

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

водопостачання та водовідведення

Віктор ХОРУЖИЙ

« ___ » _____ 2023 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
на здобуття освітнього ступеня бакалавр**

на тему «Водопостачання міста з розробкою схеми розміщення арматури в
окремому водопровідному колодязі»

Виконав: студент 4 курсу, групи ВВ-41

Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма: «Водопостачання та водовідведення»

Радченко Богдан Валерійович

Керівник Аргатенко Т.В.

к.т.н., доцент

Ідентичність підтверджую _____

м. Київ – 2023

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: інженерних систем та екології
Випускова кафедра: водопостачання та водовідведення
Освітній ступінь: бакалавр
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітня програма: «Водопостачання та водовідведення»

ЗАТВЕРДЖУЮ

декан факультету Олександр ПРИЙМАК

“ _____ ” _____ 202_ року

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
на здобуття освітнього ступеня бакалавр**

Радченко Богдан Валерійович

1. Тема проекту:

«Водопостачання міста з розробкою схеми розміщення арматури в окремому водопровідному колодязі».

затверджена наказом ректора КНУБА №73/2 від “17”січня 2023 року

2. Керівник роботи: кандидат технічних наук, доцент, Аргатенко Тетяна Вікторівна

3. Строк подання здобувачем роботи до захисту 15 червня 2023 року

4. Вихідні дані до проекту:

- Населений пункт: кількість населення I району 46тис. осіб; II району 24 тис. осіб;
- кількість поверхів забудови I район 5; II район 3;
- ступінь благоустрою I район - з централізованим гарячим водопостачанням; II район - з ваннами та місцевими водонагрівачами;
- кліматичні умови ША Карпатський;
- Промислові підприємства: Маслозавод, Хлібо-булочних виробів, Содовий.

Зміст пояснювальної записки за розділами:

- Р.1. Водопостачання населеного пункту
- Р.2. Водопровідна мережа
- Р.3. Водозабірні споруди
- Р.4. Водопровідні очисні споруди
- Р.5. Внутрішнє санітарно-технічне обладнання будівлі
- Р.6. Технологія будівельного виробництва

Графічний матеріал за розділами

- Р.1. Схема Магістральної Водопровідної Мережі М 1:10000.
- Р.2. Ситуаційний план; Графік п'єзометричних напорів;Схема берегового водозабору; Схема водопровідних колодязів.
- Р.3. Генплан водоочисної станції М 1:1000; графік сумісної роботи насосів і водоводів; висотна схема очисних споруд.
- Р.4. АксонOMETрична схема системи К1-1 М:10; АксонOMETрична схема системи В1 М:10; План підвалу 1:100; План типового будинку 1:100.
- Р.5. Схема розбивки будівлі на захватки та руху кранів під час монтажу; Схеми монтажу колон, стінових панелей, плит покриття; Технологічні розрахунки.

7. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1			
Розділ 2			
Розділ 3			
Розділ 4			
Розділ 5			
Розділ 6			

8. Дата видачі завдання 01 травня 2023 року

Зав. кафедри _____
(підпис) (власне ім'я та прізвище)

Керівник _____
(підпис) (власне ім'я та прізвище)

Здобувач _____
(підпис) (власне ім'я та прізвище)

ЗМІСТ

Вступ

Розділ 1. Визначення водоспоживання населеного пункту

- 1.1. Визначення розрахункових добових витрат води
- 1.2. Визначення погодинних витрат води
- 1.3. Режим роботи насосних станцій

Розділ 2. Водопровідна мережа

- 2.1. Трасування водопровідної мережі
- 2.2. Визначення місткості регулюючих споруд
- 2.3. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води
- 2.4. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів
- 2.5. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі
- 2.6. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі
- 2.7. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець
- 2.8. Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі та напору насосів

Розділ 3. Водозабірні споруди

- 3.1. Визначення категорії системи водопостачання та умов їх роботи.
- 3.2. Визначення продуктивності водозабору
- 3.3. Вибір джерела водопостачання
- 3.4. Вибір місця розташування водозабору
- 3.5. Тип та схема водозабору
- 3.6. Конструкторські рішення по конструюванню водозабірною колодязю
- 3.7. Підбір насосного обладнання. Всмоктувальне відділення
- 3.8. Статичний розрахунок. Розрахунки колодязя на спливання

Розділ 4. Водопровідні очисні споруди

- 4.1. Визначення витрати водоочисної станції
- 4.2. Вибір технологічної схеми очистки води і складу споруд
- 4.3. Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства
- 4.4. Приготування реагентів

4.5. Розрахунок окремих апаратів і споруд

4.6. Споруди для обробки промивних вод та осаду

Розділ 5. СТО житлової будівлі

5.1. Базові розрахунки

5.2. Гідравлічний розрахунок системи В2 внутрішнього водопроводу

5.3. Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі В1

5.4. Система внутрішньої побутової каналізації (К1)

Розділ 6. Технологія будівельного виробництва

6.1. Характеристика споруди та умов виконання монтажних робіт

6.2. Вибір методу монтажу

6.3. Визначення монтажних характеристик елементів та вибір комплекту кранів за технічними параметрами

Використана Література

Розділ 1. Визначення водоспоживання населеного пункту

Консультант

Хомуцька Т.П.

1.1. Визначення розрахункових добових витрат води

1.1.1 Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення

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

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

Розрахункові витрати води в добу найбільшого і найменшого водоспоживання:

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

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

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

Таблиця 1.1

Водоспоживання жителями міста

Район и міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$, л/ос.добу	$Q_{\text{доб.ср}}$, м ³ /добу	K доб.мах	$Q_{\text{доб.мах}}$, м ³ /добу	K доб.мін	$Q_{\text{доб.мін}}$, м ³ /добу
I	46000	275	12650	1,2	15180	0,81	10246, 5
II	24000	230	5520	1,15	6348	0,75	4140
Разом	70000	-	18170	-	21528	-	14386, 5

1.1.2. Розраховуємо водоспоживання на виробничі та господарсько-питні потреби промислових підприємств

Водоспоживання на виробничий сектор підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	Q _в , м ³ /од	N _{прод} , од./зміну	Q _в , м ³ /зміну
Маслозавод	1	т	15	50	750
	2	т	15	40	600
	3	-	-	-	-
	Всього			90	1350
Хлібо-булочних виробів	1	т	1,6	250	400
	2	т	1,6	225	360
	3	т	1,6	225	360
	Всього			700	1120
Содовий	1	т	70	20	1400
	2	-	-	-	-
	3	-	-	-	-
	Всього			20	1400
Разом					3870

Водоспоживання на господарсько-питні потреби виробничого сектору та прийняття душу

№	№ зміни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			Q _{г.п.} , м ³ /зм.	Прийняття душу		
			N _г , осіб	q _г , л/ос.	Q _г , м ³ /зм.	N _х , осіб	q _х , л/ос.	Q _х , м ³ /зм.		N _{душ} , осіб	q _{душ} , л/ос.зм.	Q _{душ} , м ³ /зм
1	1	100	20	45	0,9	80	25	2	2,9	40	53,5	2,14
	2	70	14		0,63	56		1,4	2,03	28		1,498
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	S	170	34	-	1,53	136	-	3,4	4,93	68	-	3,638
2	1	180	45	45	2,025	135	25	3,375	5,4	90	53,5	4,815
	2	110	27,5		1,2375	82,5		2,0625	3,3	55		2,9425
	3	110	27,5		1,2375	82,5		2,0625	3,3	55		2,9425
	S	400	100	-	4,5	300	-	7,5	12	200	-	10,7
3	1	800	400	45	18	400	25	10	28	480	25	12
	2	-	-		-	-		-	-	-		-
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	S	800	400	-	18	400	-	10	28	480	-	12
Разом	1370	534	-	24,03	836	-	20,9	44,93	748	-	26,338	

Водоспоживання, м³, на виробничі потреби підприємств:

$$Q_B = N_B \cdot q_B,$$

де N_B – кількість продукції, що випускається за зміну, од.; q_B – норма витрати води на одиницю продукції, м³/од.

Витрати води на господарсько-питні потреби робітників на підприємствах приймаємо: для гарячих цехів q_g – 45 л/ос.; для холодних q_x – 25 л/ос.

Водоспоживання, м³, на господарсько-питні потреби працівників в гарячих (г) і холодних (х) цехах та душові (д) потреби на промислових підприємствах:

$$Q_{(г; х; д)} = N_{(г; х; д)} \cdot q_{(г; х; д)} / 1000,$$

де $N_{(г; х; д)}$ – кількість робітників за зміну, працюючих відповідно в гарячих, холодних цехах та приймаючих душ, осіб; $q_{(г; х; д)}$ – витрати води на одного робітника за зміну, що працює відповідно в гарячому, холодному цехах та приймає душ, л/ос.; 1/1000 – коефіцієнт переведення літрів у м³.

1.1.3. Розрахункові середньодобові витрати води на поливання або зрошування зелених насаджень, а також миття вулиць та доріг (табл. 4).

Таблиця 1.4

Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м ³ /добу
I	46000	45	2070
II	24000	45	1080
Разом	70000	-	3150

Міста	I (Полісся); IIIА; IIIБ; V	I (Лісостеп)	II (Східний степ)	II (Південний степ); IV
Найзначніші	65	75	95	105
Значні	60	70	85	100
Великі	55	65	80	90
Середні	45	50	60	65
Малі	40	45	50	55

1.1.4. Баланс добового водоспоживання міста

Таблиця 1.5.

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	12650	15180	10246,5
	Невраховані витрати	1265	1518	1024,65
	Разом	13915	16698	11271,15
2	Населення II району	5520	6348	4140
	Невраховані витрати	552	634,8	414
	Разом	6072	6982,8	4554
Підприємство 1				
3	Виробничі потреби	1350	1350	1350
	Господарсько-питні	4,93	4,93	4,93
	Душові	3,638	3,638	3,638
	Разом	1358,568	1358,568	1358,568
Підприємство 2				
4	Виробничі потреби	1120	1120	1120
	Господарсько-питні	12	12	12
	Душові	10,7	10,7	10,7
	Разом	1142,7	1142,7	1142,7
Підприємство 3				
5	Виробничі потреби	1400	1400	1400
	Господарсько-питні	28	28	28
	Душові	12	12	12
	Разом	1440	1440	1440
Полив				
6	I район	1035	2070	0
	II район	540	1080	0
	Разом	1575	3150	0
Всього по місту		25503,268	30772,068	19766,418

У відповідності з рекомендаціями ДБН В.2.5-74:2013 [п.6.1.4, додаток А]:

- витрати води для потреб місцевої промисловості та невраховані витрати приймаємо 10-20% від витрат води на господарсько-питні потреби населеного пункту (додаток.1, прим.3);

- середньодобову витрату води на полив вулиць та зелених насаджень в умовах України приймаємо у розмірі 50% від максимального водоспоживання (у добу мінімального водоспоживання полив не виконують).

1.2. Визначення погодинних витрат води

Коефіцієнт максимальної погодинної нерівномірності водоспоживання населенням:

$$K_{г.маx (I; II)} = \alpha_{маx (I; II)} \cdot \beta_{маx (I; II)},$$

де $\alpha_{маx} = 1,2-1,4$ – коефіцієнт, що враховує ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови [1]; $\beta_{маx}$ – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті ([1], п. 6.1.2 ДБН В.2.5-74:2013).

Погодинний розподіл витрат приймаємо за рекомендаціями ДБН В.2.5-74:2013 додаток 5 з урахуванням $K_{г.маx}$ (табл. 6).

1.3. Режим роботи насосних станцій

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

Таблиця 1.7.

Визначення подачі насосів на насосних станціях

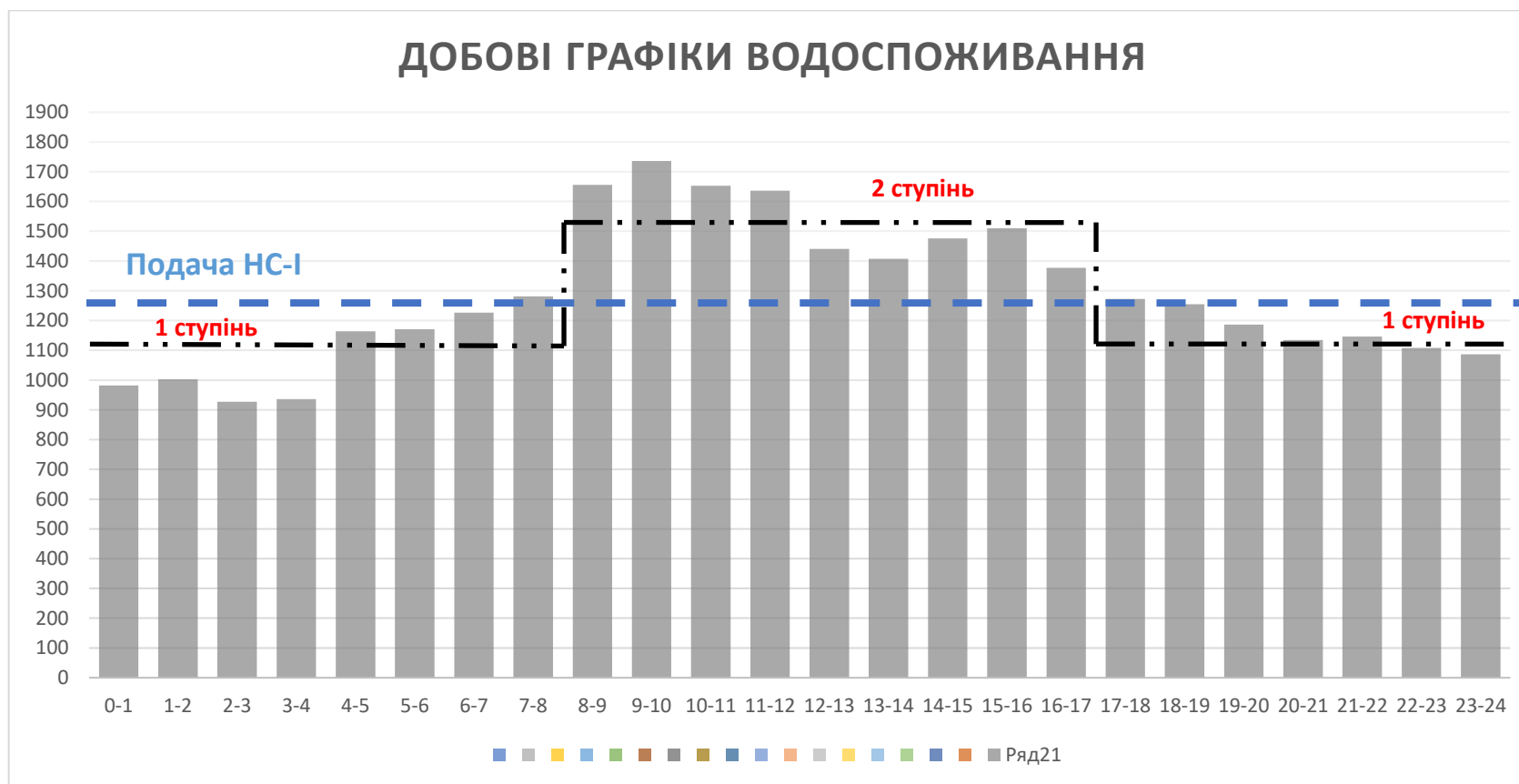
	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м ³ /год	Подача, м ³ /добу
1 ступінь	15	1131,703933	16975,56
2 ступінь	9	1532,945444	13796,51
НС - I	24	1282,1695	30772,068

Визначення погодинних витрат у містах

Таблиця 1.6.

