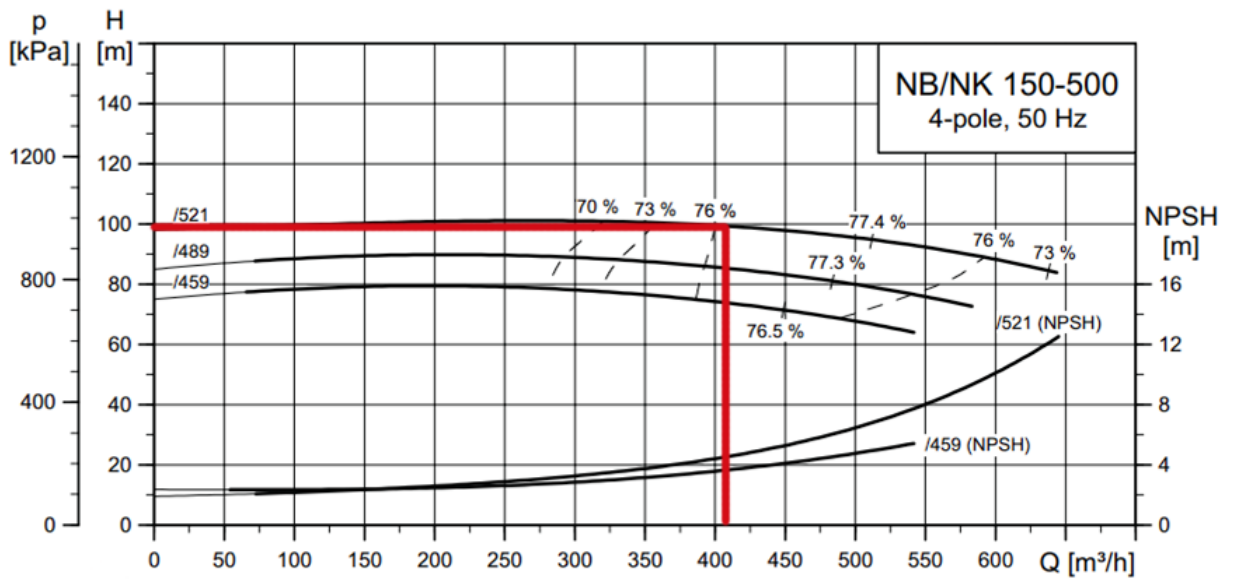
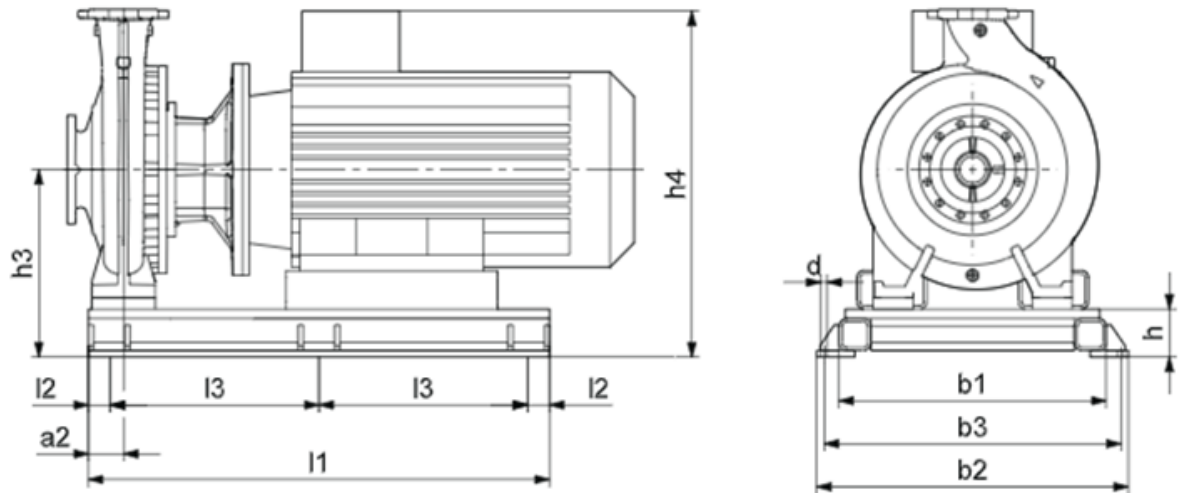


Рис.18. Характеристика Q-H, насоса NB 150-500



Типоразмер насоса Количество полюсов P2 [кВт]	Фактический размер рабочего колеса	Исполнение	Фланцы		Размеры NB [мм]																									
			PN	DNs DNd	Ss	Sd	a	A	AD ¹	AG ¹	b	B	C	h1	h2	H	G1	G2	K	L		LB ¹	LL ¹	m1	m2	n1	n2	P	s1	X ²
																				CI	SS									
150-500 4	132	459	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 508	515/-	374/-	125 457 216 400 500 315 353 396 28	554 554	1077/-	299/-	200 150 625 500 660 20	180																
	160	489	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 508	515/-	374/-	125 457 216 400 500 315 353 396 28	554 554	1077/-	299/-	200 150 625 500 660 20	180																
	200	521	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 508	515/-	374/-	125 457 216 400 500 315 353 396 28	554 554	1232/-	299/-	200 150 625 500 660 20	180																
	37	457	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 406	410/-	319/-	125 349 168 400 500 250 353 396 24	524 524	747/-	233/-	200 150 625 500 550 20	180																
6	45	483	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 457	433/-	319/-	125 368 190 400 500 280 353 396 24	524 524	820/-	233/-	200 150 625 500 550 20	180																
	55	513	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 457	433/-	319/-	125 368 190 400 500 280 353 396 24	524 524	820/-	233/-	200 150 625 500 550 20	180																
	75	548	C1	10 200 150	8x23 8x23	180 508	515/-	374/-	125 406 216 400 500 315 353 396 28	554 554	912/-	299/-	200 150 625 500 660 20	180																

Рис.19. Габаритне креслення насосу NB 150-500

5.4.Графік сумісної роботи насосів і водоводів

Таблиця 22

Розрахунок характеристик напірних трубопроводів

	Q, м3/год					
Параметри	0	0,33 Q _{нс}	0,5 Q _{нс}	0,7Q	Q _{нс}	1,3 Q _{нс}
	0	309.2	463.81	649.334	927.62	1205.9
2 водоводи						
Нст	5	5	5	5	5	5
∑ h	0	3.012	7.53	15.06	30.12	51.204
h _{н.в.}	0	1.845	4.6125	9.225	18.45	31.365
Н _{н.с.} = 1+2+3	5	9.857	17.1425	29.285	53.57	87.569
Аварія .1 водовод.						
h _{н.в.} ·4	0	7.38	18.45	36.9	73.8	125.46
Н _{нс}	5	15.392	30.98	56.96	108.92	181.664
Аварія. 1 перемичка						
h _{н.в.} ·2,5	0	4.61	11.53	23.0625	46.125	78.4125
Н _{нс}	5	12.62	24.06	43.1225	81.245	134.61
Аварія. 2 перемички						
h _{н.в.} ·2	0	3.69	9.225	18.45	36.9	62.73
Н _{нс}	5	11.702	21.755	38.51	72.02	118.934
Поежогасіння						
	0	419.97	629.965	881.951	1259.93	1637.9
Нстпож	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
∑ h _{пож}	0	6.41	16.025	32.05	64.1	108.97
h _{н.в.} пож	0	3.377	8.4425	16.885	33.77	57.409
	-0.4	9.387	24.0675	48.535	97.47	165.979

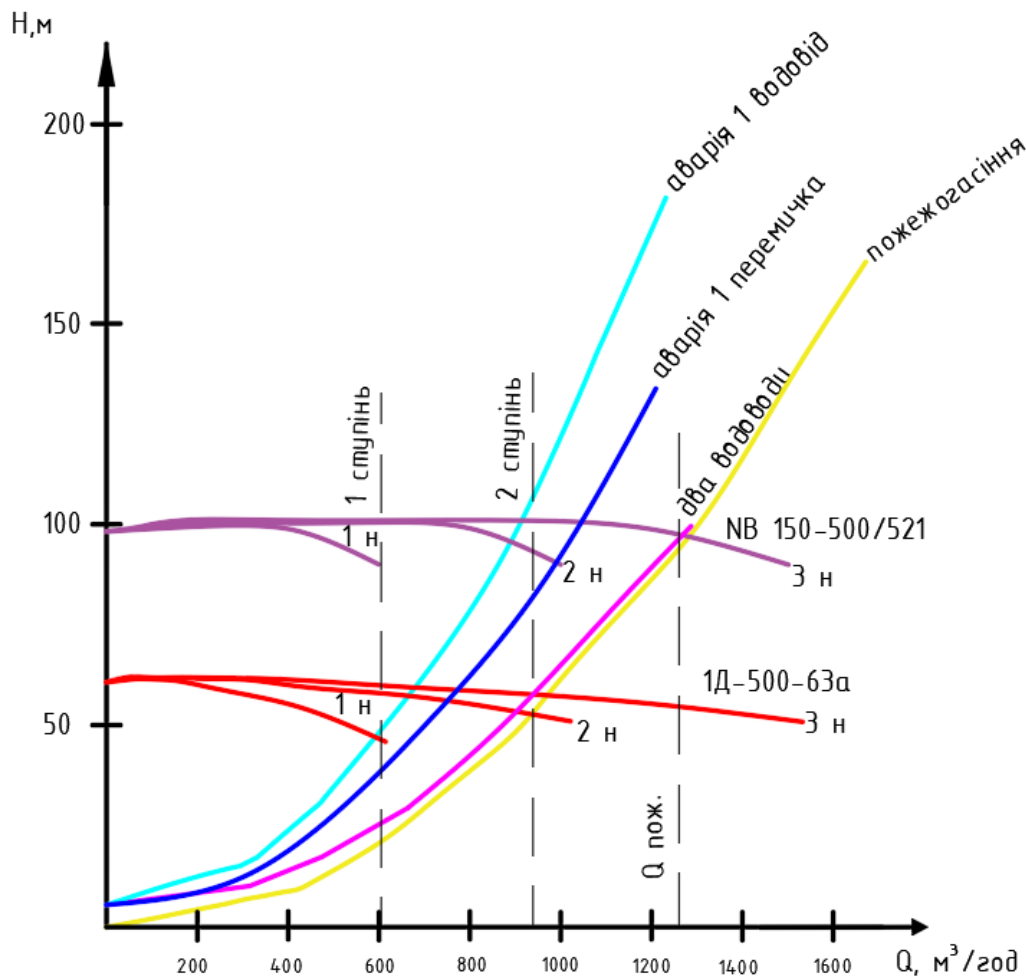


Рис.20. Графік сумісної роботи насосів та водоводів

5.5.Добір електродвигунів.

Для побутових насосів

$$P_{дв} = k \frac{\rho * g * Q_n * H_n}{1000 * \eta_n * \eta_{пер}}, \text{ кВт};$$

$$\frac{1000 * 9.81 * 0.0896 * 56}{1000 * 0.625 * 1} = 78.75 \text{ кВт};$$

$$k = 1.15; P = 90.56 \text{ кВт};$$

Обираємо 5AM280S4 У3, Т2 з потужністю 110 кВт;

Напруга 380/660 В Маса 742 кг;

Для пожежних насосів

$$P_{дв} = k \frac{\rho * g * Q_n * H_n}{1000 * \eta_n * \eta_{пер}}, \text{ кВт};$$

$$\frac{1000 * 9.81 * 0.116 * 100}{1000 * 0.78 * 1} = 145.9 \text{ кВт};$$

$$k = 1.15; P = 167.77 \text{ кВт};$$

Обираємо Siemens 315L з потужністю 200 кВт;

Напруга 380-660 В Маса 1150 кг;

5.6 Визначення діаметрів трубопроводів в середині насосної станції

Таблиця 23

Побутові

	Призначення трубопроводу	Розрахункова витрата		D, мм	V, м/с	Рекомендована V, м/с
		формула	л/с			
а	Всмоктувальний колектор	$Q_{вк} = Q_{нс}$	257,67	600	0,866	0,8-1,5
б	Всмоктуючий водопровід насоса	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{n_n}$	85.89	300	1,13	0,8-1,5
в	Напірний трубопровід від насоса	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{n_n}$	85.89	250	2,62	1.0-3.0
г	Напірний колектор	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{2}$	128.84	350	1,26	1,0-3,0

Пожежні

	Призначення трубопроводу	Розрахункова витрата		D, мм	V, м/с	Рекомендована V, м/с
		формула	л/с			
а	Всмоктувальний колектор	$Q_{вк} = Q_{нс}$	257,67	600	0,866	0,8-1,5
б	Всмоктуючий водопровід насоса	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{n_n}$	116,33	350	1,14	0,8-1,5
в	Напірний трубопровід від насоса	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{n_n}$	116,33	300	1,55	1,0-3,0
г	Напірний колектор	$Q_n = \frac{Q_{нс}}{2}$	128,84	350	1,26	1,0-3,0

5.7.Визначення позначки вісі насоса.

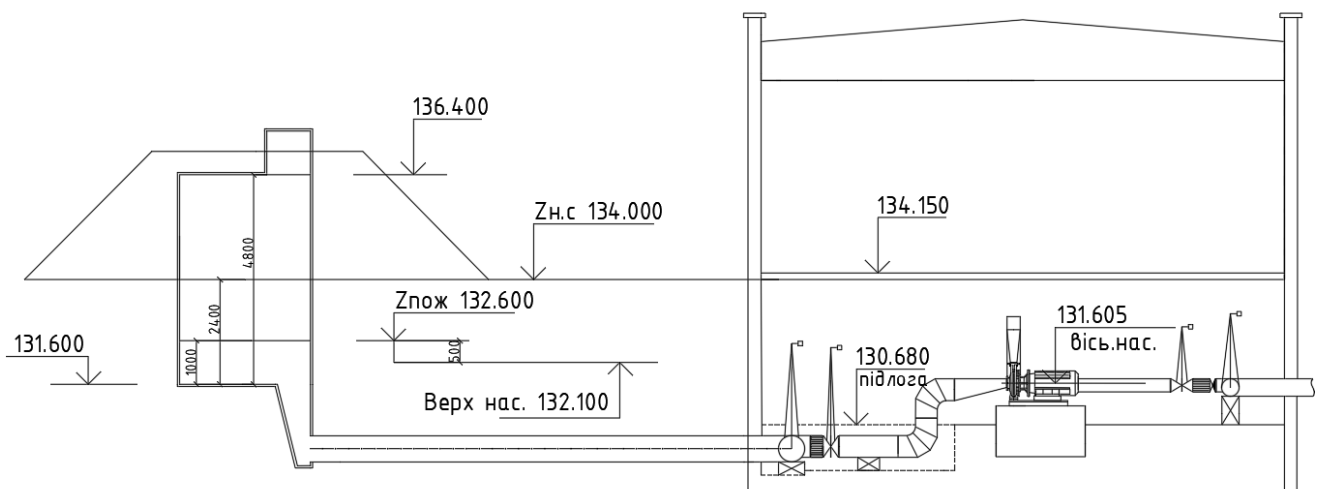


Рис.21.Визначення позначки вісі насоса.

Добір арматури в середині НС

Назва елементу	d, мм	P _y , МПа	L, мм	H, мм	Маса, кг
Засувка	600	1	390	2410	625
Монтажна вставка	600	1	260	-	-
Засувка	350	1	350	2265	495
Монтажна вставка	350	1	260	-	-
Засувка	300	1	600	1690	500
Монтажна вставка	300	1	360	445	-
Засувка	250	1	500	1340	510
Монтажна вставка	250	1	350	-	-
Зворотній клапан	300	1	130	-	-
Зворотній клапан	250	1	120	-	-

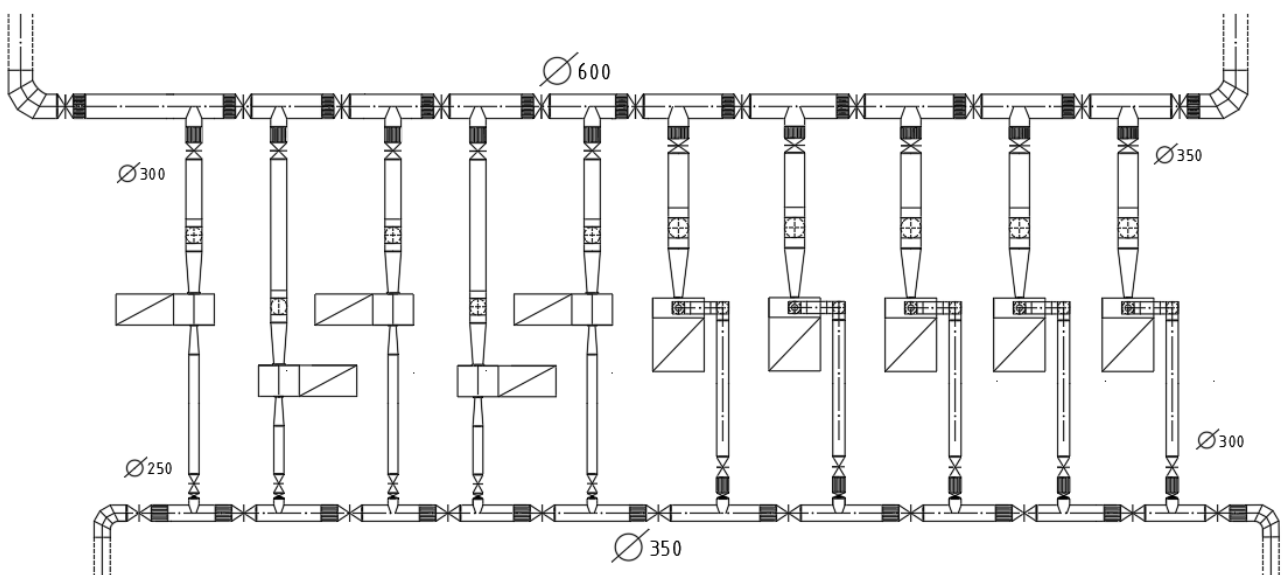


Рис.22. Принципова схема розміщення арматури в середині НС

Специфікація елементів машинної зали

№	Позначення	Найменування	К-ть	Маса (кг)	Примітка
1	1Д500-63а	Насос Центробіжний 1Д500-63 з електродвигуном	5	1850	3 роб.
					2 резерв.
2	NB 150-500/521	Насос Центробіжний моноблочний з електродвигуном	5	1356	3 роб.
					2 резерв.
3		Труби сталеві Ø600			
4		Труби сталеві Ø350			
5		Труби сталеві Ø300			
6		Труби сталеві Ø250			
7	30ч9156р	Засувка з електроприводом Ø600	11	1233	
8	30ч914нж1	Засувка з електроприводом Ø350	16	495	
9	30ч9066р	Засувка з електроприводом Ø300	10	310	
10	30ч9066р	Засувка з електроприводом Ø250	5	242	
11	КЗ 44075	Зворотній безударний клапан Ø300	5	45	
12	Л 44075	Зворотній безударний клапан Ø250	5	52.5	
13		Монтажна вставка Ø600	11	135	
14		Монтажна вставка Ø350	16	80	
15		Монтажна вставка Ø300	10	60	
16		Прямий перехід Ø350/Ø200	5		
17		Прямий перехід Ø300/Ø250	5		
18		Косий перехід Ø150/Ø300	5		
19		Косий перехід Ø150/Ø250	5		
20		Коліно Ø600	2		
21		Коліно Ø350	12		
22		Коліно Ø300	20		
23		Мостовий кран 5т	1	14200	

5.8.Визначення мінімальних розмірів машинної зали

Підбір підйомно-транспортного обладнання

Так як вага найбільшого елемента (насосного агрегата складає) 1850кг. , приймаємо марку автомобіля ГАЗ-51А .Вантажопідйомність та габаритні розміривантажного автомобіля ГАЗ-51А.

1. Вантажопідйомність, кг - 2500

2. Розміри автомобіля, мм:

довжина - 5725; ширина -2250 ; висота -2130

3. Розміри платформи, мм:

довжина – 3070 ; ширина – 2070 ; висота (погрузочна) – 1200

4. Мінімальні розміри монтажного майданчика, мм:

довжина – 3770 (приймаємо 4000) ; ширина – 3470 (приймаємо 5000)

Виходячи з того, що прольот машинної зали 12000мм , в якості підйомно-транспортного обладнання насосної станції приймаєм мостовий кран на 5т. Технічні характеристики мостового крану приведені у таблиці:

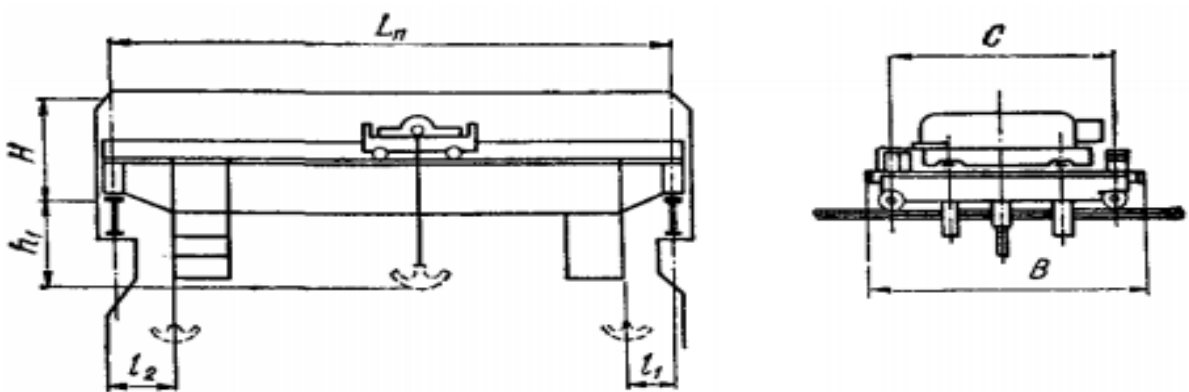


Рис.23.Габаритні розміри мостового крану

Вантажопідйомн істст. Т	Прольот L м	Розміри мм						Потужність електродвигуна	Маса крана кг
		H	h1	l1	l2	B	C		
5	12	1650	50	1100	300	5000	3500	2,70	14200

Визначення висоти машинної зали

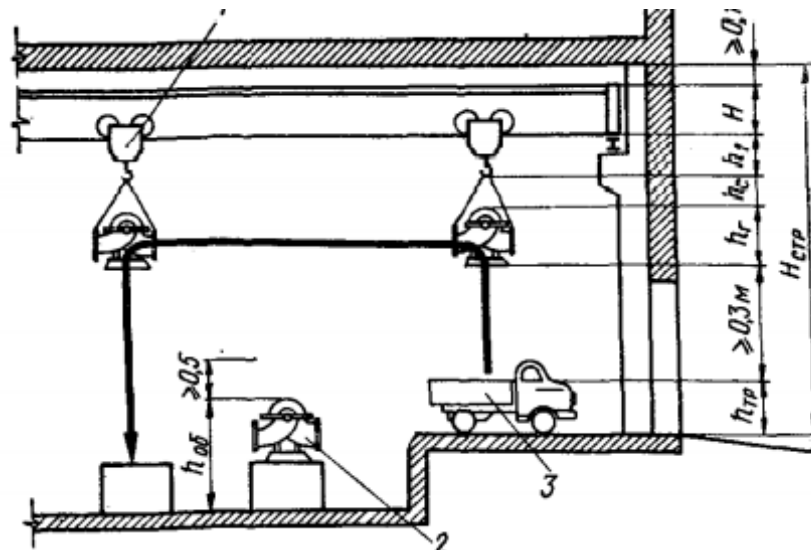


Рис.24.Визначення висоти машинної зали

$$H_{стр} = h_{гр} + 0,3 + hr + h_c + H + h_1 + 0,1 = 1200 + 300 + 2440 + 1700 + 500 + 590 = 6.73 \text{ м}$$

де $h_{гр}$ - погрузочна висота платформи автомобіля

Враховуючи ферму приймаємо повну висоту верхньої будівлі $H = 8 \text{ м}$

5.9.Розрахунок електричної частини

Тип електродвигуна	Потужність N , кВт	Напруга U, кВ	η	$\cos\alpha$
5AM315S4 УЗ	110	660	0,92	0,90
Siemens 315L	200	660	0,96	0,92

Необхідну для насосної станції потужність трансформаторів S , кВ*А ,

визначаємо за потужністю електродвигунів :

Для побутових :

$$S = k_c * \sum \frac{P_n * n_{осн}}{\eta_{дв} * \cos \varphi} + (10...50) = 521.74 + 15 = 536 \text{ кВ} * \text{А}$$

Для пожежних :

$$S = k_c * \sum \frac{P_n * n_{осн}}{\eta_{дв} * \cos \varphi} + (10...50) = 483 \text{ кВ} * \text{А}$$

Приймаємо до установки два трансформатори, потужністю 400 кВ*А кожний.

При поломці одного трансформатора перевантаження іншого складе:

$$\frac{536}{400} = 1,34 \leq 1,4$$

Всі трансформатори в окремих камерах.

Основні розміри камер для обраних трансформаторів наведені в таблиці.

Таблиця 29

Потужність трансформатора, кВ*А	Висота, м	Катання вузькою стороною		Катання широкою стороною	
		Глибина камери, м	Ширина камери, м	Глибина камери, м	Ширина камери, м
400	3,6	3,5	2,9	3	3.5

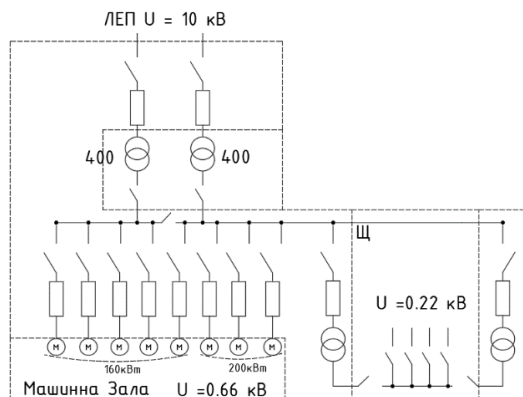


Рис.25.Схема електричних з'єднань

Розділ 6. СТО житлової будівлі

6.1. Вихідні дані

№	Найменування	Значення
1	Типовий поверх	8
2	Кількість поверхів	14
3	Висота поверхів	3,2 м
4	Наявність підвалу	-
5	Наявність технічного підпілля	Так
6	Висота технічного підпілля	1,8 м
7	Готування гарячої води: швидкісний водонагрівач	Так
8	Наявність внутрішньоквартальної дощової мережі	-

6.2. Технічна характеристика об'єкта

Будинок має 14 поверхів, з двома секціями. У розрахунковому будинку передбачене технічне підпілля висотою 1,8 м. Висота житлового поверху – 3,2 м. Будинок обладнаний системами господарчо-питного водопроводу (В1), протипожежного водопроводу (В2), централізованим гарячим водопостачанням (Т3-Т4), побутовою (К1) та дощовою каналізацією (К2). В квартирах на кухнях встановлені мийки зі змішувачами, в санвузлах – унітази зі зливними бачками, умивальники і ванни довжиною 1700 мм. Запроектований житловий будинок постачається холодною водою від міської водопровідної мережі а гарячою від індивідуального теплового пункту. Побутові стічні води відводяться в каналізаційну мережу.

6.3. Базові розрахунки

Розміри будинку в плані. 47,9 м x 18,4 м. Периметр будинку – 132,6 м. Проектуємо 2 поливальних крани в цокольній частині будинку. Витрата води на полив прилеглої території $(47,9+5) \times 5 \times 2 + (18,4+5) \times 5 \times 2 = 763 \text{ м}^2$, а питома витрата

на полив шириною 5 м навколо зелених насаджень та тротуарів буде $4,5+0,5=5$ л/с.

Добова витрата на полив – $763 \times 5 = 3,82 \text{ м}^3$. Висота будинку: 1,5 (цоколь) + $14 \times 3,2$ (висота житлової частини) + 2,5 (горище) + 1,6 (висота огороження на покрівлі) = 50,4 м. Об'єм будинку – 44,42 тис. м^3 . Витрата води для зовнішнього гасіння пожежі розрахункового будинку складає 20 л/с. Кількість квартир на поверсі – 5. Кількість приладів холодної води в квартирі – 4, гарячої – 3.

Розрахункова кількість приладів (N) холодної води в чотирнадцяти поверховому будинку – 378 шт., гарячої – 266 шт. В будинку проживає (U) 280 осіб. Кожна особа, у відповідності до [1, табл. А1] споживає за добу холодної води – 150 л, гарячої – 100 л. За добу усі мешканці будинку споживають води: холодної – 42 м^3 , гарячої – 28 м^3 , всього 60 м^3 .

Середньогодинні витрати води одним мешканцем (qm) становлять: холодної – $150/24 = 6,25$ л, гарячої – $100/24 = 4,17$ л, всього – $250/24 = 10,42$ л.