Годи- ни доби	населення I району		населення II району		Разом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				SQ, м³/год	Полив		Q _{міста} , м³/год
	% від Q _{доб.мах}	витрата, м³/год	% від Q _{доб.мах}	витрата, м³/год		ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	вироб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	вироб- 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	417,45	1,50	104,74	522,19			1,50	1,50	45,00	0,41	2,94	48,36					572,05	230,00	180,00	982,05
1-2	2,65	442,50	1,50	104,74	547,24					45,00	0,41		45,41					592,65	230,00	180,00	1002,65
2-3	2,20	367,36	1,50	104,74	472,10					45,00	0,41		45,41					517,51	230,00	180,00	927,51
3-4	2,25	375,71	1,50	104,74	480,45					45,00	0,41		45,41					525,86	230,00	180,00	935,86
4-5	3,20	534,34	2,50	174,57	708,91					45,00	0,41		45,41					754,32	230,00	180,00	1164,32
5-6	3,90	651,22	3,50	244,40	895,62					45,00	0,41		45,41					941,03	230,00		1171,03
6-7	4,50	751,41	4,50	314,23	1065,64					45,00	0,41		45,41					1111,05	115,00		1226,05
7-8	5,10	851,60	5,50	384,05	1235,65					45,00	0,41		45,41					1281,06			1281,06
8-9	5,35	893,34	6,25	436,43	1329,77	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68	2,94	53,62	175,0	3,50		178,5	1656,00			1656,00
9-10	5,85	976,83	6,25	436,43	1413,26	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1736,55			1736,55
10-11	5,35	893,34	6,25	436,43	1329,77	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1653,06			1653,06
11-12	5,25	876,65	6,25	436,43	1313,07	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1636,36			1636,36
12-13	4,60	768,11	5,00	349,14	1117,25	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1440,54			1440,54
13-14	4,40	734,71	5,00	349,14	1083,85	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1407,14			1407,14
14-15	4,60	768,11	5,50	384,05	1152,16	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1475,45			1475,45
15-16	4,60	768,11	6,00	418,97	1187,08	93,75	0,36		94,11	50,00	0,68		50,68	175,0	3,50		178,5	1510,36			1510,36
16-17	4,90	818,20	6,00	418,97	1237,17	75,00	0,25	2,14	77,39	45,00	0,41	4,82	50,23			12,00	12,0	1376,79			1376,79
17-18	4,60	768,11	5,50	384,05	1152,16	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					1272,83			1272,83
18-19	4,70	784,81	5,00	349,14	1133,95	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					1254,61			1254,61
19-20	4,50	751,41	4,50	314,23	1065,64	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					1186,30			1186,30
20-21	4,40	734,71	4,00	279,31	1014,02	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					1134,69			1134,69
21-22	4,20	701,32	3,00	209,48	910,80	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					1031,47	115,00		1146,47
22-23	3,70	617,83	2,00	139,66	757,48	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					878,15	230,00		1108,15
23-24	2,70	450,85	1,50	104,74	555,59	75,00	0,25		75,25	45,00	0,41		45,41					676,25	230,00	180,00	1086,25
Всього-	100	16698	100	6982,800	23680,80	1350,00	4,93	3,638	1358,568	1120	12	10,7	1142,70	1400	28	12	1440	27622,07	2070	1080	30772,0680

Рис.1.1. Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями



Розділ 2. Водопровідна мережа

Консультант

Хомуцька Т.П.

2.1. Трасування водопровідної мережі (рис.2).

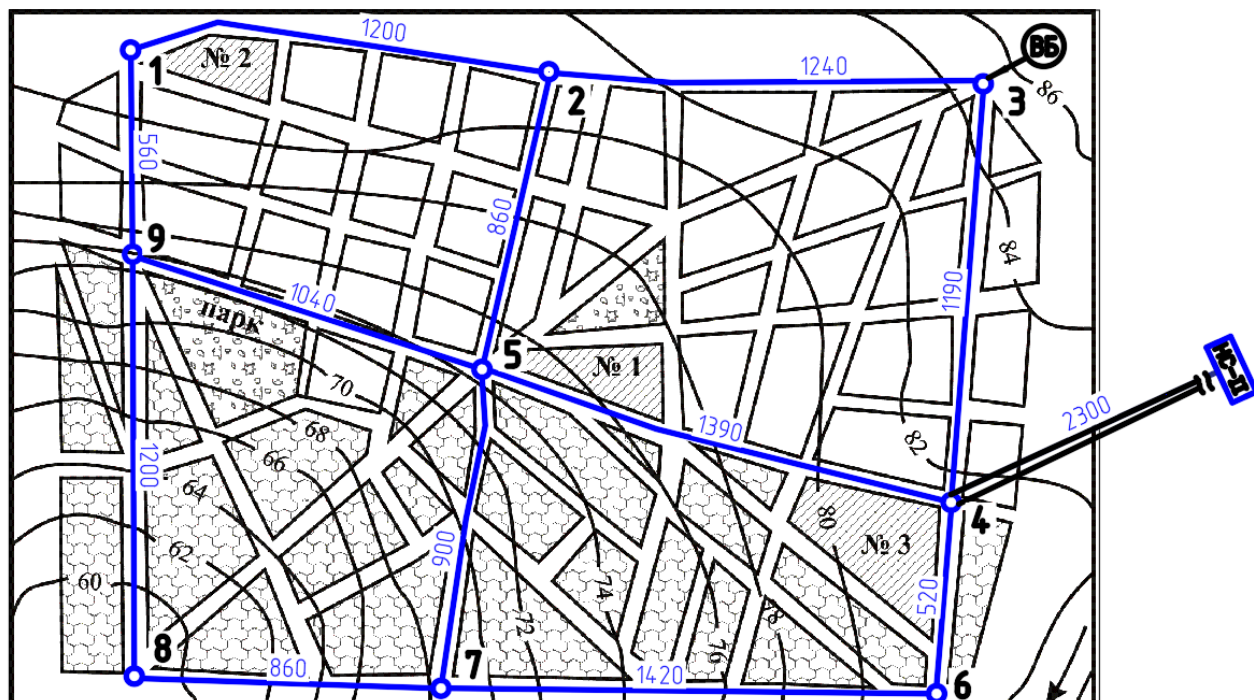


Рис.2.1 Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

2.2. Визначення місткості регулювальних споруд

2.2.1. Регулювальний об'єм водонапірної башти (табл. 2.1).

Години доби	Q _{міста} , м ³ /ГОД	Q _{н.с.п.} , м ³ /ГОД	q у бак, м ³ /год	q із бака, м ³ /год	W у баку, м ³
1	2	3	4	5	6
0-1	982,05	1131,70	149,66		149,66
1-2	1002,65	1131,70	129,05		278,71
2-3	927,51	1131,70	204,19		482,90
3-4	935,86	1131,70	195,84		678,75
4-5	1164,32	1131,70		-32,61	646,13
5-6	1171,03	1131,70		-39,33	606,81
6-7	1226,05	1131,70		-94,34	512,46
7-8	1281,06	1131,70		-149,36	363,10
8-9	1656,00	1532,95		-123,05	240,05
9-10	1736,55	1532,95		-203,60	36,45
10-11	1653,06	1532,95		-120,11	-83,66
11-12	1636,36	1532,95		-103,41	-187,07
12-13	1440,54	1532,95	92,41		-94,66
13-14	1407,14	1532,95	125,81		31,14
14-15	1475,45	1532,95	57,50		88,64
15-16	1510,36	1532,95	22,58		111,22
16-17	1376,79	1532,95	156,15		267,37
17-18	1272,83	1131,70		-141,12	126,25
18-19	1254,61	1131,70		-122,91	3,34
19-20	1186,30	1131,70		-54,60	-51,26
20-21	1134,69	1131,70		-2,99	-54,24
21-22	1146,47	1131,70		-14,76	-69,01
22-23	1108,15	1131,70	23,56		-45,45
23-24	1086,25	1131,70	45,45		0,00
Всього	30772,07	30772,07	1202,20	-1202,20	

Регулювальний об'єм бака башти дорівнює $W_{\text{рег.б}} = 865,82 \text{ м}^3$.

Для подальших обчислень отриманий регулюючий об'єм водонапірної башти зменшуємо на 40% (тобто на $346,33 \text{ м}^3$), оскільки розраховуємо водопровідну мережу з контррезервуаром. Отже $W_{\text{рег.б}} = 519,49 \text{ м}^3$.

Протипожежний запас води в башті (10-хв. гасіння однієї зовнішньої і однієї внутрішньої пожеж):

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

де $q_{\text{п.з}}$ і $q_{\text{п.в}}$ – розрахункові витрати води відповідно на гасіння однієї зовнішньої ($q_{\text{п.з}} = 35$ л/с із додатка 6 методичних вказівок) і однієї внутрішньої ($q_{\text{п.в}} = 5$ л/с) пожеж; $q_{\text{б.мах}}$ – витрата води з бака башти в годину максимального водоспоживання, л/с.

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(35 + 5 + 203,60 / 3,6) = 57,93 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм бака водонапірної башти:

$$W_{\text{б}} = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож.б}} = 520,91 + 77,07519,49 + 57,93 = 577,43 \text{ м}^3.$$

методичних вказівок обираємо водонапірну башту з об'ємом бака $W_{\text{б}} = 600$ м³. Отже, діаметр бака становитиме $D_{\text{б}} = \sqrt[3]{\frac{600}{0,785}} = 9,14 \text{ м}$; висота регулюючого об'єму

$$h_{\text{рег.б}} = \frac{1,27 \cdot 519,49}{9,14^2} = 7,89 \text{ м}, \text{ а протипожежного } h_{\text{пож.б}} = \frac{1,27 \cdot 57,93}{9,14^2} = 0,88 \text{ м}.$$

2.2.2. Регулювальний об'єм РЧВ (табл. 2.2.).

Таблиця 2.2

Години доби	Qнс-1, м ³ /год	Qнс-п, м ³ /год	q до РЧВ, м ³ /год	q із РЧВ, м ³ /год	W у РЧВ, м ³
1	2	3	4	5	6
0-1	1282,17	1131,70	150,47	0,00	150,47
1-2	1282,17	1131,70	150,47	0,00	300,93
2-3	1282,17	1131,70	150,47	0,00	451,40
3-4	1282,17	1131,70	150,47	0,00	601,86
4-5	1282,17	1131,70	150,47	0,00	752,33
5-6	1282,17	1131,70	150,47	0,00	902,79
6-7	1282,17	1131,70	150,47	0,00	1053,26
7-8	1282,17	1131,70	150,47	0,00	1203,72
8-9	1282,17	1532,95	0,00	250,78	952,95
9-10	1282,17	1532,95	0,00	250,78	702,17
10-11	1282,17	1532,95	0,00	250,78	451,40
11-12	1282,17	1532,95	0,00	250,78	200,62
12-13	1282,17	1532,95	0,00	250,78	-50,16
13-14	1282,17	1532,95	0,00	250,78	-300,93
14-15	1282,17	1532,95	0,00	250,78	-551,71
15-16	1282,17	1532,95	0,00	250,78	-802,48
16-17	1282,17	1532,95	0,00	250,78	-1053,26
17-18	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-902,79
18-19	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-752,33
19-20	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-601,86
20-21	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-451,40
21-22	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-300,93
22-23	1282,17	1131,70	150,47	0,00	-150,47
23-24	1282,17	1131,70	150,47	0,00	0,00
Всього	30772,07	30772,07	2256,98	2256,98	

$$W_{\text{рег.р}} = 1203,72 + 1053,26 = 2256,98 \text{ м}^3.$$

Для подальшого розрахунку регулюючий об'єм води в РЧВ збільшимо на величину зменшеного регулюючого об'єму башти (346,33м³), тобто

$$W_{\text{рег.р}} = 2256,97 + 346,33 = 2603,31 \text{ м}^3.$$

Повний об'єм РЧВ:

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

де $W_{\text{в.п}}$ – запас води на власні потреби станцій підготовки води (приймаємо $W_{\text{в.п}} = 0,06 \cdot Q_{\text{доб.мах}} = 0,06 \cdot 30772,07 = 1846,324 \text{ м}^3$); $W_{\text{пож.р}}$ – пожежний запас води:

$W_{\text{пож.р}} = T_{\text{п}} (3,6q_{\text{п}} - Q_1) + W_{\text{госп}}$, 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, ($q_{\text{п}} = 2 \cdot 35 = 70 \text{ л/с}$ з додатка 6 методичних вказівок);

$Q_1 = 1282,17 \text{ м}^3/\text{год}$ – подача води НС-I в РЧВ;

3,6 – коефіцієнт переведення л/с у $\text{м}^3/\text{год}$;

$W_{\text{госп}} = 1656 + 1736,55 + 1653,06 = 5045,60 \text{ м}^3$ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання (графа 19 табл.6).

$$W_{\text{пож.р}} = 3 \cdot (3,6 \cdot 70 - 1282,17) + 5045,6 = 1955,091 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{рчв}} = 2603,31 + 1955,091 + 1846,324 = 6404,726 \text{ м}^3.$$

За додатком 8 приймаємо два прямокутних РЧВ місткістю 4000 м^3 кожний і розмірами: довжина – 36 м; ширина – 24 м; глибина води – $h_{\text{р}} = 4,84 \text{ м}$.

Глибини об'ємів води:

$$\text{– регулюючого } h_{\text{рег.р}} = W_{\text{р.р}} / nF_{\text{рчв}} = 2603,31 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 1,507 \text{ м};$$

$$\text{– пожежного } h_{\text{пож.р}} = 1955,091 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 1,131 \text{ м};$$

$$\text{– на власні потреби } h_{\text{в.п}} = 1846,324 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 1,068 \text{ м}.$$

Відмітка максимального рівня води в резервуарі:

$$Z_{\text{мах.р}} = Z_{\text{з.р}} + \Delta h_{\text{р}} = 90,0 + 1,0 = 91,0 \text{ м},$$

де $Z_{\text{з.р}}$ – відмітка поверхні землі в місці знаходження майданчика РЧВ і НС-II, м;
 $\Delta h_{\text{р}}$ – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, м.

Відмітка дна РЧВ:

$$Z_{\text{д.р}} = Z_{\text{мах.р}} - h_{\text{р}} = 91 - 4,84 = 86,16 \text{ м},$$

Відмітка мінімального рівня води в РЧВ:

$$Z_{\text{мін.р}} = Z_{\text{мах.р}} - h_{\text{рег.р}} - h_{\text{в.п}} = 91 - 1,507 - 1,068 = 88,425 \text{ м}.$$

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

Таблиця 2.3

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	976,83	436,43	94,11	50,68	178,50	0,00	0,00	1736,55
л/с	271,34	121,23	26,14	14,08	49,58	0,00	0,00	482,37
ГОДИНА МАКСИМАЛЬНОГО ТРАНЗИТУ ВОДИ В БАШТУ								
м ³ /ГОД	367,36	104,74	0,00	45,41	0,00	230,00	180,00	927,51
л/с	102,04	29,10	0,00	12,61	0,00	63,89	50,00	257,64

Таблиця 2.4

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	Надходження води із башти	Подача води в башту
м ³ /ГОД	max	1736,55	1532,95	203,60	
л/с		482,37	425,82	56,56	
м ³ /ГОД	Транзит	927,51	1131,70		204,19
л/с		257,64	314,36		56,72
м ³ /ГОД	max+пож	1988,55	1988,55		
л/с		552,37	552,37		

2.4. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

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

- при максимальному водоспоживанні та мінімальному водоспоживанні

$$q_{num.I} = \frac{q_{нас.I} + q_{пол.I}}{L_I} = \frac{271,34 + 0}{4705} = 0,0576 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{num.II} = \frac{q_{нас.II} + q_{пол.II}}{L_{II}} = \frac{121,23 + 0}{4975} = 0,024 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

- при максимальному транзиті води в башту

$$q_{num.I} = \frac{102,04 + 63,89}{4705} = 0,035 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{num.II} = \frac{29,1 + 50}{4975} = 0,015 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

- при максимальному водоспоживанню			
q(пит.І)	0,0576	q(нас.І) + q(пол.І)=	271,34
q(пит.ІІ)	0,0243	q(нас.ІІ) + q(пол.ІІ) =	121,22
- при мінімальному			
q(пит.І)	0,03526	q(нас.І) + q(пол.І) =	165,93
q(пит.ІІ)	0,01589	q(нас.ІІ) + q(пол.ІІ) =	79,1

Таблиця 2.5.

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	q _{д.мах} , л/с	q _{д.мин} , л/с
Район І				
9-1	560	560	32,30	19,75
1-2	1200	600	34,60	21,16
2-5	520	520	29,99	18,34
2-3	1240	620	35,76	21,87
3-4	1190	1190	68,63	41,97
5-4	1390	695	40,08	24,51
9-5	1040	520	29,99	18,34
Разом	7140	4705	271,34	165,93
Район ІІ				
9-8	1200	1200	29,24	19,08
8-7	860	430	10,48	6,84
7-5	900	900	21,93	14,31
7-6	1420	710	17,30	11,29
6-4	520	520	12,67	8,27
5-4	1390	695	16,94	11,05
9-5	1040	520	12,67	8,27
Разом	7330	4975	121,23	79,10
Всього	14470	9680	392,57	245,0272

Вузлові витрати q_{вузл}, 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 $q_{зос}$ записуємо (з табл. 2.3.) витрати підприємств $q_{підпр}$, що приєднані до вузлів 3, 5 і 7, крім того, при транзиті додатково враховуємо у вузлі 3 витрату в башту (43,69 л/с). Для режиму пожежогасіння призначаємо розрахункові витрати води для гасіння пожеж $q_{пож}$ у вузлах 4 і 6.

Таблиця 2.6.

Визначення вузлових відборів

№ вузла	max			max+пож		транзит		
	$Q_{вузл},$ л/с	$Q_{зос},$ л/с	$Q_{вузл},$ л/с	$Q_{пож},$ л/с	$Q_{вузл},$ л/с	$Q_{вузл},$ л/с	$Q_{зос},$ л/с	$Q_{вузл},$ л/с
1	33,45	14,08	47,53	35,00	82,53	20,45	12,61	33,07
2	50,17		50,17		50,17	30,68		30,68
3	52,19		52,19		52,19	31,92		31,92
4	69,16	49,58	118,74		118,74	43,02	0,00	43,02
5	75,80	26,14	101,94		101,94	44,39	0,00	44,39
6	14,99		14,99		14,99	12,80		12,80
7	24,86		24,86		24,86	14,71		14,71
8	19,86		19,86		19,86	12,96		12,96
9	52,10		52,10	35,00	87,10	34,11		34,11
Разом	392,57	89,80	482,37	70,00	552,37	245,03	12,61	257,64

2.5. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

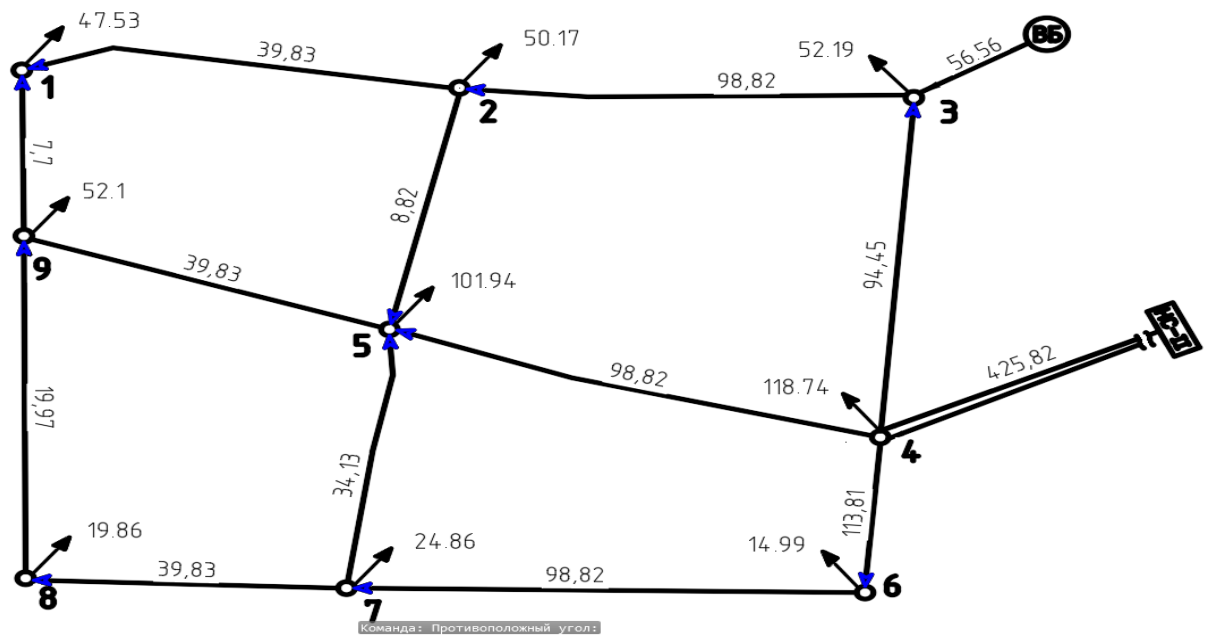


Рис. 2.2. Попередній розподіл витрат води для режиму макс. Водоспоживання

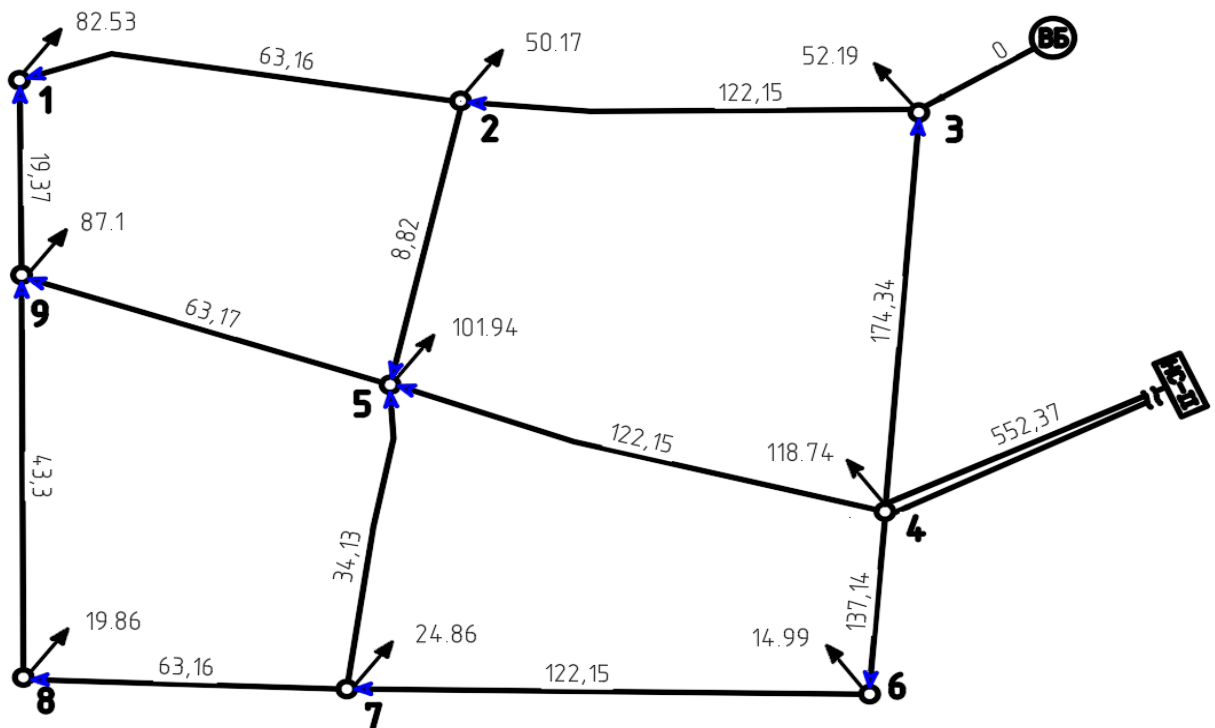


Рис. 2.3. Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

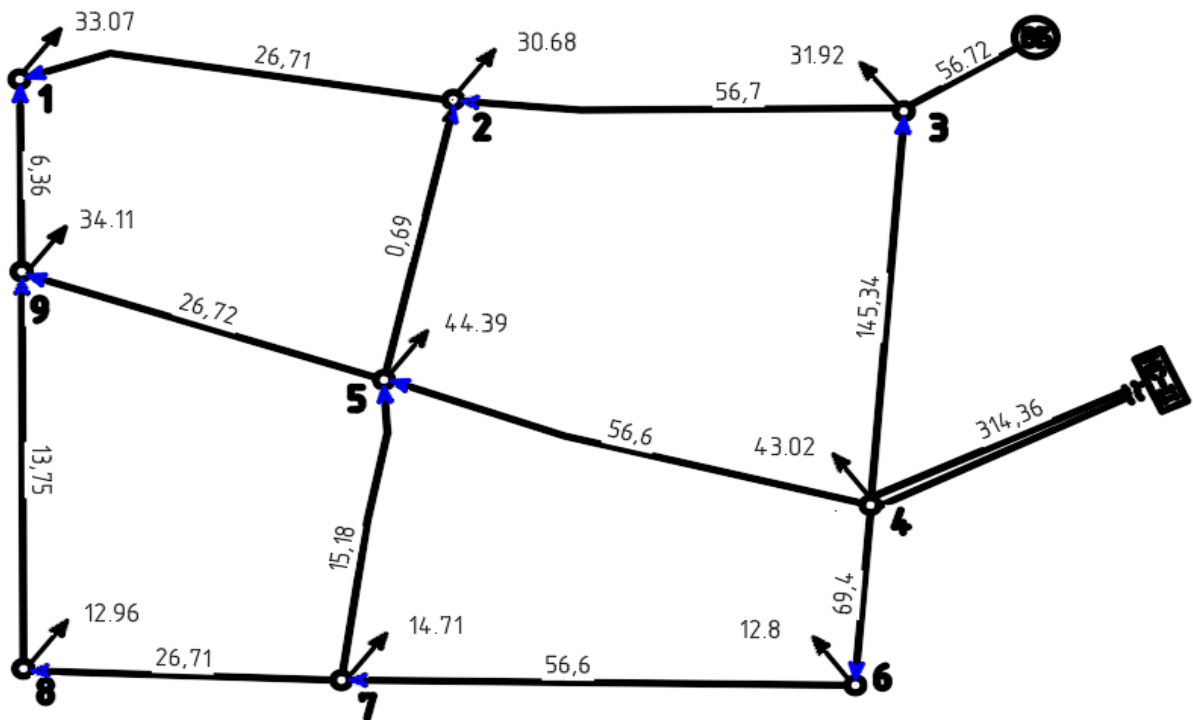


Рис. 2.4. Попередній розподіл витрат води для режиму мінімального водоспоживання

2.6. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі

Для водопровідної мережі міста призначаємо чавунні труби.

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

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

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

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

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 $\text{л}/\text{с}$, то при обчисленнях опір ділянки S потрібно ділити на 1000000.

Поправочну витрату кільця Δq_k визначаємо за формулою

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

де Δh – нев'язка кільця, м.