Середньогодинні витрати води будинком (всіма мешканцями): холодної – $6,25 \times 280 / 1000 = 1,75 \text{ м}^3$, гарячої – $4,17 \times 280 / 1000 = 1,17 \text{ м}^3$, всього $10,42 \times 280 / 1000 = 2,92 \text{ м}^3$.

Коефіцієнти максимальної добової нерівномірності у відповідності до [1, табл. А4] складають при: N=378, qm=6,25 л – 1,53 (холодна вода); N=266, qm=4,17 л – 1,53 (гаряча вода); N=378, qm=10,42 л – 1,38 (всього).

Максимальні добові витрати води будинком (мешканцями): холодної – $42 \times 1,53 = 64,26 \text{ м}^3$, гарячої – $28 \times 1,53 = 42,84 \text{ м}^3$, всього – $60 \times 1,38 = 82,8 \text{ м}^3$.

Максимальна секундна витрата води в будинку (мешканцями) за [1, табл. А5]: холодної – 2,34 л/с, гарячої – 1,56 л/с, всього – 3,9 л/с (сума). Довжина ділянки забудови із заходу на схід не перевищує 150 м.

Максимальна відмітка на місцевості – 142.0 м, горизонталь якої проходить через через будинок що розраховується (арк. 1). Відмітка поверхні землі оглядового

колодязя системи дворової каналізації, що знаходиться на відстані 3 м від розрахункового будинку – 141.72, а водопровідного колодязя (відстань 5 м від стіни будинку) – 141.51.

6.4. Гідрравлічний розрахунок внутрішньої мережі В1

АксонOMETрична схема внутрішньої системи В1 наведена на арк. 4 . Розрахунковий стояк Ст. В1-9. Розрахунковий напрямок – від змішувача мийки на чотирнадцятому поверсі стояка Ст. В1-9 до насосів в підвальному приміщенні будинку. Підбір діаметрів виконується за допомогою Таблиць Шевелєвих , труби – пластикові, максимально допустима швидкість – 1,5 м/с (при режимі гасіння пожежі – 3,0 м/с).

У зв'язку з тим, що в проекті взята об'єднана господарчопитна і протипожежна система внутрішнього водопроводу, то її гідрравлічний розрахунок потрібно здійснити на два розрахункових режими роботи, а саме – на режим максимального господарчо-питного водопостачання і на режим максимального водопостачання плюс пожежегасіння.

Ймовірність дії санітарно-технічних приладів для всього будинку при однакових водоспоживачах розраховують за формулою:

$$P = \frac{q_{hr,U} U}{3600 q_0 N},$$

де $q_{hr,U}$ – норма витрати холодної води споживачем за годину максимального водоспоживання, л/год . Розрахункова витрата на довільній ділянці мережі і на ввіді в будинок знаходиться за формулою:

$$q = 5 q_0 \alpha,$$

де α – коефіцієнт, який беруть залежно від добутку NP (тут N – розрахункове число приладів на ділянці, а P ймовірність їх дії)

Розрахунок внутрішньої водопровідної мережі для подачі води на господарчо-питні потреби

Номер ділянки	Довжина жільняки L, м	Число приладів приєднаних до розрахункової ділянки N, шт	Середня кількість споживачів на ділянку U, чол	Ймовірність дії санітарно-технічних приладів P	$Z \times P$	Коефіцієнт α	Розрахункова витрата на ділянку q, л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору	
										1000i	$H_i = 1000i \times L$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1-2	3,2	3	2,22	0,01	0,02	0,215	0,215	20	1,06	123,72	395,9
2-3	3,2	6	4,44	0,01	0,03	0,237	0,237	20	1,17	146,77	469,7
3-4	3,2	9	6,67	0,01	0,05	0,273	0,273	20	1,35	188,6	603,5
4-5	3,2	12	8,89	0,01	0,06	0,289	0,289	20	1,43	208,21	666,3
5-6	3,2	15	11,11	0,01	0,08	0,318	0,318	25	0,97	100,18	320,6
6-7	3,2	18	13,33	0,01	0,09	0,331	0,331	25	1,01	106,52	340,9
7-8	3,2	21	15,56	0,01	0,11	0,355	0,355	25	1,07	91,4	292,5
8-9	3,2	24	17,78	0,01	0,13	0,378	0,378	25	1,15	105,06	336,2
9-10	3,2	27	20,00	0,01	0,14	0,389	0,389	25	1,18	110,43	353,4
10-11	3,2	30	22,22	0,01	0,16	0,41	0,41	25	1,22	115,8	370,6
11-12	3,2	33	24,44	0,01	0,17	0,42	0,42	25	1,26	126,55	405,0
12-13	3,2	36	26,67	0,01	0,19	0,439	0,439	25	1,30	136,78	437,7
13-14	3,2	39	28,89	0,01	0,20	0,449	0,449	25	1,32	142,16	454,9
14-15	8,76	42	31,11	0,01	0,22	0,476	0,476	25	1,42	157,93	1383,5
15-16	5,04	84	62,22	0,01	0,44	0,638	0,638	32	1,18	80,36	405,0
16-17	10,1	126	93,33	0,01	0,66	0,779	0,779	32	1,44	114,53	1154,5
17-18	5,64	168	124,44	0,01	0,88	0,905	0,905	40	1,07	50,6	285,4
18-19	11,8	210	155,56	0,01	1,10	1,021	1,021	40	1,18	61	719,2
19-20	1,06	252	186,67	0,01	1,32	1,128	1,128	40	1,32	74,6	79,1
20-21	2,51	308	217,78	0,01	1,54	1,232	1,232	40	1,45	88,32	221,7
21-22	20,1	378	280,00	0,01	1,98	1,428	1,428	50	1,08	114,73	2302,6

Розрахунок внутрішньої водопровідної мережі на пропуск максимальної господарчо-питної і протипожежної витрат

Номер ділянки	Довжина жільники L, м	Витрата води q ,			Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору		Примітка
		Господарчі потреби	Пожежні потреби	Розрахункова витрата			1000i	Hl = 1000i × L	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1-2	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
2-3	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
3-4	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
4-5	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
5-6	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
6-7	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
7-8	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
8-9	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
9-10	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
10-11	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
11-12	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
12-13	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
13-14	3,2	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	991,04	
14-15	2,05	0,00	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	634,89	
15-16	10,08	0,779	0,00	0,78	40,00	0,92	39,15	394,63	змін. 32 на 40
16-17	5,64	0,905	0,00	0,91	40,00	1,07	50,6	285,38	
17-18	11,79	1,021	0,00	1,02	40,00	1,18	61	719,19	
18-19	1,06	1,128	0,00	1,13	40,00	1,32	74,6	79,08	
19-20	2,8	1,232	0,00	1,23	40,00	1,45	88,32	247,30	
20-21	0,73	0	2,50	2,50	40,00	2,96	309,70	226,39	
21-22	10,88	1,428	0,00	1,43	40,00	1,69	114,73	1248,26	Змін. 50 на 40

Втрати на розрахунковому напрямку складають для режиму максимального споживання – 12м м та 16,71 м при одночасному гасінні пожежі та максимальному споживанні води.

6.5. Гідравлічний розрахунок дворової мережі В1

Підбір діаметрів труб виконується за допомогою Таблиць Шевелєвих за умови, що максимально допустима швидкість – 3 м/с (при режимі гасіння пожежі).

Згідно з завданням приймаємо сталеві труби для зовнішніх мереж В1.

Пожежна витрата при внутрішньому пожежогасінні: 2,5л/с (1 струмінь).

Результати розрахунку наведено в таблицях 3 – 7.

Таблиця 32

Розрахункові витрати на ввіді до будинку та ділянках дворової мережі

Номер ділянки	Довжина жілянки l, м	Число приладів	Розрахункова витрата на ділянці q, л/с	Пожежна витрата на ділянці q, л/с	Сумарна витрата на ділянці q, л/с	Витрата для зовнішнього	Максимальна витрата на ділянці q, л/с
1-2 ввід	5	378	2,48	2,5	4,98	-	4,98
2-3	45	378	2,48	2,5	4,98	-	4,98
3-4	37	832	5,46	2,5	7,96	10,00	17,96
4-5	42	1210	7,94	2,5	10,44	10,00	20,44
5-6	39	1588	10,42	2,5	12,92	10,00	22,92

Таблиця 33

Розрахунок мережі на пропуск витрати (гасіння пожежі ззовні та всередині при максимальному споживанні води)

Номер ділянки	Довжина жілянки L, м	Розрахункова витрата на ділянці q, л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору за довжиною	
					1000i	$H_l = 1000i \times L$
1-2 ввід	5	4,98	50	1,55	92,20	0,46
2-3	45	4,98	50	1,55	92,20	4,15
3-4	37	17,96	100,00	1,76	56,00	2,07
4-5	42	20,44	125,00	1,48	32,10	1,35
5-6	39	22,92	125,00	1,66	40,40	1,58
					Σ	9,61

Таблиця 34

Розрахунок мережі на пропуск максимальної витрати до споживачів будинку

Номер ділянки	Довжина	Розрахункова витрата на	Діаметр d, мм	Швидкість V,	Втрати напору за довжиною	
					1000i	$H_l = 1000i \times L$
1-2 ввід	5	2,48	50	0,78	24,60	0,12
2-3	45	2,48	50	0,78	24,60	1,11
3-4	37	5,46	100,00	0,54	5,94	0,22
4-5	42	7,94	125,00	0,58	5,48	0,23

5-6	39	10,42	125,00	0,76	9,02	0,35
					Σ	2,03

Таблиця 35

Розрахунок мережі на пропуск максимальної витрати до споживачів будинку при внутрішньому гасінні пожежі (один струмінь)

Номер ділянки	Довжина жільняки L, м	Розрахункова витрата на ділянці q, л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору за довжиною	
					1000i	$H_l = 1000i \times L$
1-2 ввід	5	4,98	50	1,55	92,20	0,46
2-3	45	4,98	50	1,55	92,20	4,15
3-4	37	7,96	100,00	0,58	5,48	0,20
4-5	42	10,44	125,00	0,76	9,02	0,38
5-6	39	12,92	125,00	1,27	29,20	1,14
					Σ	6,33

Розділ 7. Технологія будівельного виробництва

7.1. Вихідні дані:

відповідно завданню необхідно розробити технологію монтажу двох резервуарів чистої води зі збірних залізобетонних конструкцій, місткістю 2400 м^3 кожен. Відстань між резервуарами 12 м.

7.2. Характеристика споруди. Побудова плану споруди.

Резервуари прямокутні у плані з розмірами в осях $30\text{ м} \times 18\text{ м}$. Заглиблення резервуара в ґрунт прийнято 4,8 м. Ґрунт супісок.

Крок колон $6\text{ м} \times 6\text{ м}$. Стінові панелі плоскі ПС2-48-Б без обв'язочної балки і ПС1-48-Б з обв'язочною балкою, які встановлюються в пази монолітного днища. Висота плоских стінових панелей – 4,8 м.

План і розрізи 1-1 і 2-2 резервуару чистої води місткістю 2400 м^3 з маркуванням збірних конструкцій каркаса наведені на рис.1 та 2.

Рис.1

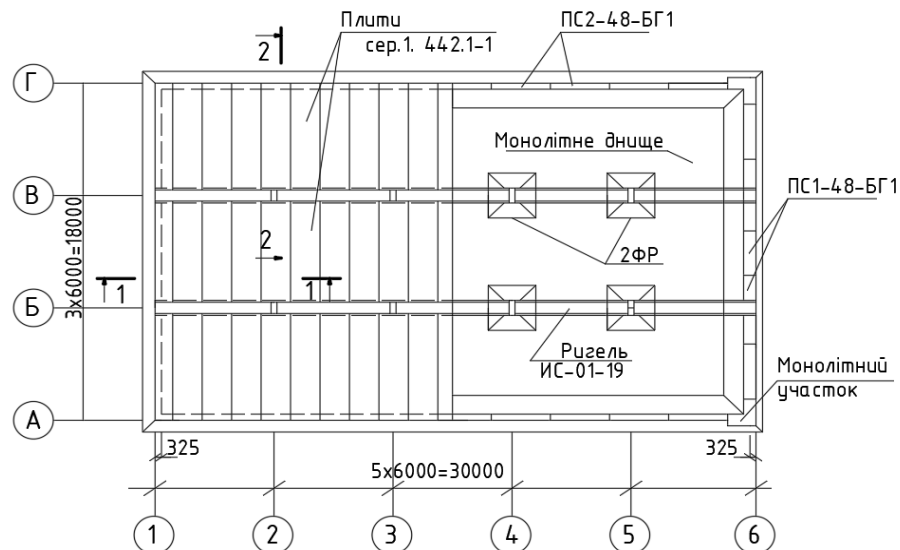


Рис. 26. Схематичний план резервуару чистої води місткістю 2400 м^3 з маркуванням конструкцій каркаса

$$B_L = 2(1 + D) = 2 \times (4646 + 1000) = 11292 = 11300 \text{ мм}$$

де 1 – відстань між краном що рухається і спорудою яку він зводить, м; D – радіус поворота машинної частини крану.

Монтажні характеристики визначено для найважчих, найвищих та найдальших від крана конструкцій у кожному елементарному потоці.