Таблиця 2.7. Гідралічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній потікорозподіл								
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q
1	9-1	560	150	7,7	0,44	37,11	1,185	43,975	24626,20	1	1,46	0,19
	2-1	1200	250	39,83	0,81	2,528	1,058	2,675	3209,55	-1	-5,09	0,13
	2-5	860	200	8,82	0,28	8,092	1,3	10,520	9046,86	1	0,70	0,08
	5-9	1040	250	39,83	0,81	2,528	1,058	2,675	2781,61	1	4,41	0,11
											Dh кільця =	1,48
										Dq кільця =	1,46	
2	3-2	1240	300	98,82	1,40	0,9485	1,02	0,967	1199,07	-1	-11,71	0,12
	4-3	1190	350	94,45	0,98	0,4365	1,032	0,450	536,06	-1	-4,78	0,05
	4-5	1390	350	98,82	1,03	0,4365	1,027	0,448	623,12	1	6,08	0,06
	2-5	860	200	8,82	0,28	8,092	1,3	10,520	9046,86	-1	-0,70	0,08
											Dh кільця =	-11,11
										Dq кільця =	17,89	
3	4-5	1390	350	98,82	1,03	0,4365	1,027	0,448	623,12	-1	-6,08	0,06
	4-6	520	350	113,81	1,18	0,4365	1,02	0,445	231,41	1	3,00	0,03
	6-7	1420	300	98,82	1,40	0,9485	1,02	0,967	1373,13	1	13,41	0,14
	7-5	900	200	34,13	1,09	8,092	1,02	8,250	7424,81	1	8,65	0,25
											Dh кільця =	18,97
										Dq кільця =	19,88	
4	7-5	900	200	34,13	1,09	8,092	1,02	8,250	7424,81	-1	-8,65	0,25
	7-8	860	200	39,83	1,27	8,092	1,02	8,250	7094,82	1	11,26	0,28
	5-9	1040	250	39,83	0,81	2,528	1,058	2,675	2781,61	-1	-4,41	0,11
	8-9	1200	150	19,97	1,13	37,11	1,02	37,834	45400,37	1	18,11	0,91
											Dh кільця =	16,30
										Dq кільця =	5,25	
										Dh контура =	25,64	

перше наближення										14 наближення									
Dq кільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q	Dqкільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q
-1,46		-1,46	6,24	0,35	1,240	25769,18	1	1,00	0,16	0,00		0,00	3,81	0,22	1,394	28969,55	1	0,42	0,11
1,46		1,46	41,29	0,84	1,052	3191,35	-1	-5,44	0,13	0,00		0,00	43,72	0,89	1,042	3161,01	-1	-6,04	0,14
-1,46	-17,89	-19,35	-10,53	-0,34	1,410	9812,36	-1	-1,09	0,10	0,00	0,00	0,00	7,98	0,25	1,330	9255,63	-1	-0,59	0,07
-1,46	5,25	3,78	43,61	0,89	1,044	2744,80	1	5,22	0,12	0,00	0,00	0,00	47,83	0,97	1,033	2715,88	1	6,21	0,13
						Dh кільця =		-0,31	0,52							Dh кільця =		0,00	0,45
						Dq кільця =		0,30								Dq кільця =		0,00	
-17,89		-17,89	80,93	1,15	1,009	1186,73	-1	-7,77	0,10	0,00		0,00	85,91	1,22	1,000	1176,14	-1	-8,68	0,10
-17,89		-17,89	76,56	0,80	1,062	551,64	-1	-3,23	0,04	0,00		0,00	81,54	0,85	1,052	546,45	-1	-3,63	0,04
17,89	19,88	37,78	136,60	1,42	1,000	606,74	1	11,32	0,08	0,00	0,00	0,00	139,01	1,45	1,000	606,74	1	11,72	0,08
-17,89	-1,46	-19,35	-10,53	-0,34	1,410	9812,36	1	1,09	0,10	0,00	0,00	0,00	7,98	0,25	1,330	9255,63	1	0,59	0,07
						Dh кільця =		1,40	0,32							Dh кільця =		0,00	0,30
						Dq кільця =		2,16								Dq кільця =		0,00	
19,88	17,89	37,78	136,60	1,42	1,000	606,74	-1	-11,32	0,08	0,00	0,00	0,00	139,01	1,45	1,000	606,74	-1	-11,72	0,08
-19,88		-19,88	93,93	0,98	1,033	234,47	1	2,07	0,02	0,00		0,00	86,53	0,90	1,042	236,51	1	1,77	0,02
-19,88		-19,88	78,94	1,12	1,014	1365,05	1	8,51	0,11	0,00		0,00	71,54	1,01	1,029	1385,26	1	7,09	0,10
-19,88	5,25	-14,64	19,49	0,62	1,109	8076,63	1	3,07	0,16	0,00	0,00	0,00	18,75	0,60	1,118	8142,17	1	2,86	0,15
						Dh кільця =		2,32	0,37							Dh кільця =		0,00	0,36
						Dq кільця =		3,14								Dq кільця =		0,00	
5,25	-19,88	-14,64	19,49	0,62	1,109	8076,63	-1	-3,07	0,16	0,00	0,00	0,00	18,75	0,60	1,118	8142,17	-1	-2,86	0,15
-5,25		-5,25	34,58	1,10	1,015	7063,51	1	8,45	0,24	0,00		0,00	27,93	0,89	1,044	7265,32	1	5,67	0,20
5,25	-1,46	3,78	43,61	0,89	1,044	2744,80	-1	-5,22	0,12	0,00	0,00	0,00	47,83	0,97	1,033	2715,88	-1	-6,21	0,13
-5,25		-5,25	14,72	0,83	1,054	46936,73	1	10,18	0,69	0,00		0,00	8,07	0,46	1,175	52325,10	1	3,41	0,42
						Dh кільця =		10,33	1,21							Dh кільця =		0,00	0,91
						Dq кільця =		4,26								Dq кільця =		0,00	
						Dh контура =		13,75								Dh контура =		0,00	

Таблиця 2.8. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання + пожежі

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній потікорозподіл									
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q	
1	9-1	560	150	19,37	1,10	37,11	1,0195	37,834	21186,84	1	7,95	0,41	
	2-1	1200	250	63,16	1,29	2,528	1,0195	2,577	3092,76	-1	-12,34	0,20	
	2-5	860	200	8,82	0,28	8,092	1,3	10,520	9046,86	1	0,70	0,08	
	5-9	1040	250	63,17	1,29	2,528	1,0195	2,577	2680,39	1	10,70	0,17	
											Dh кільця =	7,01	0,85
											Dq кільця =	4,10	
2	3-2	1240	300	122,15	1,73	0,9485	1,0195	0,967	1199,07	-1	-17,89	0,15	
	4-3	1190	350	174,34	1,81	0,4365	1,0195	0,445	529,56	-1	-16,10	0,09	
	4-5	1390	350	122,15	1,27	0,4365	1,0195	0,445	618,57	1	9,23	0,08	
	2-5	860	200	8,82	0,28	8,092	1,3	10,520	9046,86	-1	-0,70	0,08	
											Dh кільця =	-25,46	0,39
											Dq кільця =	32,30	
3	4-5	1390	350	122,15	1,27	0,4365	1,0195	0,445	618,57	-1	-9,23	0,08	
	4-6	520	350	137,14	1,43	0,4365	1,0195	0,445	231,41	1	4,35	0,03	
	6-7	1420	300	122,15	1,73	0,9485	1,0195	0,967	1373,13	1	20,49	0,17	
	7-5	900	200	34,13	1,09	8,092	1,0195	8,250	7424,81	1	8,65	0,25	
											Dh кільця =	24,26	0,53
											Dq кільця =	22,95	
4	7-5	900	200	34,13	1,09	8,092	1,0195	8,250	7424,81	-1	-8,65	0,25	
	7-8	860	200	63,16	2,01	8,092	1,0195	8,250	7094,82	1	28,30	0,45	
	5-9	1040	250	63,17	1,29	2,528	1,0195	2,577	2680,39	-1	-10,70	0,17	
	8-9	1200	150	43,30	2,45	37,11	1,0195	37,834	45400,37	1	85,12	1,97	
											Dh кільця =	94,08	2,84
											Dq кільця =	16,58	
										Dh контура =	99,89		

Продовження таблиці 2.8.

перше наближення										14 наближення									
Dqкільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q	Dqкільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q
-4,10		-4,10	15,27	0,86	1,048	21779,12	1	5,08	0,33	0,00		0,00	10,65	0,60	1,115	23171,48	1	2,63	0,25
4,10		4,10	67,26	1,37	1,000	3033,60	-1	-13,72	0,20	0,00		0,00	71,88	1,47	1,000	3033,60	-1	-15,67	0,22
-4,10	-32,30	-36,40	-27,58	-0,88	1,410	9812,36	-1	-7,46	0,27	0,00	0,00	0,00	23,31	0,74	1,073	7467,14	-1	-4,06	0,17
-4,10	16,58	12,48	75,65	1,54	1,000	2629,12	1	15,05	0,20	0,00	0,00	0,00	80,66	1,64	1,000	2629,12	1	17,10	0,21
						Dh кільця =		-1,06	1,01							Dh кільця =		0,00	0,85
						Dq кільця =		0,53								Dq кільця =		0,00	
-32,30		-32,30	89,85	1,27	1,000	1176,14	-1	-9,50	0,11	0,00		0,00	98,74	1,40	1,000	1176,14	-1	-11,47	0,12
-32,30		-32,30	142,04	1,48	1,000	519,44	-1	-10,48	0,07	0,00		0,00	150,93	1,57	1,000	519,44	-1	-11,83	0,08
32,30	22,95	55,25	177,40	1,84	1,000	606,74	1	19,10	0,11	0,00	0,00	0,00	178,07	1,85	1,000	606,74	1	19,24	0,11
-32,30	-4,10	-36,40	-27,58	-0,88	1,410	9812,36	1	7,46	0,27	0,00	0,00	0,00	23,31	0,74	1,073	7467,14	1	4,06	0,17
						Dh кільця =		6,58	0,56							Dh кільця =		0,00	0,48
						Dq кільця =		5,90								Dq кільця =		0,00	
22,95	32,30	55,25	177,40	1,84	1,000	606,74	-1	-19,10	0,11	0,00	0,00	0,00	178,07	1,85	1,000	606,74	-1	-19,24	0,11
-22,95		-22,95	114,19	1,19	1,003	227,66	1	2,97	0,03	0,00		0,00	104,63	1,09	1,018	231,07	1	2,53	0,02
-22,95		-22,95	99,20	1,40	1,000	1346,87	1	13,25	0,13	0,00		0,00	89,64	1,27	1,000	1346,87	1	10,82	0,12
-22,95	16,58	-6,37	27,76	0,88	1,044	7603,24	1	5,86	0,21	0,00	0,00	0,00	27,83	0,89	1,044	7603,24	1	5,89	0,21
						Dh кільця =		2,98	0,48							Dh кільця =		0,00	0,46
						Dq кільця =		3,12								Dq кільця =		0,00	
16,58	-22,95	-6,37	27,76	0,88	1,044	7603,24	-1	-5,86	0,21	0,00	0,00	0,00	27,83	0,89	1,044	7603,24	-1	-5,89	0,21
-16,58		-16,58	46,58	1,48	1,000	6959,12	1	15,10	0,32	0,00		0,00	36,95	1,18	1,005	6990,44	1	9,54	0,26
16,58	-4,10	12,48	75,65	1,54	1,000	2629,12	-1	-15,05	0,20	0,00	0,00	0,00	80,66	1,64	1,000	2629,12	-1	-17,10	0,21
-16,58		-16,58	26,72	1,51	1,000	44532,00	1	31,79	1,19	0,00		0,00	17,09	0,97	1,034	46046,09	1	13,45	0,79
						Dh кільця =		25,98	1,92							Dh кільця =		0,00	1,47
						Dq кільця =		6,75								Dq кільця =		0,00	
						Dh контура =		34,49								Dh контура =		0,00	

Таблиця 2.9. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального транзиту води в башту

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній потікорозподіл									
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q	
1	9-1	560	150	6,36	0,36	37,11	1,232	45,720	25602,93	1	1,04	0,16	
	2-1	1200	250	26,71	0,54	2,528	1,134	2,867	3440,10	-1	-2,45	0,09	
	5-2	860	200	0,69	0,02	8,092	1,41	11,410	9812,36	-1	0,00	0,01	
	5-9	1040	250	26,72	0,54	2,528	1,134	2,867	2981,42	1	2,13	0,08	
											Dh кільця =	0,71	0,34
											Dq кільця =	1,03	
2	3-2	1240	300	56,7	0,80	0,9485	1,06	1,005	1246,71	-1	-4,01	0,07	
	4-3	1190	350	145,34	1,51	0,4365	1,0195	0,445	529,56	-1	-11,19	0,08	
	4-5	1390	350	56,60	0,59	0,4365	1,121	0,489	680,15	1	2,18	0,04	
	5-2	860	200	0,69	0,02	8,092	1,41	11,410	9812,36	1	0,00	0,01	
											Dh кільця =	-13,01	0,19
											Dq кільця =	33,72	
3	4-5	1390	350	56,60	0,59	0,4365	1,121	0,489	680,15	-1	-2,18	0,04	
	4-6	520	350	69,40	0,72	0,4365	1,079	0,471	244,91	1	1,18	0,02	
	6-7	1420	300	56,60	0,80	0,9485	1,06	1,005	1427,68	1	4,57	0,08	
	7-5	900	200	15,18	0,48	8,092	1,16	9,387	8448,05	1	1,95	0,13	
											Dh кільця =	5,52	0,26
											Dq кільця =	10,44	
4	7-5	900	200	15,18	0,48	8,092	1,16	9,387	8448,05	-1	-1,95	0,13	
	7-8	860	200	26,71	0,85	8,092	1,05	8,497	7307,08	1	5,21	0,20	
	5-9	1040	250	26,72	0,54	2,528	1,134	2,867	2981,42	-1	-2,13	0,08	
	8-9	1200	150	13,75	0,78	37,11	1,066	39,559	47471,11	1	8,98	0,65	
											Dh кільця =	10,11	1,06
											Dq кільця =	4,79	
										Dh контура =	3,33		

Продовження таблиці 2.9.