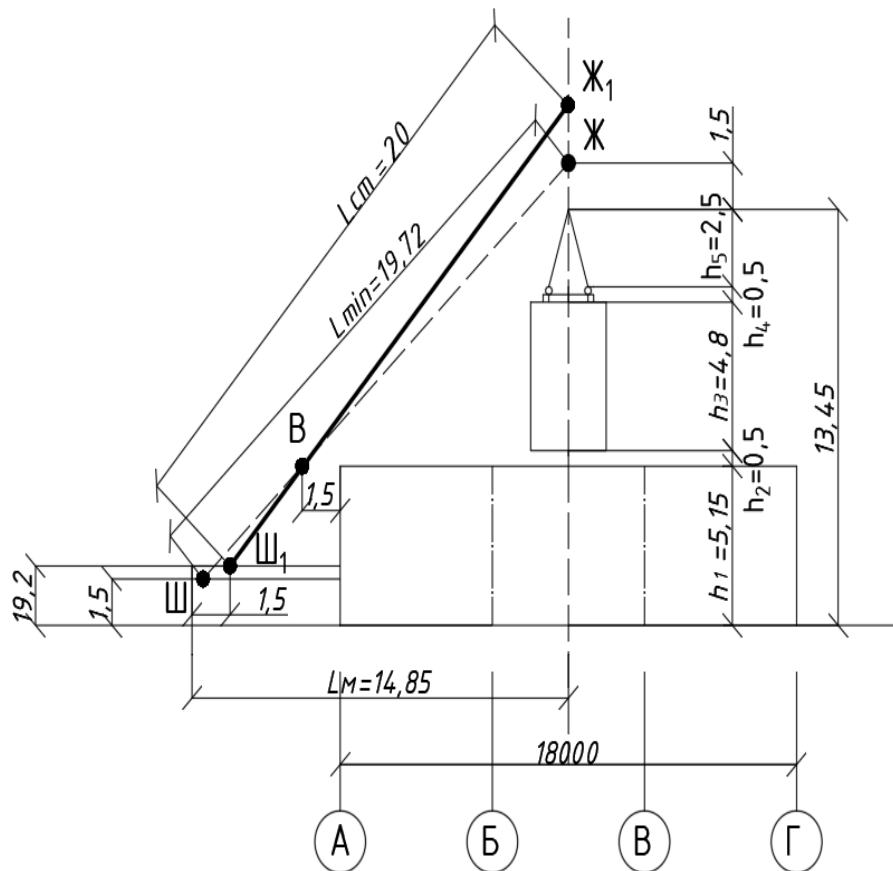


Рис. 28. Визначення монтажних характеристик стінових панелей:

$$Q_m^{cn} = 7,1 + 0,15 + 0,05 = 7,3 \text{ м};$$

$$H_m^{cn} = 5,15 + 0,5 + 4,8 + 0,5 + 2,5 = 13,45 \text{ м};$$

$$L_m^{\phi} = 14,85 \text{ м}.$$

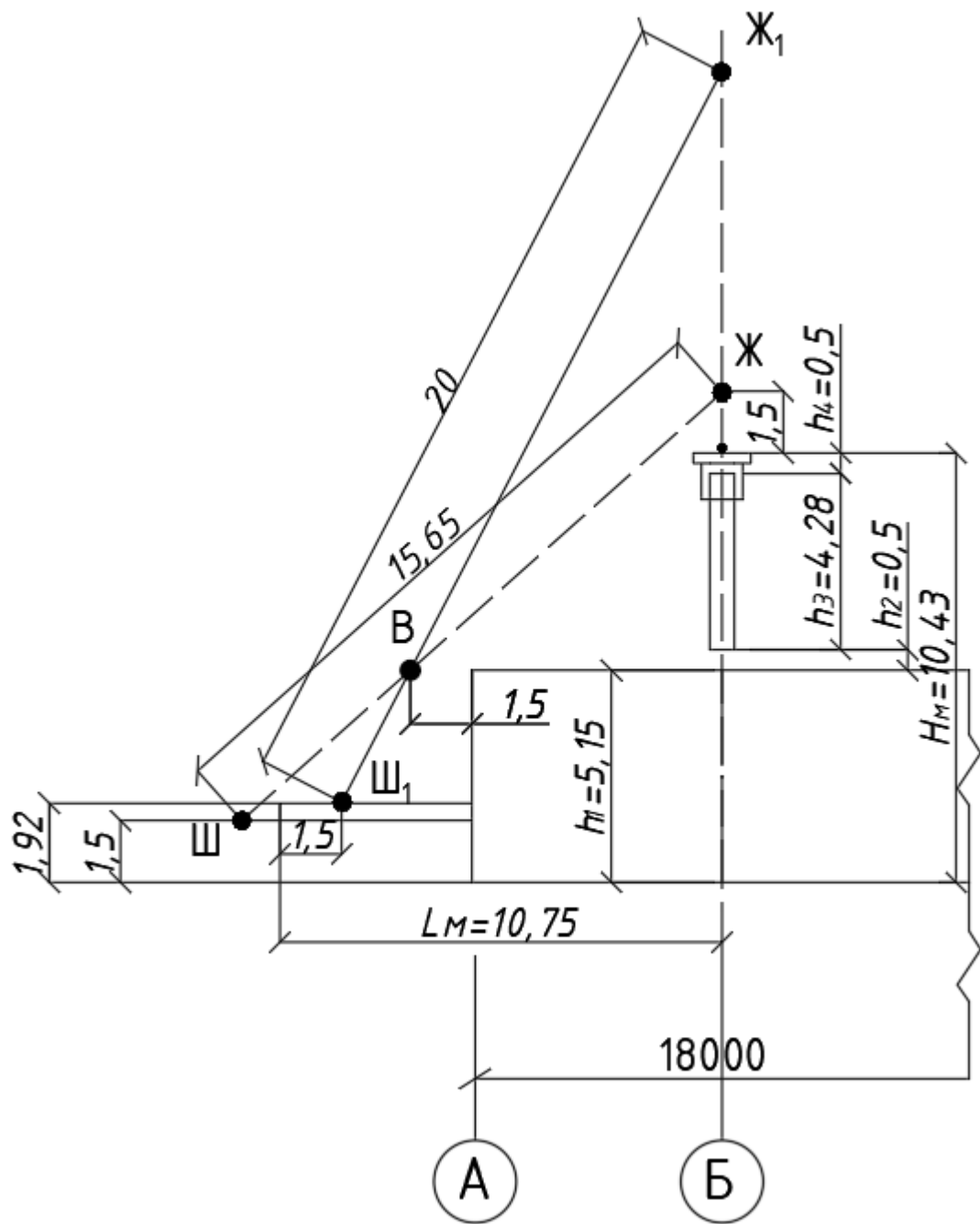


Рис. 30. Визначення монтажних характеристик колон:

$$Q_m^k = 1,7 + 0,135 = 1,84m;$$

$$H_m^k = 5,15 + 0,5 + 4,28 + 0,5 = 10,43m;$$

$$L_m^k = 10,75m.$$

СКГ 30/10 М

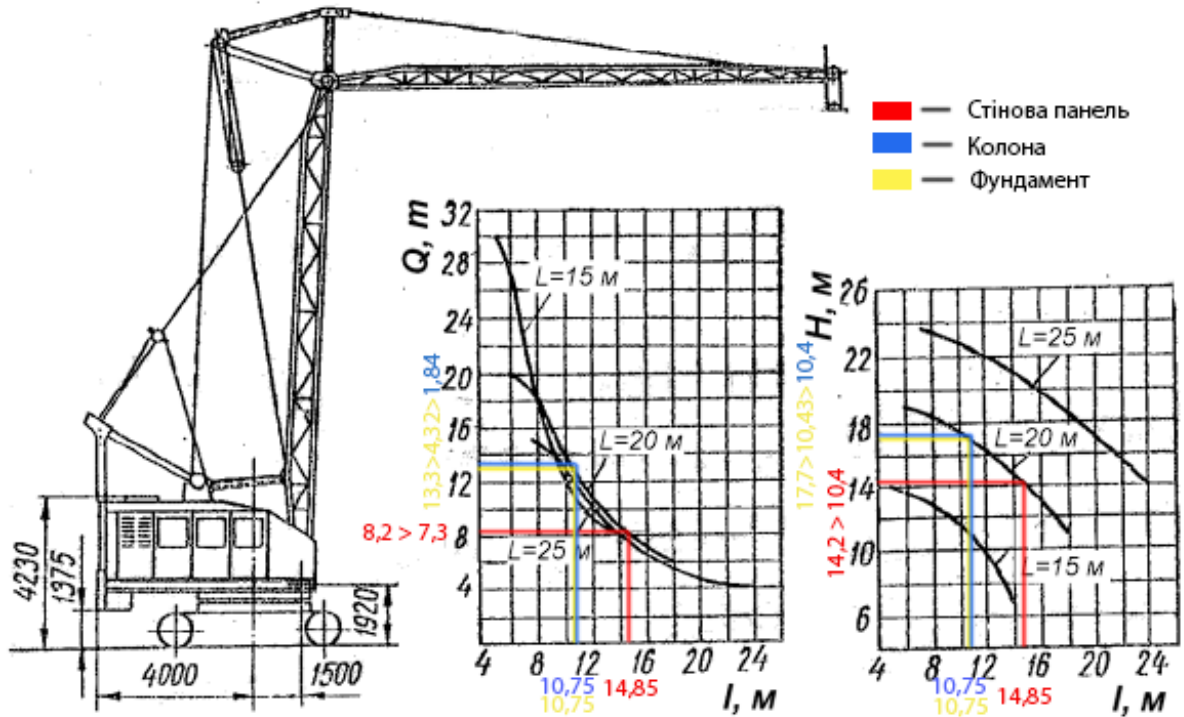


Рис. 31. Загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана СКГ 30/10 М з стрілами 15 м, 20 м, 25 м. Визначення технічних характеристик крана за монтажного вильоту 14,85 м і довжини стріли 20 м й придатність його для монтажу стінових панелей та фундаментів.

Перевіряємо придатність гусеничного крана СКГ-30/10 зі стрілою 20м для монтажу стінових панелей та фундаментів. Технічні характеристики якого становлять:

$$Q_{кр} = 8,2 \text{ т} > Q_{м} = 7,3 \text{ т за вильоту } L_{м} = 14,85 \text{ м};$$

$$Q_{кр} = 13,3 \text{ т} > Q_{м} = 4,32 \text{ т} > Q_{м} = 1,84 \text{ т за вильоту } L_{м} = 10,75 \text{ м};$$

$$H_{кр} = 14,2 \text{ м} > H_{м} = 13,45 \text{ м за вильоту } L_{м} = 14,85 \text{ м.}$$

$$H_{кр} = 17,7 \text{ м} > H_{м} = 10,43 > H_{м} = 10,4 \text{ м за вильоту } L_{м} = 10,75 \text{ м.}$$

Марку крана заносимо в табл. 9.

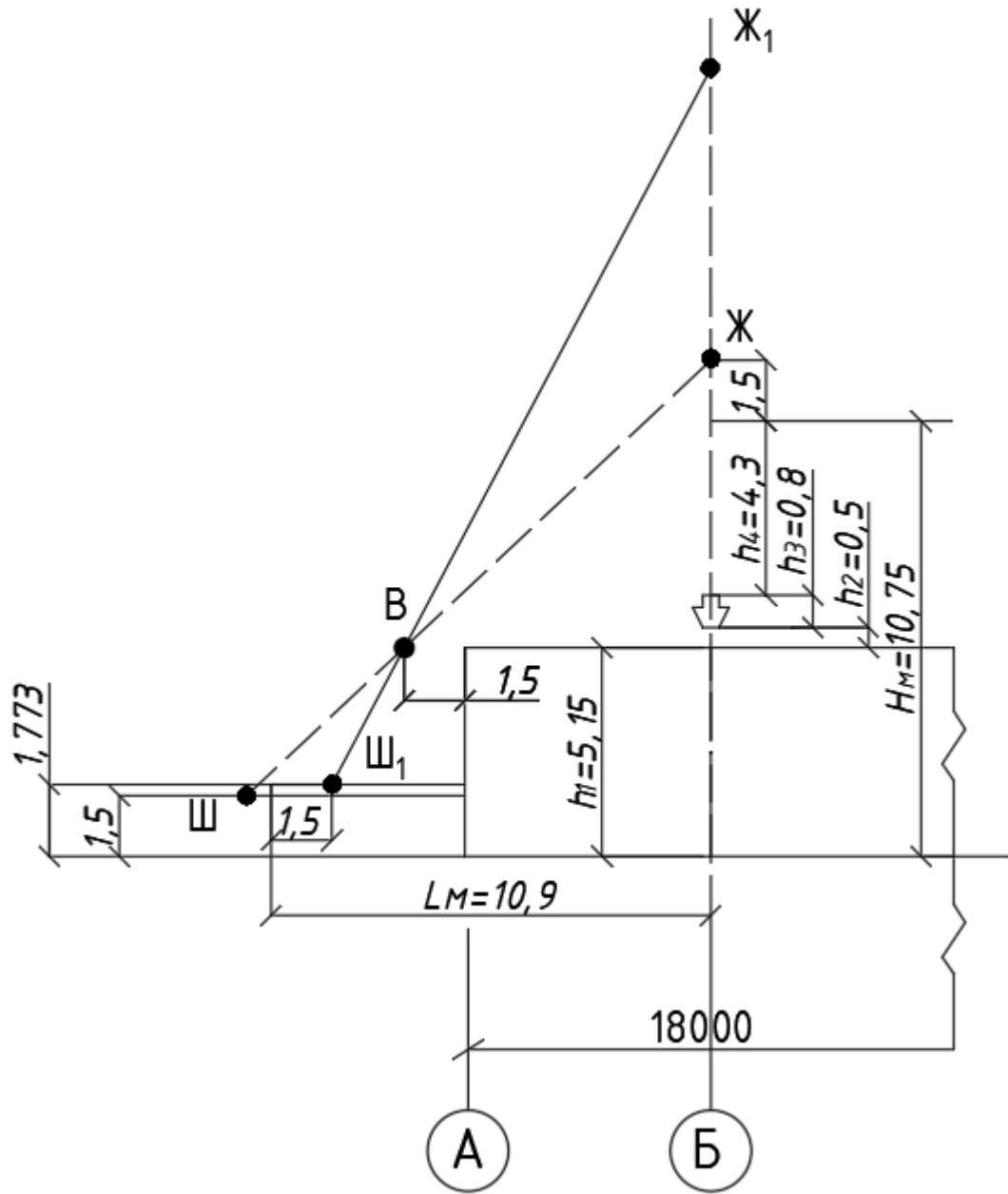


Рис. 32. Визначення монтажних характеристик ригелів:

$$Q_m^p = 4,2 + 0,05 = 4,25m;$$

$$H_m^p = 5,15 + 0,5 + 0,8 + 4,3 = 10,75m;$$

$$L_m^p = 10,9m.$$

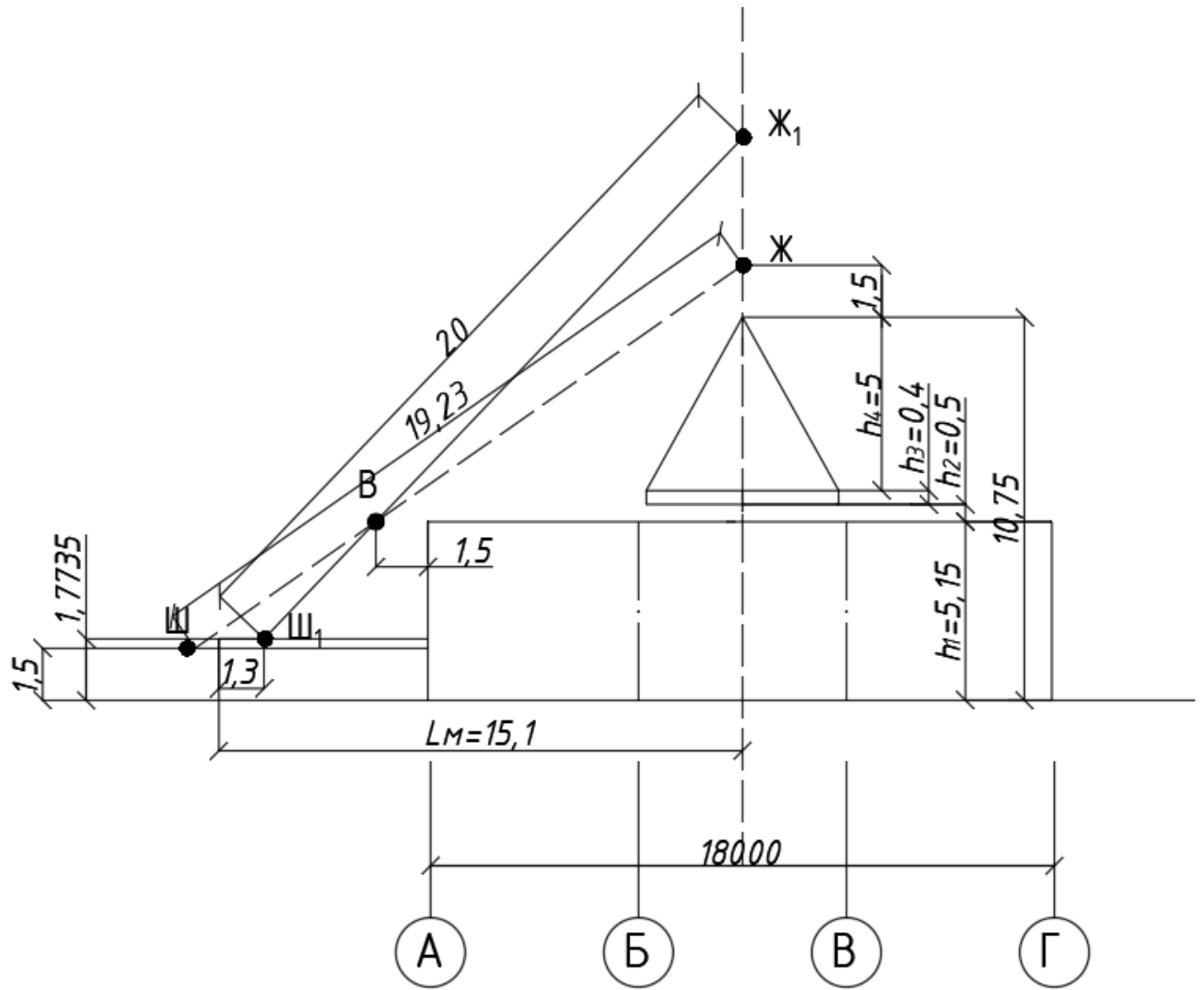


Рис. 33. Визначення монтажних характеристик плит покриття:

$$Q_{mn} = 2,3 + 0,0048 = 2,35m;$$

$$H_{mn} = 5,15 + 0,5 + 0,4 + 5,0 = 11,05m;$$

$$L_{mn} = 15,1m.$$

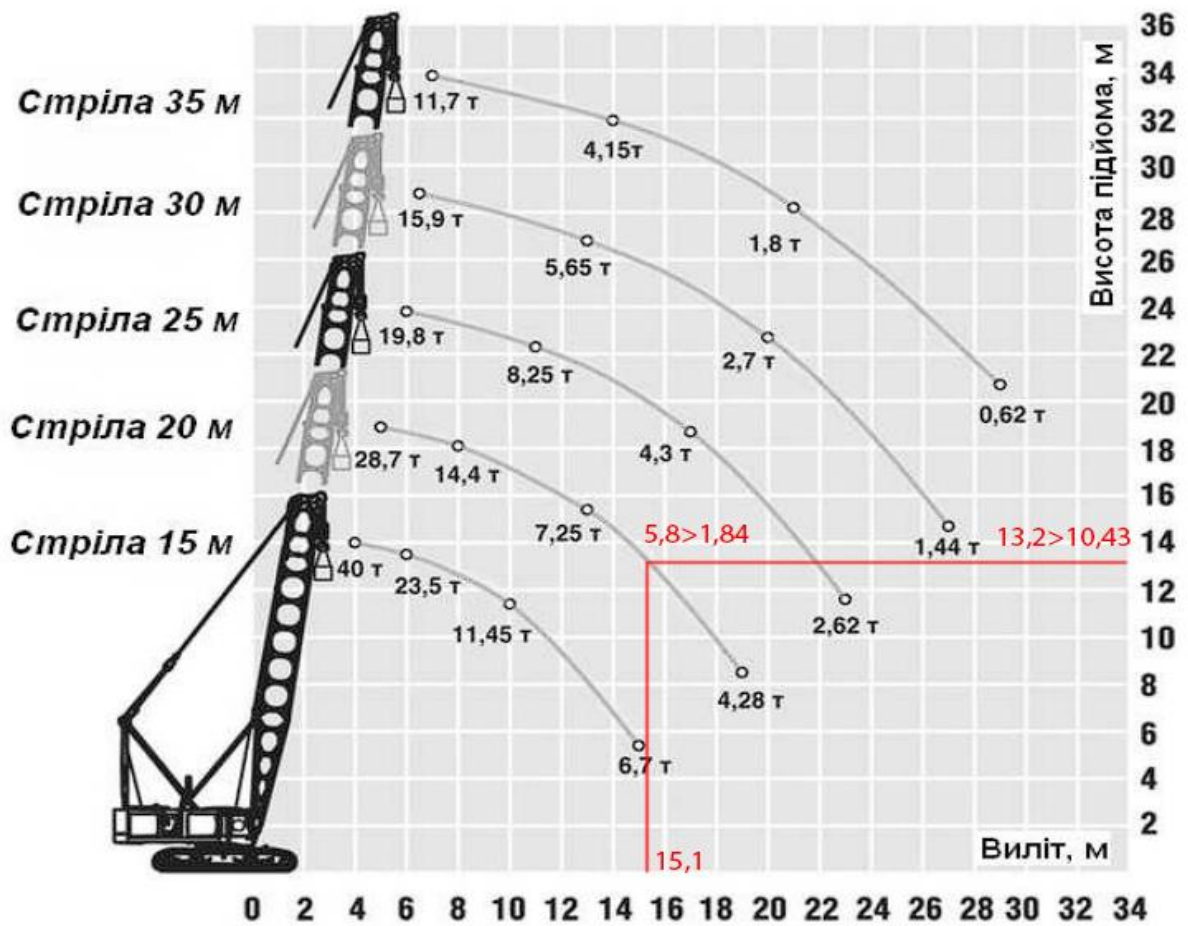
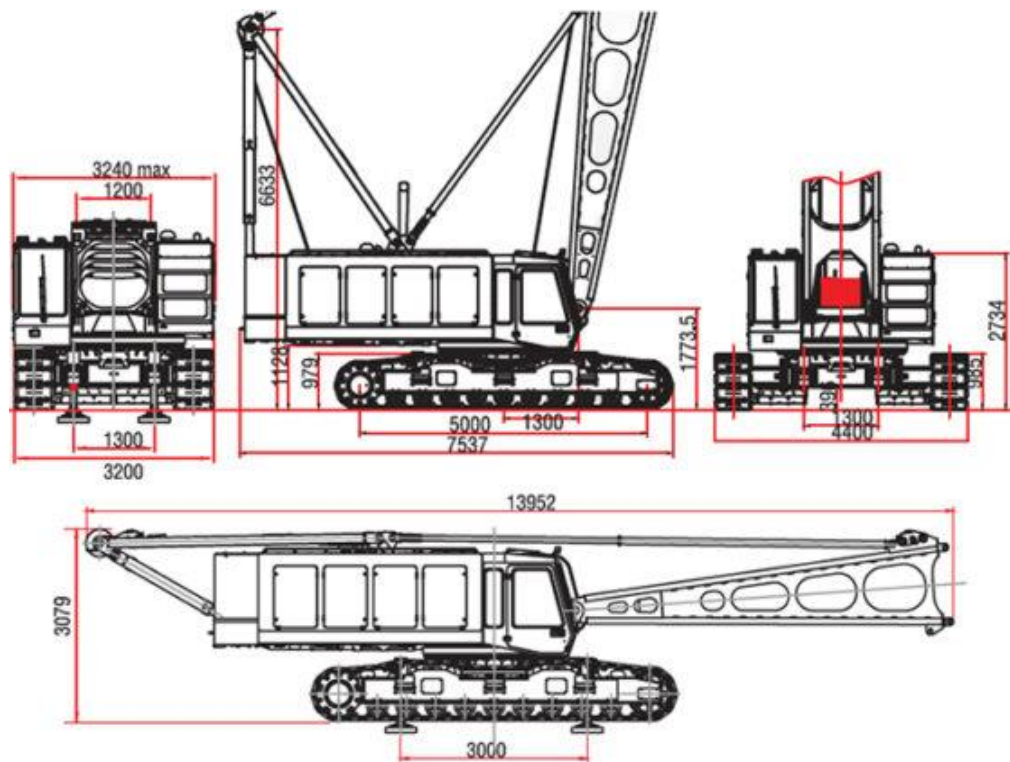


Рис. 34. Загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана

ДЕК-401 з стрілою 20 м й придатність його для монтажу колон , ригелів та плит покриття за монтажного вильоту 15,1 м.

Перевіряємо придатність гусеничного крана ДЕК-401 зі стрілою 20м для монтажу колон , ригелів та плит покриття. Технічні характеристики якого становлять:

$$Q_{кр} = 10,2 \text{ т} > Q_{м} = 4,25 \text{ т} \text{ за вильоту } L_{м} = 10,9 \text{ м};$$

$$Q_{кр} = 5,8 \text{ т} > Q_{м} = 2,35 \text{ т} \text{ за вильоту } L_{м} = 15,1 \text{ м};$$

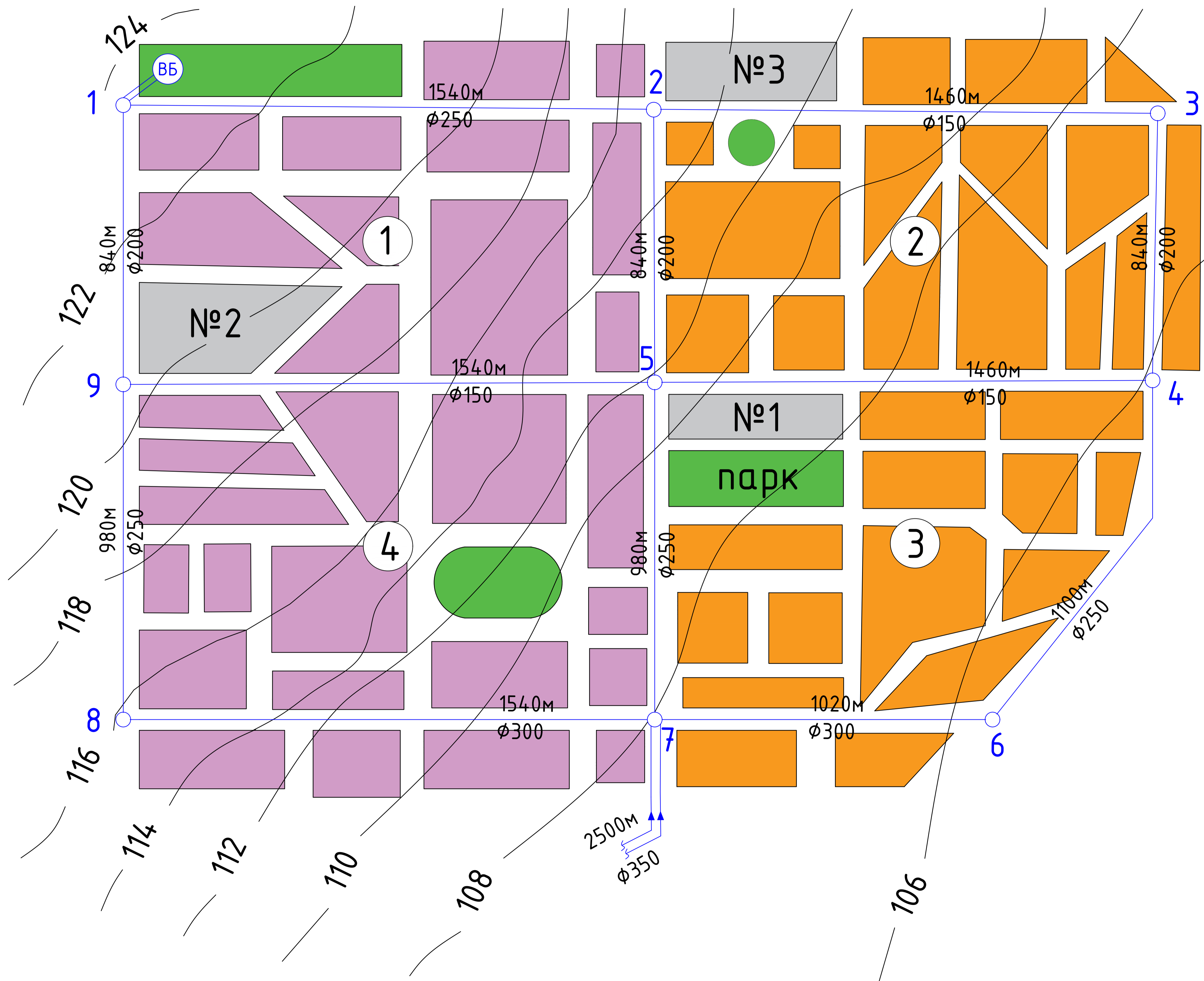
$$H_{кр} = 16,2 \text{ м} > H_{м} = 10,75 \text{ м} \text{ за вильоту } L_{м} = 10,9 \text{ м}.$$

$$H_{кр} = 13,2 \text{ м} > H_{м} = 11,05 \text{ м} \text{ за вильоту } L_{м} = 15,1 \text{ м}.$$