перше наближення										13 наближення									
Dqкільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q	Dqкільця	Dqсум. кільця	Dq	q, л/с	V, м/с	K ₁	S	знак	h = S*q ²	h/q
-1,03		-1,03	5,33	0,30	1,280	26600,45	1	0,75	0,14	0,00		0,00	9,09	0,51	1,146	23815,71	1	1,97	0,22
1,03		1,03	27,74	0,57	1,127	3418,87	-1	-2,63	0,09	0,00		0,00	23,98	0,49	1,160	3518,98	-1	-2,02	0,08
1,03	33,72	34,75	35,44	1,13	1,012	7042,63	-1	-8,85	0,25	0,00	0,00	0,00	22,37	0,71	1,082	7529,77	-1	-3,77	0,17
-1,03	4,79	3,76	30,48	0,62	1,109	2915,69	1	2,71	0,09	0,00	0,00	0,00	36,87	0,75	1,070	2813,16	1	3,82	0,10
						Dh кільця =		-8,02	0,58							Dh кільця =		0,00	0,27
						Dq кільця =		6,97								Dq кільця =		0,00	
-33,72		-33,72	22,98	0,33	1,264	1486,64	-1	-0,79	0,03	0,00		0,00	32,29	0,46	1,175	1381,96	-1	-1,44	0,04
-33,72		-33,72	111,62	1,16	1,006	522,55	-1	-6,51	0,06	0,00		0,00	120,93	1,26	1,000	519,44	-1	-7,60	0,06
33,72	10,44	44,16	100,76	1,05	1,024	621,30	1	6,31	0,06	0,00	0,00	0,00	91,63	0,95	1,035	627,97	1	5,27	0,06
33,72	1,03	34,75	35,44	1,13	1,012	7042,63	1	8,85	0,25	0,00	0,00	0,00	22,37	0,71	1,082	7529,77	1	3,77	0,17
						Dh кільця =		7,86	0,40							Dh кільця =		0,00	0,33
						Dq кільця =		9,71								Dq кільця =		0,00	
10,44	33,72	44,16	100,76	1,05	1,024	621,30	-1	-6,31	0,06	0,00	0,00	0,00	91,63	0,95	1,035	627,97	-1	-5,27	0,06
-10,44		-10,44	58,96	0,61	1,112	252,40	1	0,88	0,01	0,00		0,00	58,77	0,61	1,112	252,40	1	0,87	0,01
-10,44		-10,44	46,16	0,65	1,100	1481,56	1	3,16	0,07	0,00		0,00	45,97	0,65	1,100	1481,56	1	3,13	0,07
-10,44	4,79	-5,65	9,53	0,30	1,280	9321,98	1	0,85	0,09	0,00	0,00	0,00	11,97	0,38	1,216	8855,88	1	1,27	0,11
						Dh кільця =		-1,42	0,23							Dh кільця =		0,00	0,25
						Dq кільця =		3,03								Dq кільця =		0,00	
4,79	-10,44	-5,65	9,53	0,30	1,280	9321,98	-1	-0,85	0,09	0,00	0,00	0,00	11,97	0,38	1,216	8855,88	-1	-1,27	0,11
-4,79		-4,79	21,92	0,70	1,088	7571,52	1	3,64	0,17	0,00		0,00	19,29	0,61	1,112	7738,54	1	2,88	0,15
4,79	-1,03	3,76	30,48	0,62	1,109	2915,69	-1	-2,71	0,09	0,00	0,00	0,00	36,87	0,75	1,070	2813,16	-1	-3,82	0,10
-4,79		-4,79	8,96	0,51	1,150	51211,80	1	4,11	0,46	0,00		0,00	6,33	0,36	1,240	55219,68	1	2,21	0,35
						Dh кільця =		4,20	0,80							Dh кільця =		0,00	0,71
						Dq кільця =		2,61								Dq кільця =		0,00	
						Dh контура =		2,61								Dh контура =		0,00	

Гідралічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

Ділянка	Довжина l , км	Діаметр D , мм	Витрата q , л/с	Швидкість V , м/с	100 $0i$, м/км	$h = 1000i \cdot l$, м
5 - № 1	0,2	125	$26,14/2 = 13,07$	1,02	16,7	3,34
1 - № 2	0,2	100	$14,08/2 = 7,04$	0,87	16,5	3,3
4 - № 3	0,2	200	$49,58/2 = 24,79$	0,76	5,27	1,054
1 – ВБ (мах)	0,2	200	$56,56/2 = 29,3$	0,92	7,43	1,48
1 – ВБ (транзит)	0,2	200	$56,72/2 = 30,125$	0,93	7,66	1,53
НС-П – 9 (мах)	2,3	450	$425,82/2 = 212,91$	1,33	5,33	12,26
НС-П – 9 (мах+пож)	2,3	450	$552,37/2 = 276,18$	1,73	9,03	20,77
НС-П – 9 (транзит)	2,3	450	$314,36/2 = 157,18$	0,98	2,97	6,83

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

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

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

Значення фактичних вільних напорів у вузлах визначаємо за формулою

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

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

Значення п'єзометричних напорів Π_i в вузлах мережі:

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

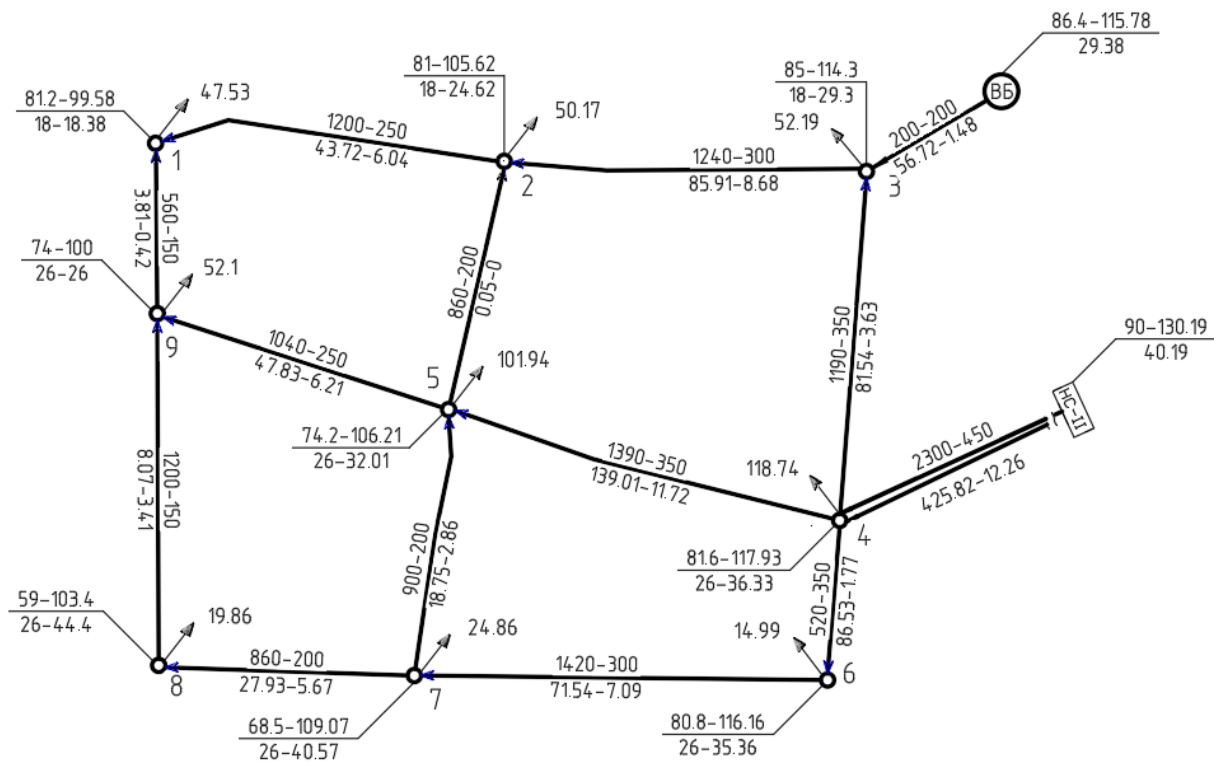


Рис. 2.5. Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

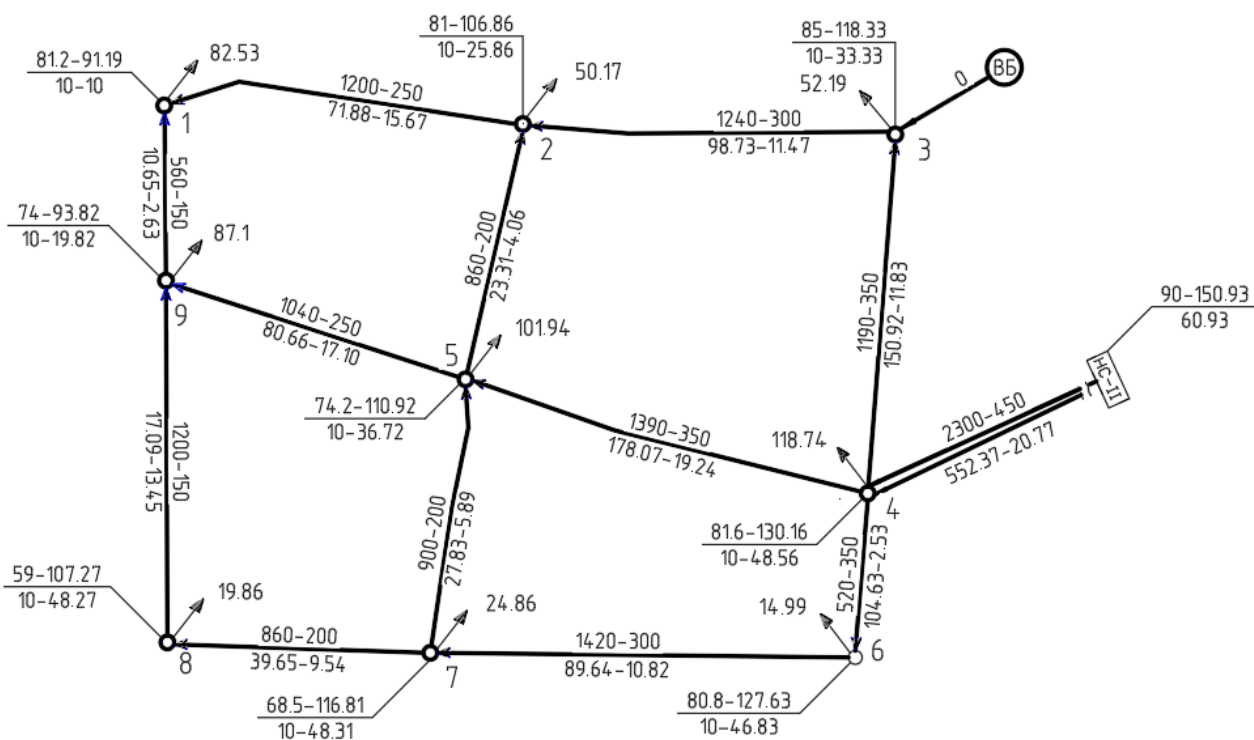


Рис. 2.6. Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

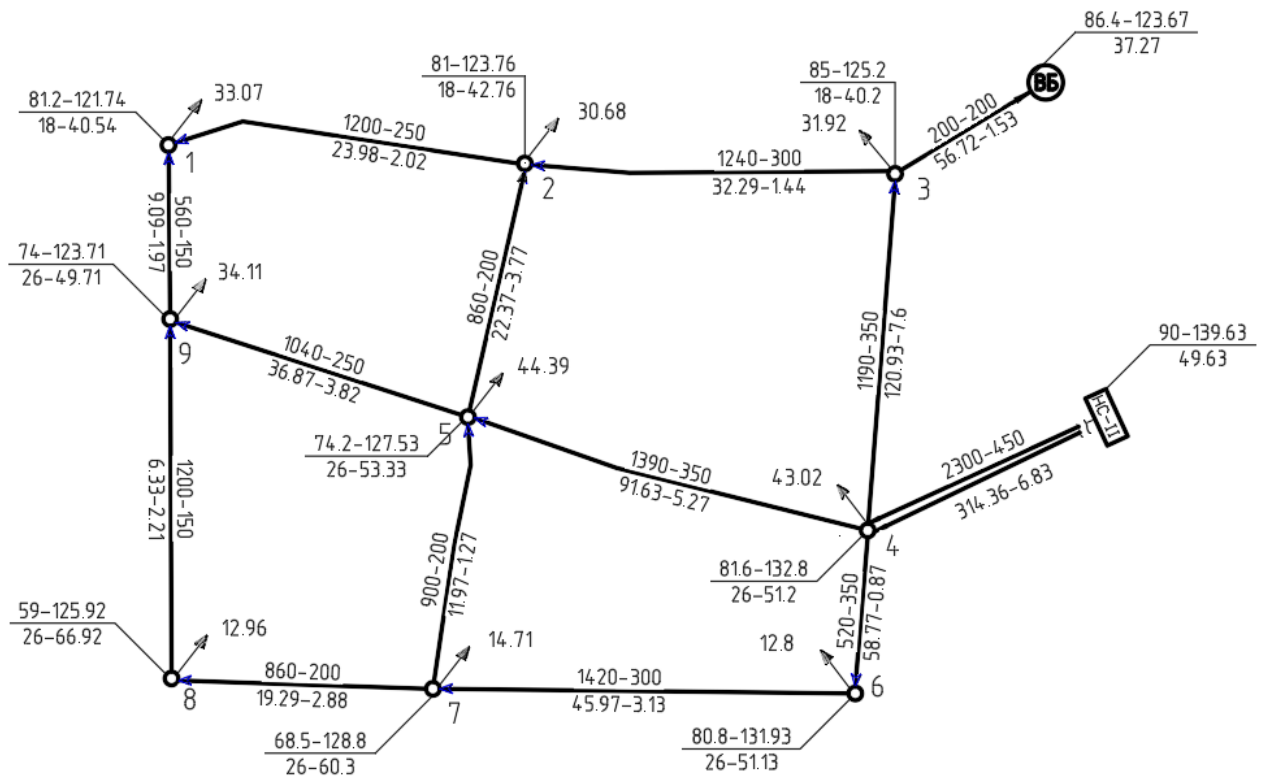
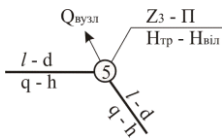


Рис. 2.7. Розрахункова схема мережі для режиму максимального транзиту води в башту



Ключ позначок для рис.2.5-2.7: 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; $H_{віль}$ – фактичний вільний напір, м; $Q_{вузл}$ – вузловий відбір, л/с.

Розділ 3. Водозабірні споруди

Консультант

Балло В.П.

3.1.Визначення категорії системи водопостачання та умов їх роботи.

Об'єднані системи централізованого питного, протипожежного та виробничого водопостачання в населених пунктах при кількості жителів – 77 тис. осіб відносять , згідно ДБН В.2.5-74:2013 , до **I категорії** .

Оскільки :

- каламутність у нас дорівнює $0,3 \text{ кг/м}^3 = 300 \text{ мг/дм}^3$ ($1 \text{ кг/м}^3 = 1000 \text{ мг/дм}^3$) ;
- відсутній внутрішньоводного льодоутворення. Льодостав помірної (товщина льоду 0,6 м) потужності, стійкий (прийнято разом з викладачем);
- відсутність у джерелі водопостачання водоростей, баянуса, біологічного обростання двостулковими молюсками, дрейсною, мідіями, моховатками та губками, мала кількість забруднень і сміття.

За ДБН В.2.5-74:2013 табл. 13, та умовами даними за варіантом визначаємо умови забору води з поверхневих джерел водопостачання - **Легкі** .

3.2 Визначення продуктивності водозабору

Таким чином необхідна продуктивність водозабору на розрахунковий період визначається за залежністю:

$$Q_{\text{роз}} = Q_{\text{сер}} \times k_1 \times k_2 \times k_3 ;$$

$$Q_{\text{мах}} = Q_{\text{сер}} \times k_3 \quad \text{- визначено в КП водопровідні мережі;}$$

$$Q_{\text{роз}} = Q_{\text{мах}} \times k_1 \times k_2 .$$

Збільшення водопостачання об'єкта в перспективі враховується коефіцієнтом $k_{\text{персп}}$.

$$Q_{\text{персп}} = Q_{\text{роз}} \times k_{\text{персп}} .$$

Приймаємо такі коефіцієнти k :

$k_1 = 1.1$ – коефіцієнт втрат на власні потреби станції ;

$k_2 = 1.1$ – коефіцієнт втрат на промивку;

$$Q_{\text{роз}} = Q_{\text{мах}} \times k_1 \times k_2 = 30000 \times 1.1 \times 1.1 = 36300 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} = 0,42 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} ;$$

$$Q_{\text{персп}} = Q_{\text{роз}} \times k_{\text{персп}} = 49065.5 \times 1.2 = 58878.6 \frac{\text{м}^3}{\text{добу}} = 0,68 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} ;$$

3.3 Вибір джерела водопостачання

Категорія систем водопостачання – I.

Номер ділянки за завданням – 4.

Табл.3.1

Категорія систем водопостачання по ступеням забезпечення подачі води	Забезпеченість розрахункових параметрів поверхневого джерела, %		
	Мінімальні середньомісячні витрати води	Розрахункові рівні води	
		Максимальн і	Мінімальні
1	2	3	4
1	95	1	97

Витратні режими в створі водозабору, м³/с

Табл.3.2

Номер ділянки	Процент забезпеченості середньомісячної витрати річки				
	97	95	50	1	10
4	22/15	30/16	90/80	2850	1900,00

Перевірка

Табл. 3.3

№ п/п	Розрахункові витрати	Значення витрат, м ³ /с
1	$Q_{роз}$ водозабору	0,42
2	$Q_{персп}$ водозабору	0,68
3	$Q_{97\%}$	15
4	$Q^{сан}$ річки роз	14,43
5	$Q^{сан}$ річки персп	14,32

За отриманими результатами можемо надати висновок про достатність витрат обраного джерела для забезпечення роботи водозабору на розрахунковий період і на перспективу без улаштування греблі.

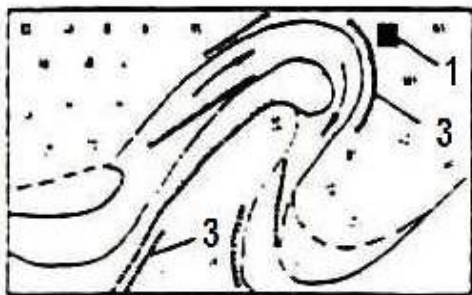
Отже річка може бути джерелом водопостачання без регулювання

3.4 Вибір місця розташування водозабору

Водозабір повинен розташовуватись, за можливості, найближче до водоспоживача; кількість і якість води у джерелі повинні відповідати вимогам водоспоживача або відповідати цим вимогам після очищення (за можливості найбільш простого); топографічні, гідрологічні, геологічні і гідрогіологічні умови повинні бути сприятливими для будівництва й експлуатації водозабірних споруд; технічне рішення водозабірної вузла і всієї системи водопостачання у цілому повинно бути найбільш економічним, споруди простими і доступними для експлуатації; зони санітарної охорони надійними і недорогими.

При заборі води для технічних потреб, а також для забору водогосподарсько-питного призначення з річки, водозабір слід розташовувати вище випусків стічних вод і вище населеного пункту за течією ріки, вище стоянок судів, товарно-транспортних баз і складів, поза зоною руху судів і плотів.

Тип руслової деформації :



Д

δ – вільне меандрування

Найявне в умовах широкого днища.

Пояс меандрування переходить від одного схилу долини до іншого. Утворюється серія меандр, які перебувають на різних стадіях розвитку.

Умовно приймаємо місце майбутнього водозабору, керуючись вказівками викладача та вище сказаного.

3.5 Тип та схема водозабору

Позначки рівнів води в річці визначають за графіком $Q = f(Z)$

Глибини води (табл.5) визначають за різницею позначок рівнів води та дна річки залежно від % забезпеченості для відповідної категорії надійності.

Відмітка дна річки визначається за формулою

$$Z_{\text{відм.мін}}^{\text{русла}} - 0,5 = 50 - 0,5 = 49,5 \text{ м}$$

Амплітуду коливань води у річці, м, визначають за різницею позначок рівнів у весняний Z_{max} і літній (зимовий) Z_{min} періоди:

$$A = Z_{\text{max}} - Z_{\text{min}}$$

табл.3.4

№ пор.	Категорія надійності	%	Витрати зимові / літні	Позначки рівнів води/глибини, м		
				Зимові	Літні	Весняні
1	I	97	22/15	53,60	53,3	
				4,10	3,80	
2	I	95	30/16	53,7	53,35	
				4,20	3,85	
5	I,II	50	90/80	54,45	54,36	
				4,95	4,86	
6	I	1	2850			60,78
						11,28
8	I,II	10	1900			60,20
						10,70

Кількість камер (секцій), як і трубопроводів та насосів повинна бути не менше двох. Поперечні розміри приймальних і всмоктувальних відділень кожної секції слід брати не менше 1,5 м, ширину притулок (відстань від сітки, а для берегового колодязя від решітки до стінки) – не менше 0,2 м.

Габаритні розміри споруд визначають на перспективу, а обладнання - на розрахунковий період.

- товщину плити днища d та зовнішніх стінок водоприймального колодязя приймаємо 1 м;
- внутрішніх стінок - 0,6 м.
- внутрішній діаметр водоприймального колодязя - 7,5 м.

Приймаємо береговий водозабір відповідно до накресленого поперечного профілю русла ріки у прийнятому створі, на якому нанесені рівні води розрахункової забезпеченості.

Мінімальна позначка незатоплюваного берега у місці встановлення водоприймального колодязя :

$$Z_{\bar{o}} = Z_{\max} + h_x + 0,5,$$

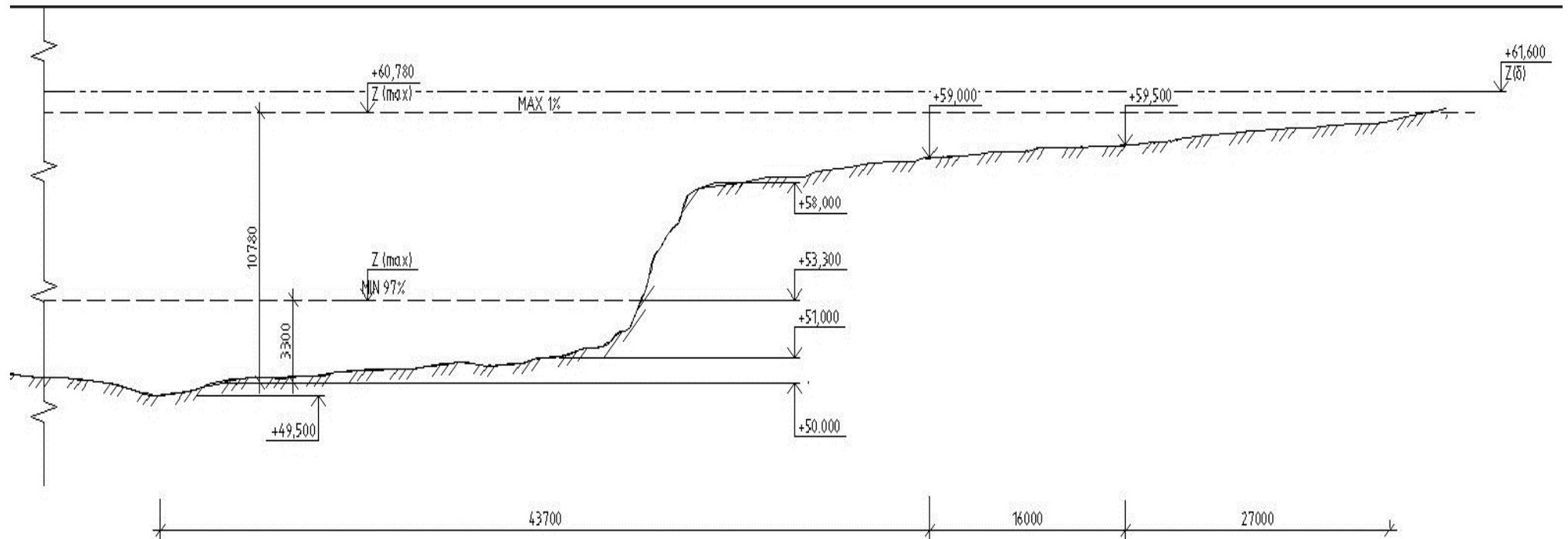
$$Z_{\max} = 60,780 \text{ м};$$

де Z_{\max} - найвища позначка рівня води річки, м; h_x - висота хвилі.

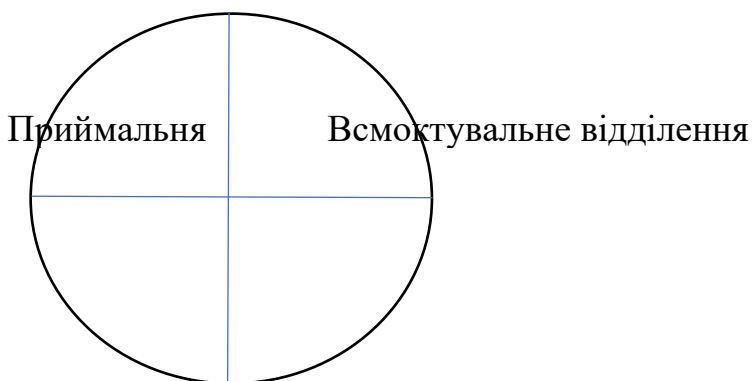
$$Z_{\bar{o}} = Z_{\max} + h_x + 0,5 = 60,780 + 0,320 + 0,5 = 61,600 \text{ м.}$$

3.6 Конструкторські рішення по конструюванню водозабірної колодязю.

3.6.1 Поперечний профіль русла ріки



3.6.2 Підбір решіток.



1. Втрати однієї секції :

$$q_{\text{решітки}} = \frac{q_{\text{перс}}}{2} = \frac{0,68}{2} = 0,34 \text{ м}^3/\text{с}.$$

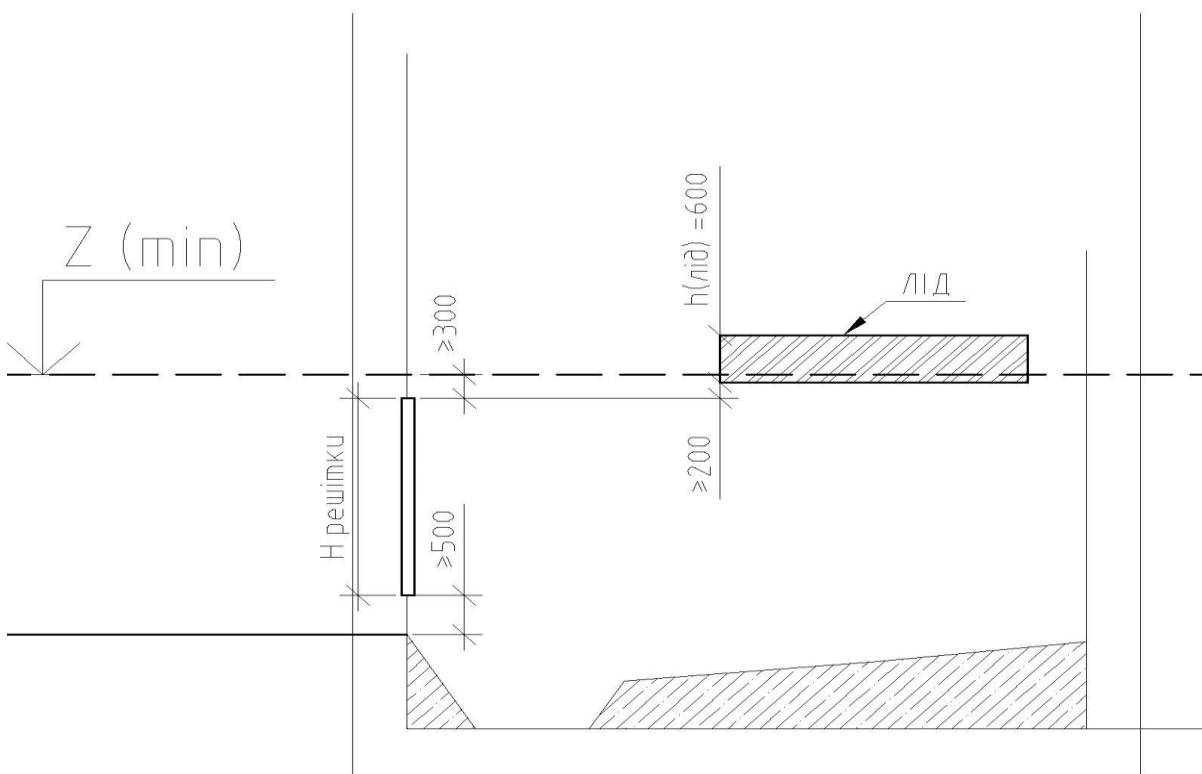
2. Площа водоприймальних вікон :

$$w_{\text{бр}}^{\text{реш}} = \frac{q_{\text{реш}} \times k_{\text{ст}}}{V_{\text{втік}}} \times 1,25 = \frac{0,34 \times 1,2}{0,2} \approx 2,04 \text{ м}^2;$$

$k_{\text{ст}}$ - коеф. стиснення,

$$k_{\text{ст}} = \left(\frac{c+a}{a}\right)^2 = \left(\frac{10+50}{50}\right)^2 = 1,2;$$

$V_{\text{втік}}$ – швидкість втікання води через решітку , беремо відповідно до ДБН В.2.5 -74: 2013 п.9.2.14 , приймаємо рівним $\leq 0,25 \text{ м/с}$.



Висоту отвору визначають :

$$H_{\text{отв}} = H_{\text{зим}}^{\text{мін}} - 0.9 \times h_{\text{л}} - h_1 - h_2 = (53,6 - 49,5) - 0,9 \times 0,6 - 0,2 - 0,5 = 2,86 \text{ м}$$

$$H_{\text{отв}} = H_{\text{літ}}^{\text{мін}} - h_1 - h_2 = (53,3 - 49,5) - 0,3 - 0,5 = 3 \text{ м}$$

$h_{\text{л}}$ – товщина льоду;

h_1 – відстань від низу сітки до відмітки дна річки, приймається ≥ 500 мм;

h_2 – відстань від сітки до мінімального рівня води в річці, приймається ≥ 300 мм;

$H_{\text{зим}}^{\text{мін}}$ – мінімальний рівень води взимку (див. табл.3.4);

$H_{\text{літ}}^{\text{мін}}$ – мінімальний рівень води влітку (див. табл.3.4).