Список літератури

1. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013.
2. ДСТУ-Н Б.В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
3. ДБН В.2.5-64:2012 Внутрішній водопровід та каналізація. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013.
4. Абрамов Н.Н. Водоснабжение.-М.: Стройиздат, 1982.
5. Технологія будівельного виробництва: підручник / [В. К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г. М. Батура та ін.; за ред. В. К. Черненка, М.Г. Ярмоленка]. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.: іл.
6. Возведение емкостных сооружений. Методические указания к комплексному курсовому проекту «Проектирование строительства сооружений водоснабжения и канализации» для студентов всех форм обучения специальности «Водоснабжение и канализация». / Сост. А.М. Звенигородский, Е.В. Богуславский. – Киев: КИСИ, 1985. – 52 с.
7. Тугай А.М., Тугай Я.А. Водопостачання. Джерела та водозабірні споруди. – К.: УДІМІБ, 1998. – 192 с.
8. Насосные станции. Курсовое проектирование: Учеб. пособие/ Э.В. Залуцкий, А.И. Петрухно. – К.: Вища школа, 1987. – 167с.
9. Паспорт на агрегати електронасосні відцентрові свердловинні для води типу ЕЦВ.
10. Каталог GRUNDFOS 2020 - Промислові консольні і моноблочні насоси по ISO 2858 50 Гц NBG, NBGE, NKG, NKGE.
11. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М., Стройиздат, 1984. – 116 с.
12. Насосы центробежные двустороннего входа типа Д и агрегаты электронасосные на их основе. Руководство по эксплуатации Н03.3.302.00.00.000 РЭ

ПЛАН ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ МІСТА М 1:5000

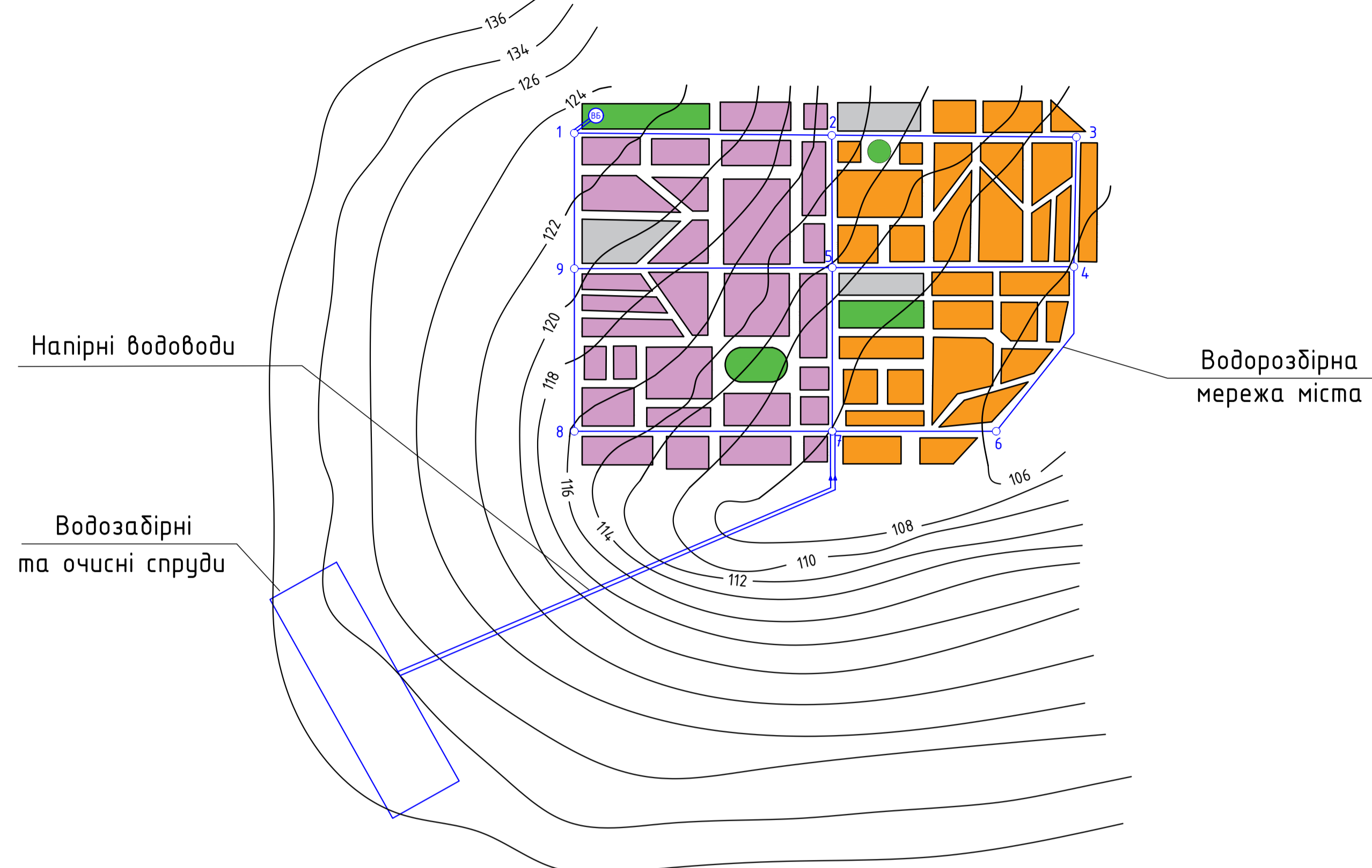


Умовні позначення

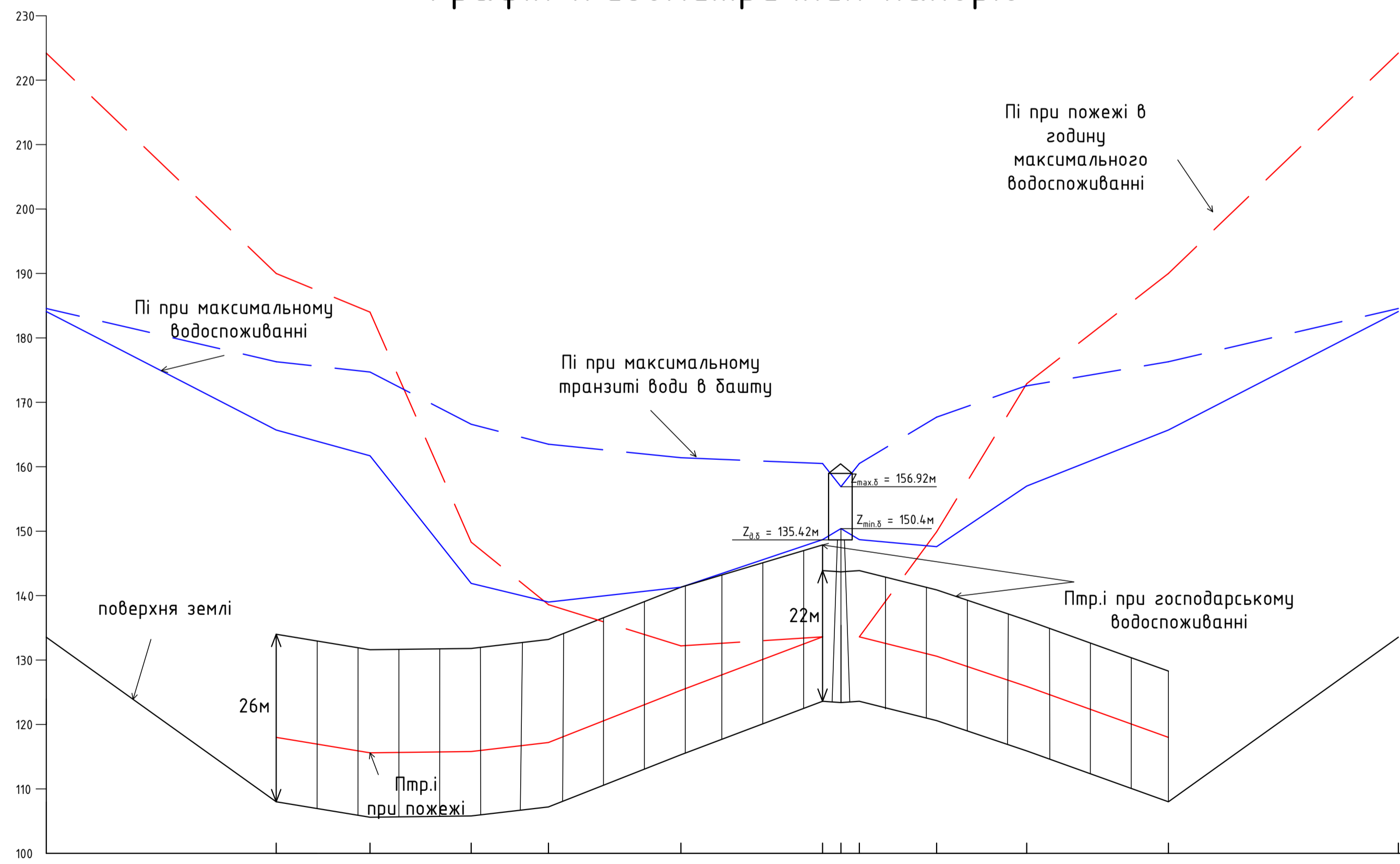
- Забудова I - Район
- Забудова II - Район
- Парки, зелені насадження
- №1 Хлібзавод
- №2 Завод шампанських вин
- №3 Завод фруктових соків

Атестаційна робота					
Зм.	Кіл.	Арк.	МФок	Підпис	Дата
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Водопостачання міста з проектуванням насосної станції II-рівню					
Керівник	Архитектор	МФок	Підпис	Дата	Лист
Зав. Каф.	Хоружий В.П.				5
ПЛАН ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ МІСТА М 1:5000					Листів
КНУБА ВВ-41					1

Ситуаційний план розміщення елементів системи водопостачання населеного пункту (М 1:20000)

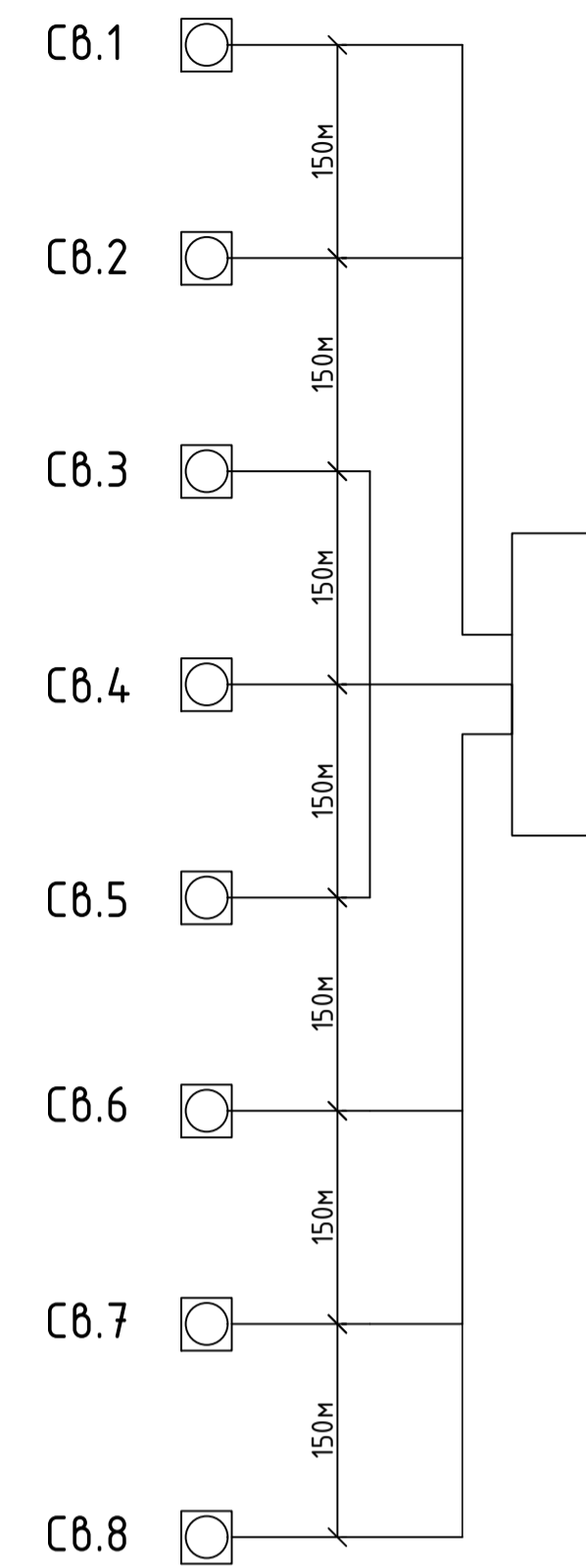


Графік п'єзометричних напорів



№ Вузла	НС-II	7	6	4	3	2	1	BB-1	9	8	7	НС-II
l, м	2500	1020	1100	840	1460	1540	2008	840	980	1540	2500	
Z_поз.в., м	184.1	188.0	185.7	185.8	187.2	185.3	183.6	183.6	182.6	185.9	188.0	184.1
P_поз.в., м	184.53224.2	190.0	184.7	184.8	186.3	184.3	183.6	183.6	182.6	185.9	190.0	184.53224.2
P_поз.в., м	184.0	176.3	184.0	184.3	185.6	183.6	183.6	183.6	182.6	185.9	188.0	184.0
P_поз.в., м	184.0	176.3	184.0	184.3	185.6	183.6	183.6	183.6	182.6	185.9	188.0	184.0
P_поз.в., м	188.0	184.0	184.0	184.3	185.6	183.6	183.6	183.6	182.6	185.9	188.0	188.0

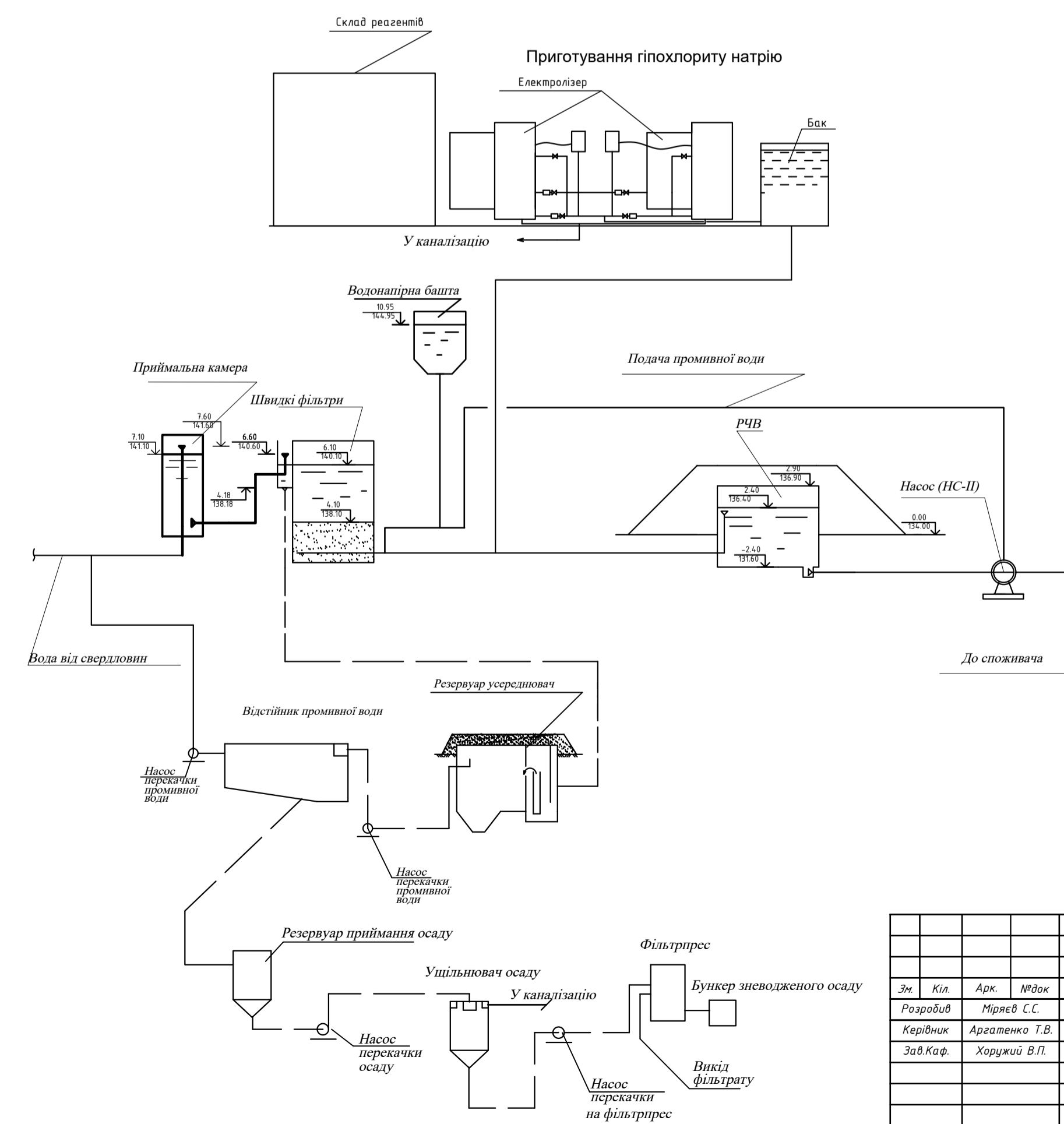
Схема збірних трубопроводів водозабору



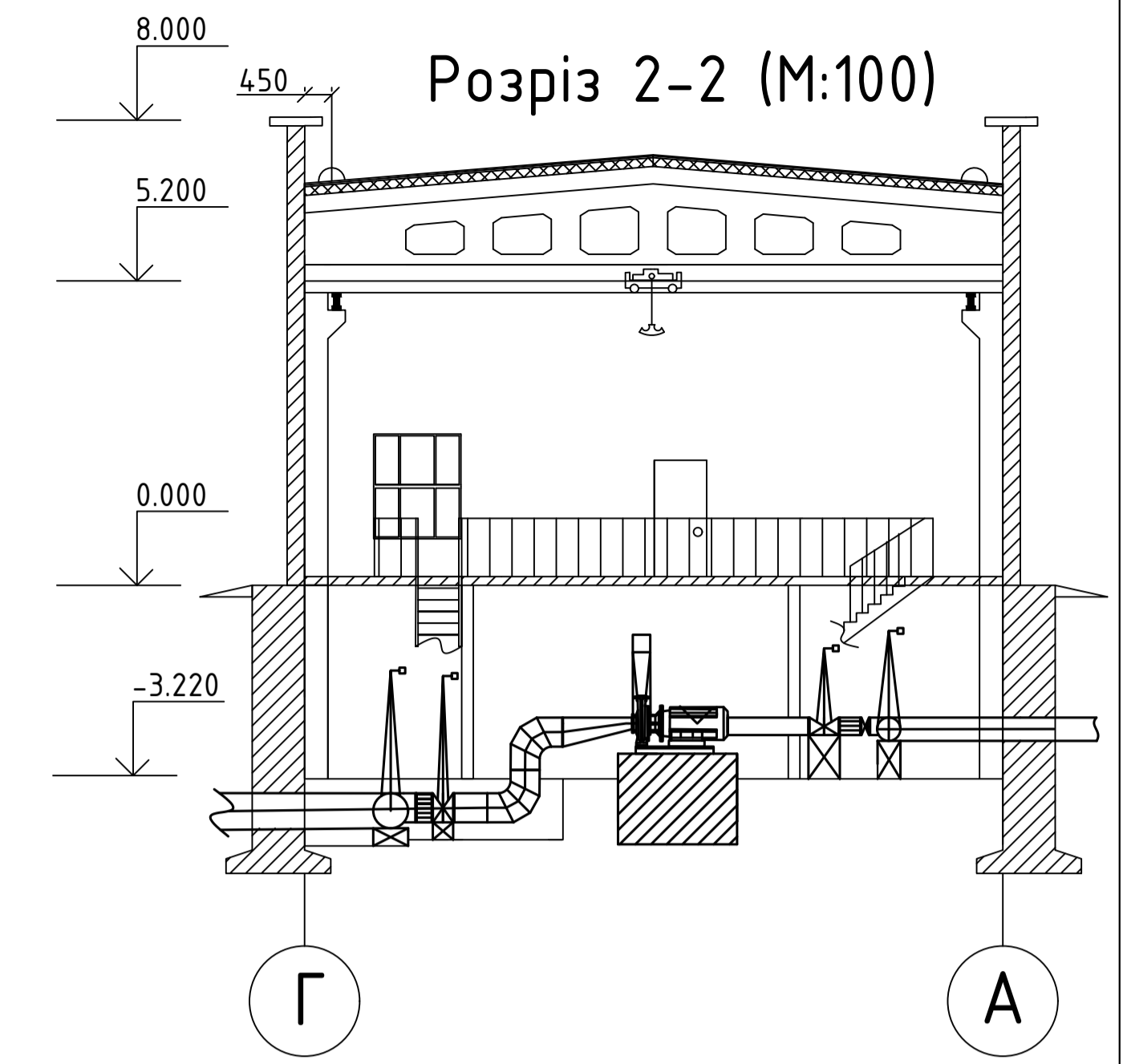
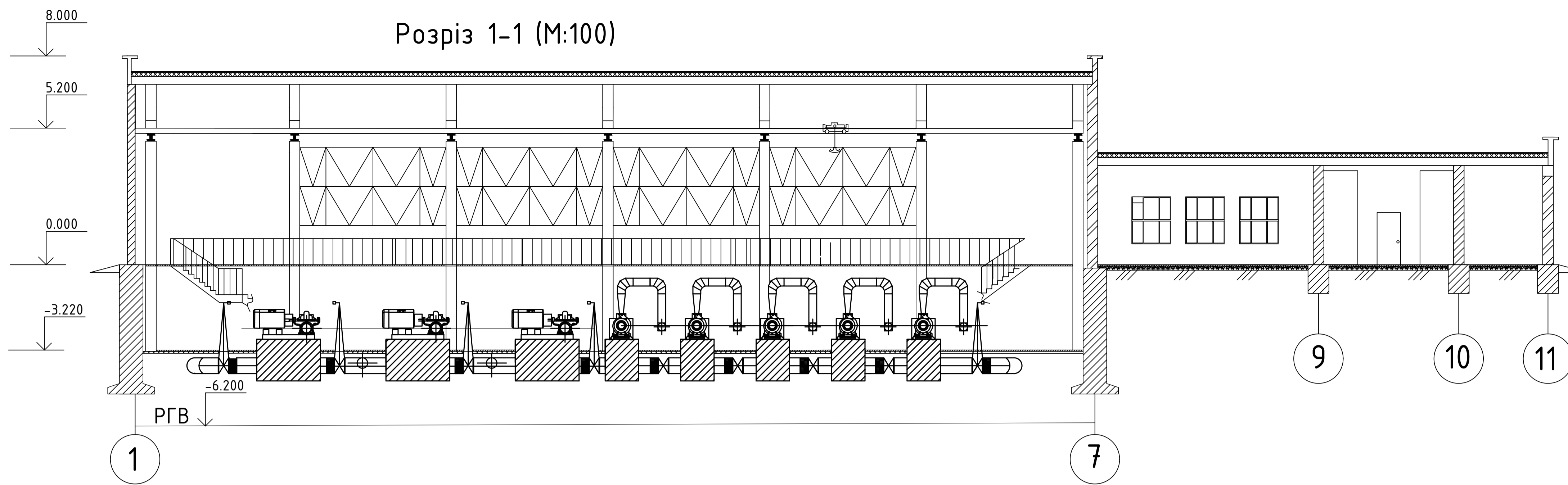
Геологічний розріз свердловини

Глибина, м	Характеристика породи	Літологічний склад породи	Потужність, м	Глибина підошви, м	Гідрологічна характеристика
0-10	Рослинний шар		0.7	0.7	
10-20	Пісок середньозернистий		5	5.7	
20-30	Суглинок		17	22.7	
30-40	Пісок крупнозернистий		26		
40-50	Мергель		6	48.7	
50-60	Валняк		31	54.57	Спастичний напір - 4.1 м
60-70	Глина		9	94.7	
70-80	Пісок середньозернистий		35	129.7	
80-90	Глина щільна		15	144.7	