підбираємо решітки :

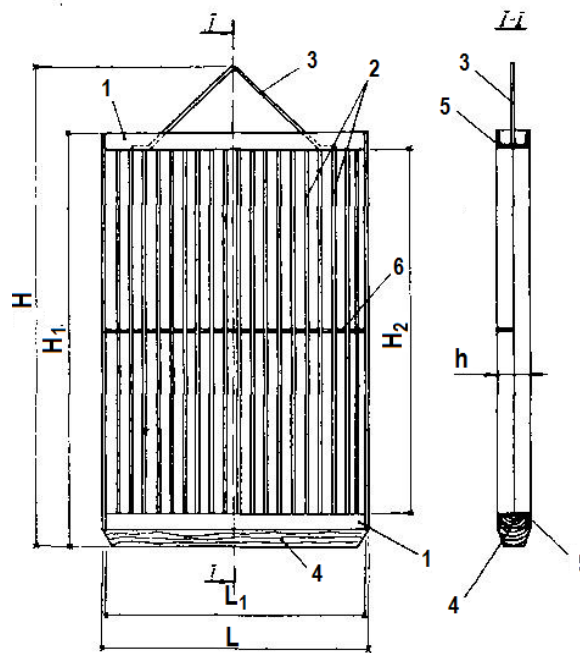


Рис. 10. Сміттєзатримувальні решітки:

1 – металева рама; 2 – стержні решітки; 3 – скоба для монтажу;
4 – дерев'яний брус; 5 – швелер; 6 – стальна поперечина

Розміри водоприймального вікна, мм	Площа вікна, м ²	Основні розміри, мм							Маса, кг
		H	H1	H2	h	h1	L	L1	
1250x1000	1.08	1680	1380	1250	80	50	1120	1000	94

Приймаємо 4 решітки -1250x1000 мм , загальною площею S= 2,16 м²
А висоту отвору дорівнює 1.380 м.

Перевіряємо можливість влаштування ярусів :
(визначаєм геометрично)

3.6.3 Підбір сіток.

Осікли продуктивність водозабору менша 1 м/с – приймаємо **плоскі сітки**
ДБН В.2.5 -74: 2013 п. 9.2.27.

Так як секцій дві

Втрати однієї секції :

$$q_{\text{сіт}} = q_{\text{реш}} = \frac{Q^{\text{перс}}}{2} = \frac{0,85}{2} = 0,425 \text{ м}^3/\text{с}$$

Площа однієї секції сітки :

$$w_{\text{бр}}^{\text{сіт}} = \frac{q_{\text{сіт}} \times k_{\text{ст}}^{\text{сіт}}}{V_{\text{втік}}} \times 1,25 \approx \frac{0,425 \times 1,65}{0,4} \times 1,25 \approx 2,19 \text{ м}^2 ;$$

$$k_{\text{ст}} = \left(\frac{3,5+1}{3,5} \right)^2 = 1,65;$$

$k_{\text{ст}}$ - коеф. стиснення сітки; $V_{\text{втік}}$ – швидкість втікання води через плоску сітку, приймаємо рівним ≤ 1 м/с.

$d = 1 \text{ мм};$
вічко 3,5x3,5 мм

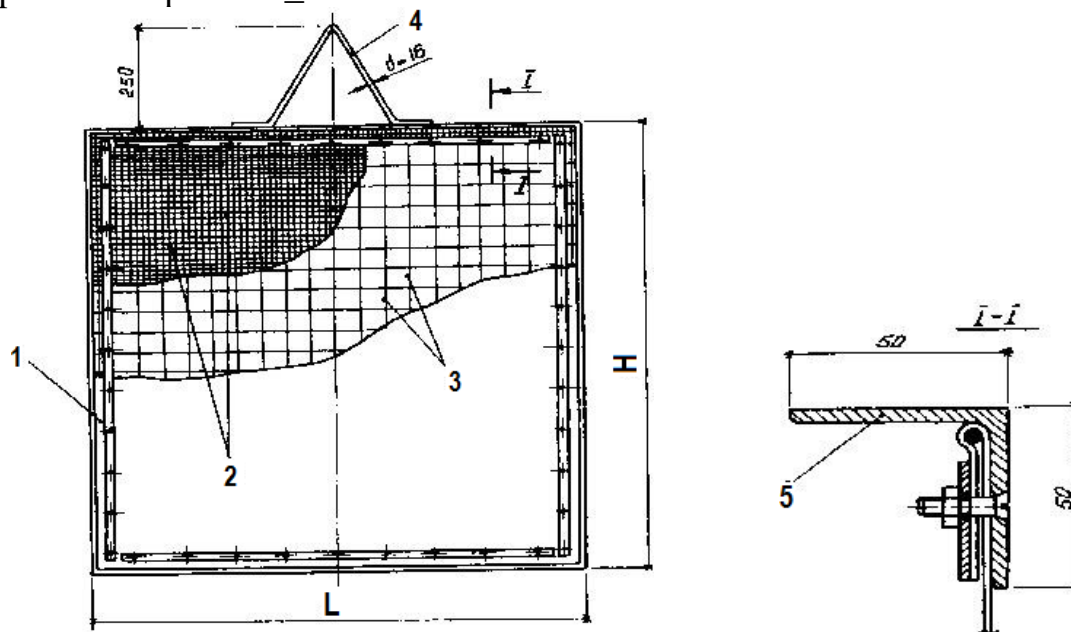


Рис. 11. Плоскі сітки:

1 – металева рама; 2 – робоче полотно сітки; 3 – підтримуюча сітка;
4 – скоба для монтажу; 5 – стальний куток

Розміри і маса змінних плоских сіток

Розміри отвору, мм		Загальна маса сіток із дроту, кг		
Ширина, L	Висота, H	d = 1,2 мм; вічко 2x2 мм	d = 1 мм; вічко 3,5x3,5 мм	d = 1 мм; вічко 4,5x4,5 мм
1250	2000	119,0	92,0	89,0

Втрати напору в сітках та в решітках конструктивно приймаємо – 0.1 м

3.7. Підбір насосного обладнання .Всмоктувальне відділення

3.7.1 Необхідний напір.

$$H_{\text{НС I}} = H_{\text{geo}} + \Sigma h + H_{\text{вилив}}$$

$H_{\text{вилив}}$ – запас на вільний вилив;

$H_{\text{geo}} = Z_2 - Z_1 = 71 - 53,1 = 17,9$ м - висота всмоктувального патрубка

$Z_1 = 53,1$ м рівень води у всмоктувальній камері ;

$Z_2 = 71$ п'єзометрична позначка подачі води.

Σh - місцеві втрати напори по трубопроводу .

$$\Sigma h = h_{\text{всмокт.патрубка}} + h_{\text{НС}} + h_{\text{НВ}} = 0,5 + 2 + 7,6 = 10,1 \text{ м};$$

$h_{\text{НС}}$ – („„„„

$h_{\text{НВ}}$ – сумарні втрати в напірних водоводах;

$h_{\text{всмокт.патрубка}}$ – сумарні втрати напору у всмоктувальному патрубці;

$$H_{\text{НС I}} = 17,9 + 10,1 + 1,5 = 29,5 \text{ м}$$

3.7.2 Підбір насосного обладнання .

Категорія надійності – 1 . Кількість насосів приймається ≥ 2 .

Визначаємо секундну витрату на один насос –

$$q = \frac{Q_{\text{перс}}}{2} = \frac{0,68}{2} = 0,34 \text{ м}^3/\text{с}$$

Підбираємо насос D1000-40-а – 2 шт.

Висота всмоктування насоса при $q = 340$ л/с

$h_{\text{всм}} = 4,5$ м.

Діаметр всмоктувального патрубка

$q_{\text{НС}} = 340$ л/с

За табл Шевельова , приймаємо – $D = 600$ Ø

$$1000i = 2,88$$

$$v = 1,19 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

а. Конструювання всмоктувального відділення.

Так , як прийнято 4 насоси , в кожному всмоктувальному відділенні буде знаходить 2 всмоктувальні патрубки ,діаметром Ø600.

Розрахунок розмірів розтрубу :

$D_{\text{роз}} = (1,3-2)D_y = 1,5*600=900$ Ø - діаметр розтрубу;

$L_{\text{роз}} = 2,5*(D_{\text{роз}} - D_y) = 2,5*(900-600)=2,5*300=750$ мм – висота розтрубу.

Від стін всмоктувальні труби слід розташовувати на відстані :

$a \geq 0,75D_y = 0,75*600=450$ мм.

Для запобігання взаємодії між трубами, при розміщенні їх в одній камері відстань між ними дорівнює:

$b \geq 1,5D_y = 1,5*600=900$ мм.

$h_{\text{д}} = 1,6 * D_y = 1,6*600=960$ мм

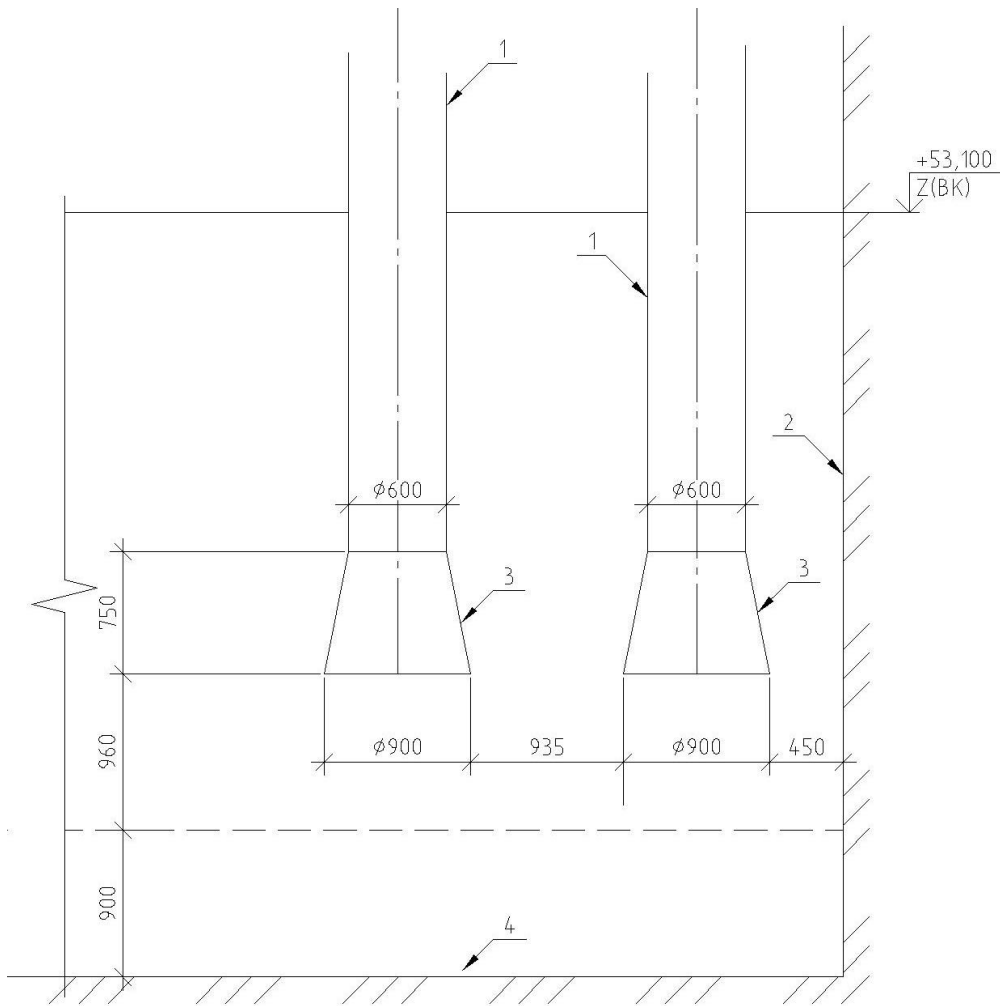
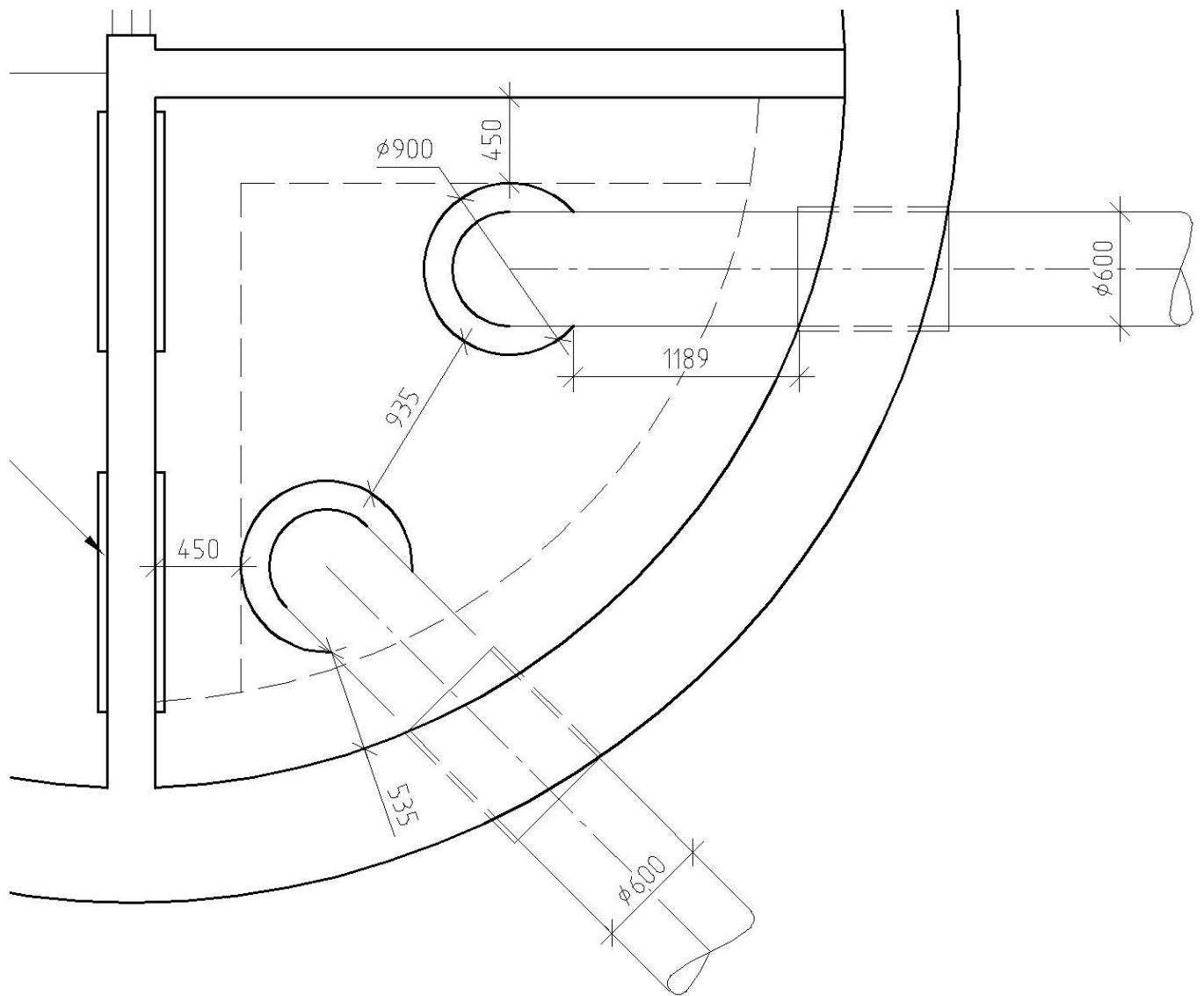


Рис. 2. Схема розташування всмоктувальних труб у береговому колодязі:

- 1 – всмоктувальні труби;
- 2 – стінка колодязя;
- 3 – розтруби;
- 4 – дно колодязя



3.7.3. Розміри водоприймального колодязя

Прийнято раніше (конструктивно) -

- діаметр колодця – 7,5 м;
- товщина стін – 0,6 м;
- товщина внутрішніх стін – 0,25 м.