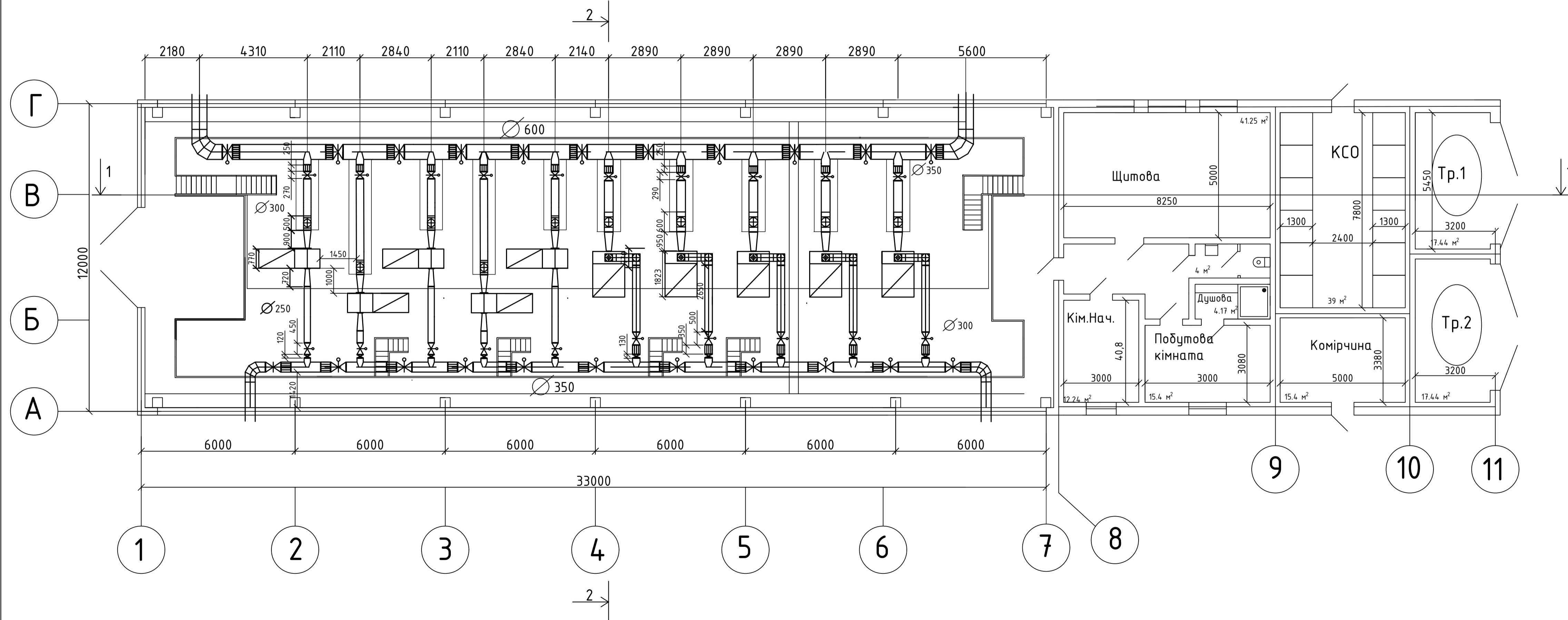
Технологічна схема водопідготовки



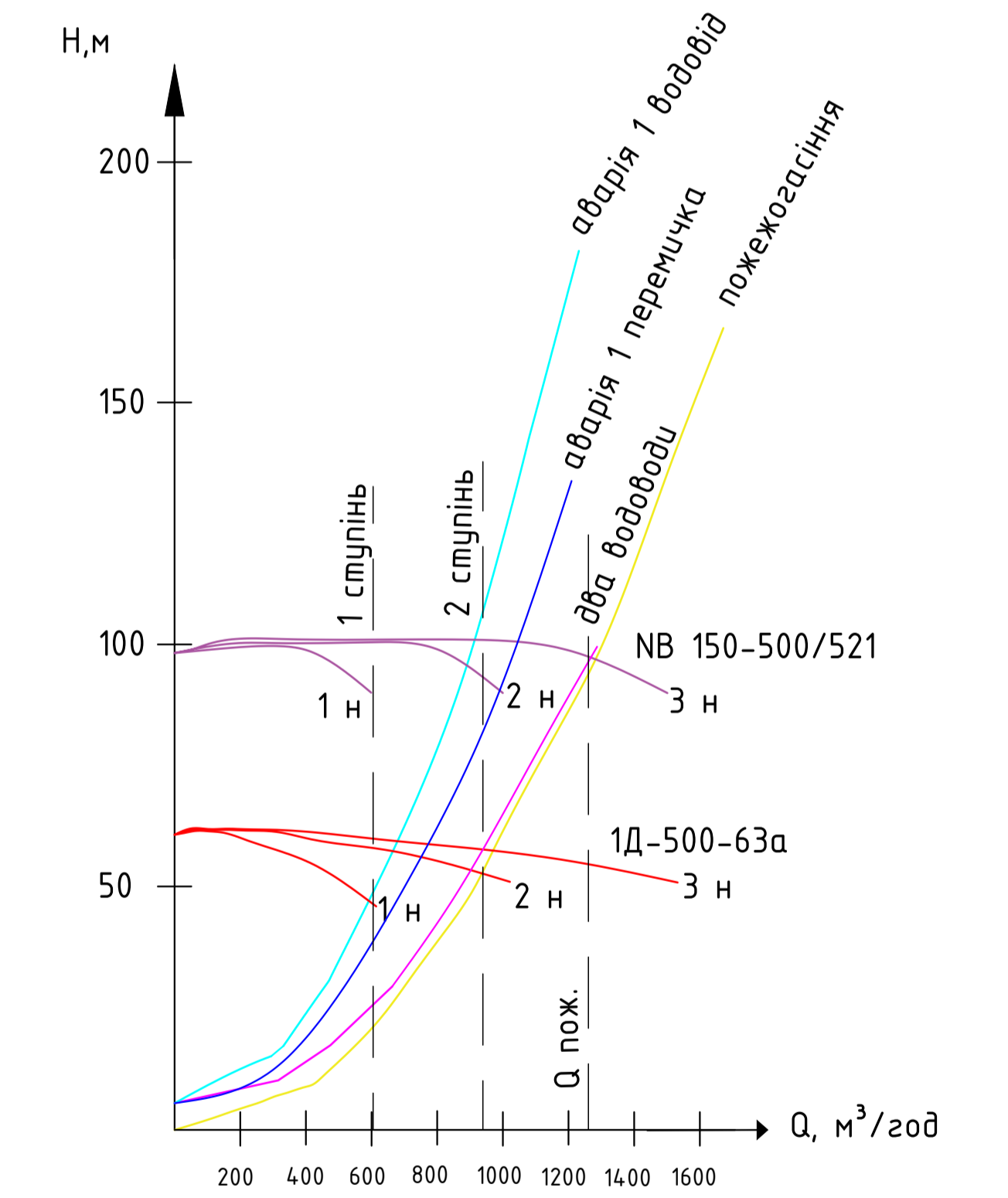
Атестаційна робота				
Зм.	Кіл.	Арк.	МФок	Підпис
Разробид	Мравів С.С.			
Кервник	Араменко Т.В.			
Зав.Каф.	Хоружий В.П.			
Кафедра водопостачання та водовідведення				
Водопостачання міста з проектуванням насосної станції II-півдому				
Стадія	Лист	Листів		
АР	2	5		
КНУБА ВВ-41				



План на позначці 0.000 (М:100)

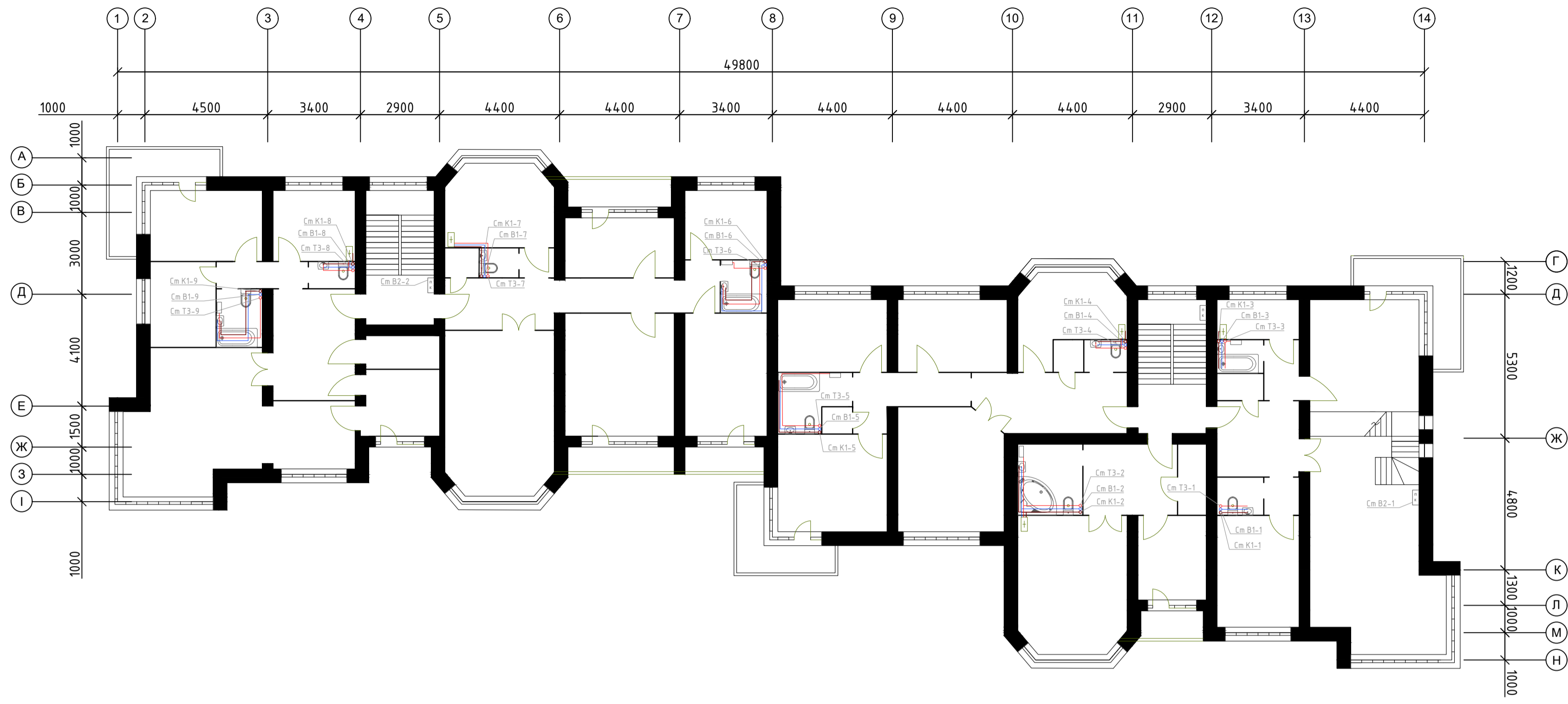


Графік сумісної роботи насосів та водоводів

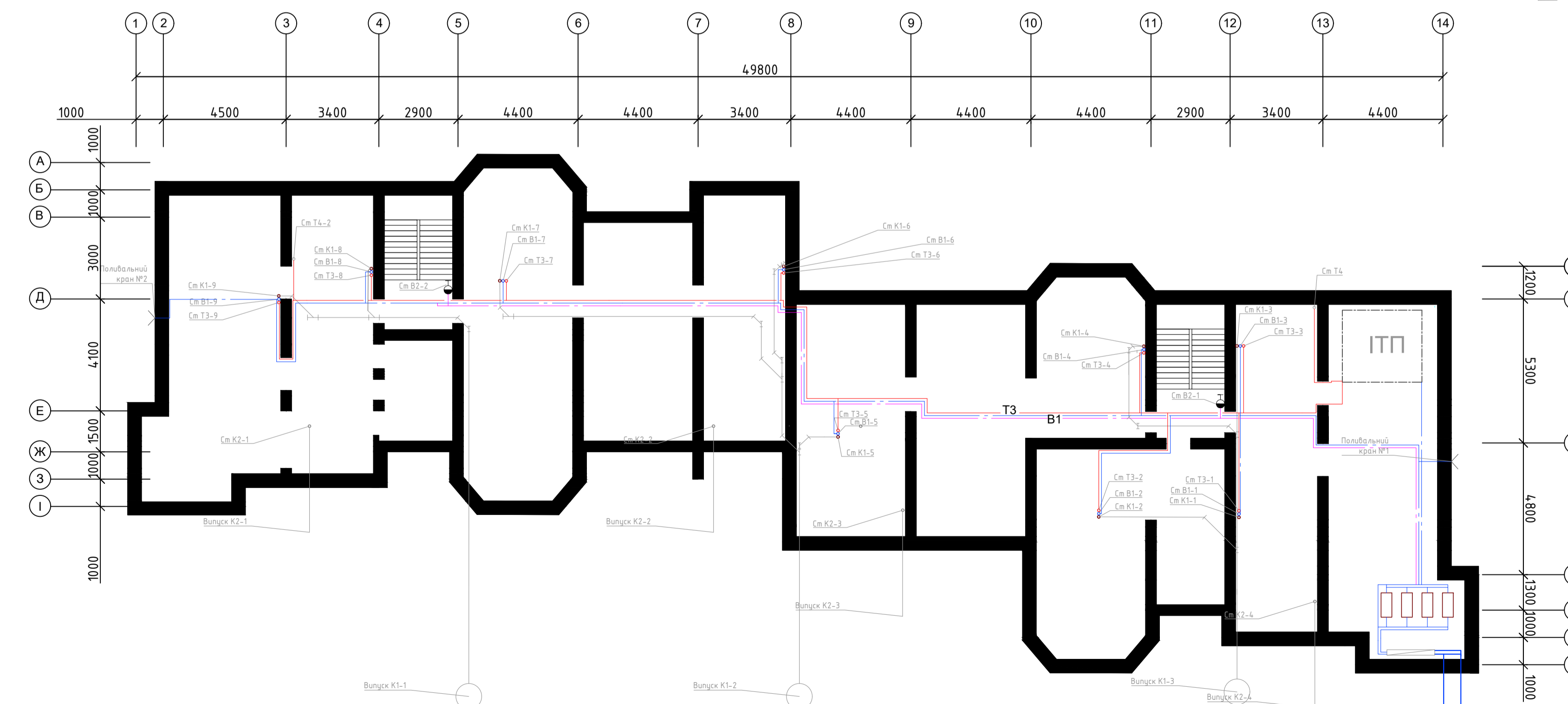


Атестаційна робота							
Зм.	Кіл.	Арк.	МФок	Підпис	Дата		
Кафедра водопостачання та водовідведення							
Розробив	Мравів Є.С.						
Керівник	Арапетян Т.В.						
Зав.Каф.	Хоружий В.П.						
Водопостачання міста з проектуванням насосної станції II-півночю					Стадія	Лист	Листів
					АР	3	5
План насосної станції II півночю на позначці 0.000, розріз 1-1, розріз 2-2, графік сумісної роботи насосів і водоводів					КНУБА ВВ-41		

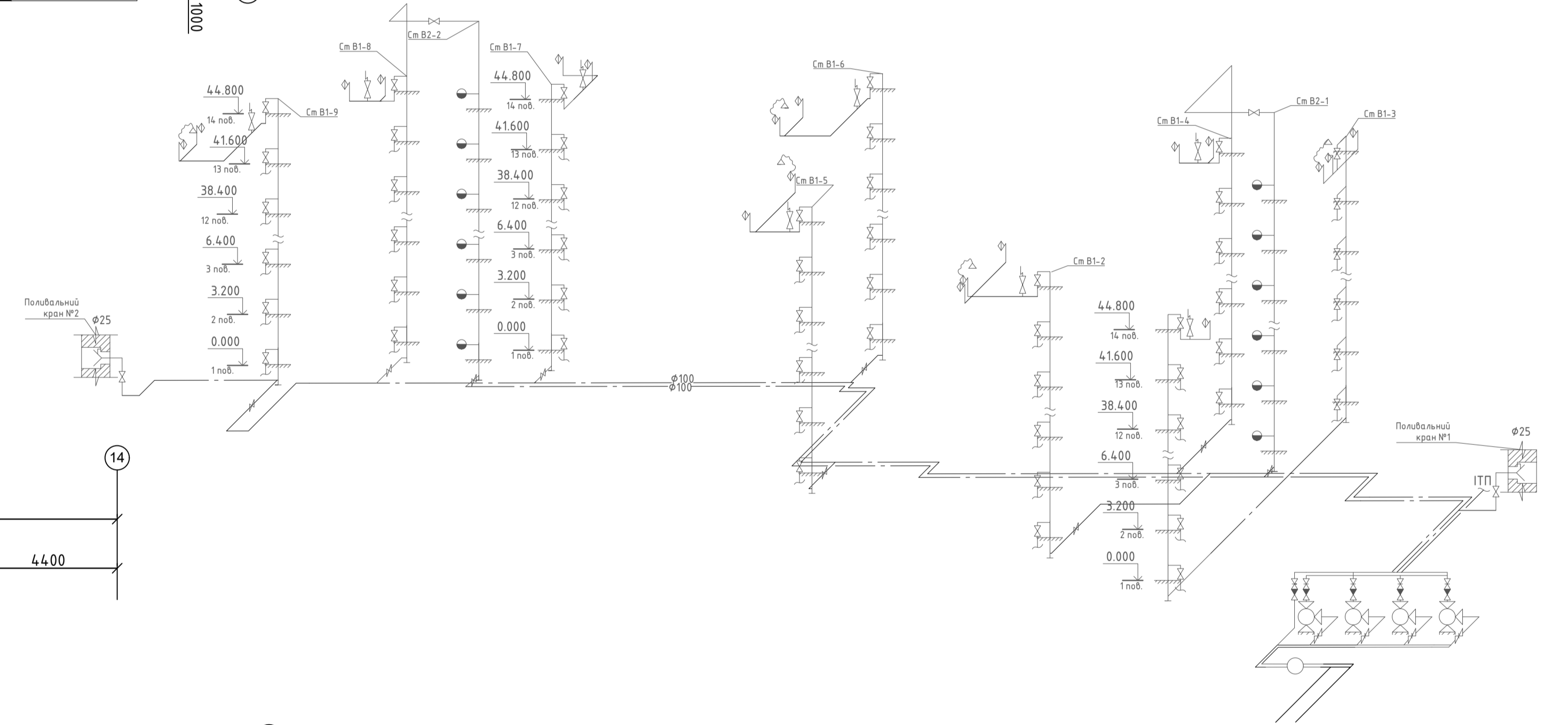
ПЛАН ТИПОВОГО ПОВЕРХУ М 1:100



ПЛАН ПІДВАЛУ М 1:100



АКСОНОМЕТРИЧНА СХЕМА СИСТЕМИ В1



Атестаційна робота					
Зм.	Кіл.	Арк.	МФок	Підпис	Дата
Разробид	Мравів С.С.				
Кервник	Арапетян Т.В.				
Зав.Каф.	Хоружий В.П.				
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Водопостачання міста з проектуванням насосної станції II-півдому					
Стадія	Лист	Листів			
АР	4	5			
План типового поверху; План підвалу; Аксонометрична схема системи В1					
КНУБА ВВ-41					