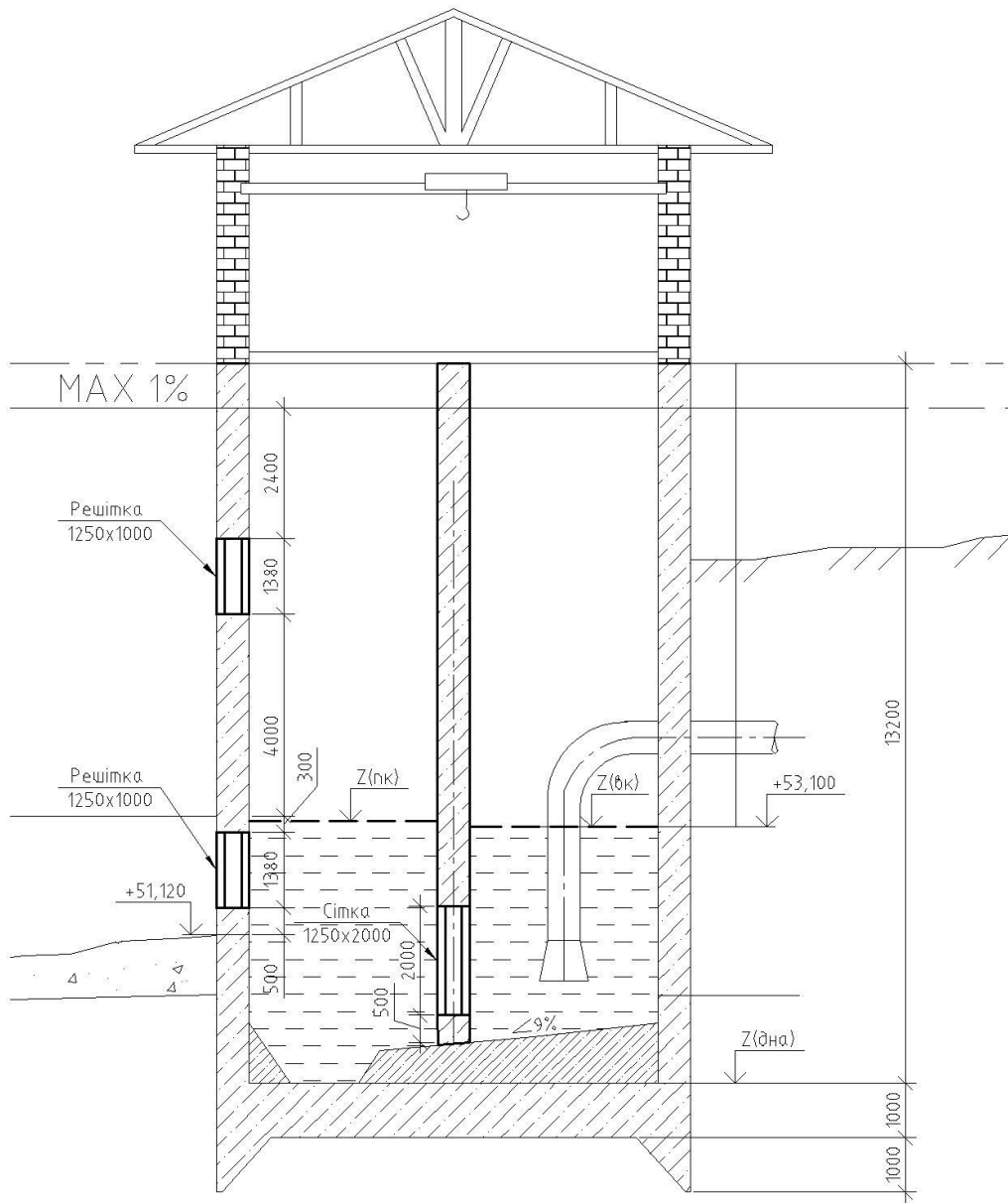
Висота колдця $H_k = H_{ст} + \delta + h_n$.

$H_{ст}$ – глибина стакана ;

δ - товщина опорної плити;

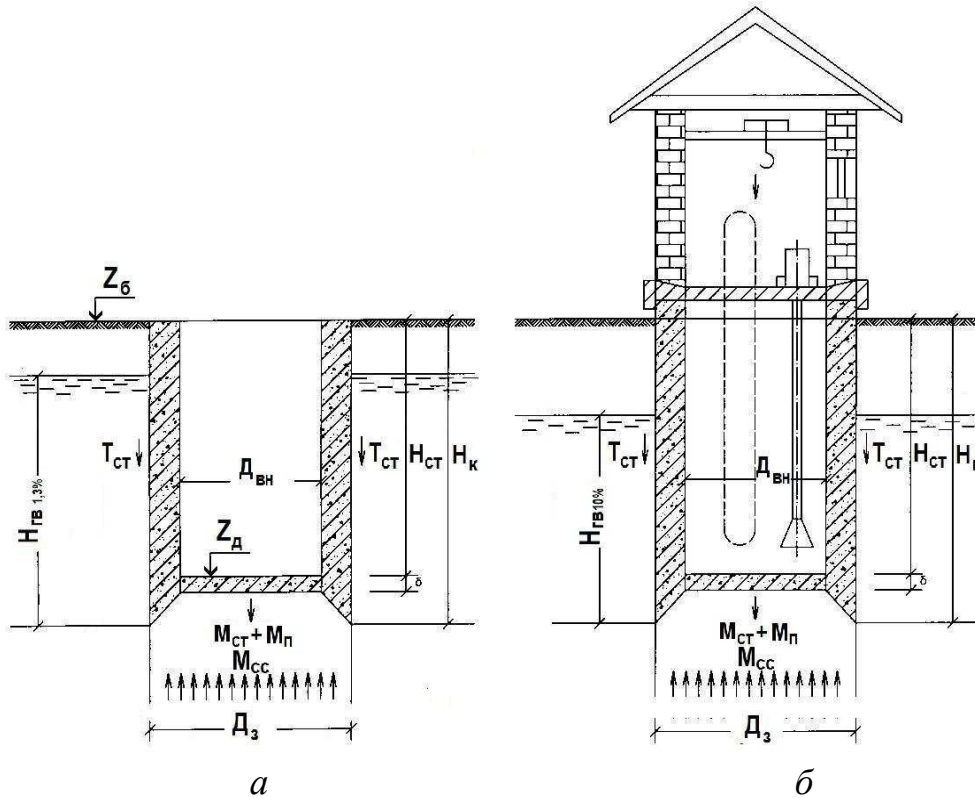
h_n – висота ножа.

$$H_k = H_{ст} + \delta + h_n = 13,200 + 1 + 1 = 15,200 \text{ м.}$$



3.8. Статичний розрахунок . Розрахунки колодязя на спливання.

Будівельний період



Розрахункові схеми на спливання берегового водоприймального сіткового колодязя:

a – будівельний період; *б* – експлуатаційний період

Для будівельного періоду водоприймальний колодязь перевіряють на спливання, оскільки після занурення конструкцій колодязя до проектної позначки, влаштування бетонної основи та припинення водопониження під дією гідростатичного тиску води на дно колодязь може спливати.

Стійкість колодязя буде забезпечена за таких умов:

$$K_B \leq \frac{K_1 * g * (M_{ст} + M_{п}) + 0,5 * K_2 * T_{ст}}{K_3 * \rho_v * H_{ГВ10\%} * F_k * g}$$

Де K_1 , K_2 , K_3 – коефіцієнти перенавантаження ($K_1=1,05$, $K_2=1,2$, $K_3=1$);

$H_{ГВ10\%}$ - рівень води при 10 % середньомісячної забезпеченості ,

$H_{ГВ10\%} = Z_{ГВ10\%} - Z_{Д} + \delta = 60,2 - 49,5 + 1,0 = 11,7$ м;

F_k – площа дна колодязя по зовнішньому краю зуба ,

$F_k = \pi * d^2 / 4 = 59.41665$ м²

g – прискорення вільного падіння, м/с²;

M_{CT} – маса стакану опускного колодязя, т.

$$M_{CT} = \frac{\pi}{4} (D_3^2 - D_{BH}^2) H_{CT} \rho_6 = \frac{3,14}{4} * (8,7^2 - 7,5^2) 15,2 * 2,4 = 556,7 \text{ т.}$$

M_{Π} – маса плити опускного колодязя, т ;

$$M_{\Pi} = \frac{\pi \times D_3^2}{4} \times \delta \rho_6 = \frac{3,14 * 8,7^2}{4} * 1 * 2,4 = 142,6 \text{ т.}$$

δ - товщина плити дна колодязя ;

T_{CT} – сила тертя, кН:

$$T_{CT} = f_0 \times D_3 (H_k - 1,5) = 30 * 8,7 * (15,2 - 1,5) = 3575,7 \text{ кН.}$$

f_0 – питома сила тертя ґрунту залежно від глибини занурення колодязя, кН/м²;

f_0 - приймаємо для глинистих ґрунтів - 30 кН/м².

Тоді

$$K_B \leq \frac{1,05 * 9,81 * (556,7 + 142,6) + 0,5 * 1,2 * 3575,7}{1 * 1 * 11,7 * 59,41665 * 9,81} = 1,37$$

Експлантаційний період

Додатково враховують масу перекриття та інших будівельних конструкцій, включаючи підземну частину.

$$K_B \leq \frac{K_1 * g * (M_{CT} + M_{\Pi} + M_{пер} + M_{ко}) + 0,5 * K_2 * T_{CT}}{K_3 * \rho_B * H_{ГВ1;3\%} * F_k * g}$$

$M_{пер}$ – маса перекриття, т ;

$$M_{пер} = 0,2 * (M_{CT} + M_{\Pi}) = 0,2 * (556,7 + 142,6) = 139,86 \text{ т.}$$

$M_{ко}$ – маса інших будівельних конструкцій, т ;

$$M_{ко} = 0,5 * (M_{CT} + M_{\Pi}) = 0,5 * (556,7 + 142,6) = 349,65 \text{ т.}$$

$H_{ГВ1;3\%}$ - максимальне перевищення рівня ґрунтових вод над дном, м

$$H_{ГВ1;3\%} = Z_{max} - Z_D = 60,780 - 49,500 = 11,280 \text{ м.}$$

$$K_B \leq \frac{K_1 * g * (M_{CT} + M_{\Pi} + M_{пер} + M_{ко}) + 0,5 * K_2 * T_{CT}}{K_3 * \rho_B * H_{ГВ1;3\%} * F_k * g}$$

$$K_B \leq \frac{1,05 * 9,81 * (556,7 + 142,6 + 139,86 + 349,65) + 0,5 * 1,2 * 3575,7}{1 * 1 * 11,28 * 59,41665 * 9,81} = 2,188$$

Розрахунки колодязя на зсув (експлуатаційний період)

Коефіцієнт запасу стійкості визначається за формулою:

$$K_{CD} = \frac{T_{\Pi} + R_{\Pi} + 2T_c}{R_a} \geq 1,2 \dots 1,3;$$

де T_{Π} – повна сила тертя дна колодязя по ґрунту, кН;

$$T_{\Pi} = [1,7K_1(M_{CT} + M_{\Pi}) - K_3\rho_B H_{ГВ1}; 3\% F_k] g f_{\delta}$$

$$= [1,7 * 1,05 * (556,7 + 142,6) - 1 * 1 * 11,28 * 59,41665] * 9,81 * 0,2 = 1134,09$$

R_{Π} – сили пасивного тиску ґрунту, кН

$$R_{\Pi} = \frac{\mu_{\Pi} * K_2 * \rho_{зав} * g * h_p^2 * D_3}{2} = \frac{3 * 1,2 * 2 * 9,81 * 4,735^2 * 8,7}{2} = 6888,59 \text{ кН}$$

μ_{Π} – коефіцієнт активного тиску ґрунту ,

$$\mu_{\Pi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3$$

φ – кут внутрішнього тертя , $\varphi = 20 \dots 30^\circ$;

де T_c – сила тертя бічних поверхонь споруди, кН;

$$T_c = R_{\Gamma p}^{\delta} * f^{\delta} = 441,91 * 0,2 = 88,382 \text{ кН};$$

$R_{\Gamma p}^{\delta}$ – рівнодіюча тиску ґрунту на бічні стіни, кН;

$$R_{\Gamma p}^{\delta} = \mu_a * K_2 \rho_{зав} * g * \left(\frac{H_k + h_p}{2} \right) * D_3$$

$$= 0,333 * 1,2 * 1,3 * 9,81 * \left(\frac{15,2 + 4,735}{2} \right) * 8,7 = 441,91 \text{ кН.}$$

R_a – сили активного тиску ґрунту, кН

$$R_a = \frac{\mu_a * K_2 \rho_{зав} * g * H_k^2 * D_3}{2} = \frac{0,333 * 1,2 * 1,3 * 9,81 * 15,2^2 * 8,7}{2}$$

$$= 5121,7 \text{ кН}$$

μ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту ,

$$\mu_a = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

φ – кут внутрішнього тертя , $\varphi = 20 \dots 30^\circ$;

$$K_{CD} = \frac{T_{\Pi} + R_{\Pi} + 2T_c}{R_a} = \frac{1134,09 + 6888,59 + 2 * 88,382}{5121,7} = 1,6$$

Розділ 4. Водопровідні очисні споруди

Консультант

Терновцев О.В.

4.1. Визначення витрати водоочисної станції

Повна продуктивність станції обробки води складається з розрахункової витрати води для доби максимального водоспоживання і витрати води на власні потреби очисної станції (промивання фільтрів, очищення відстійників, камер реакції, змішувачів, резервуарів чистої води, продування освітлювачів тощо), додаткової витрати води на поповнення протипожежного запасу.

Кількість жителів:

$$N_{ж}=70000 \text{ тис.}$$

Витрати води на пожежогасіння складають:

$$Q_{дон} = 3,6 \cdot t_{пож} \cdot (m \cdot q_{пож} + m' \cdot q'_{пож}), \text{ м}^3/\text{доб}$$

$$Q_{дон} = 3,6 \cdot t_{пож} \cdot (m \cdot q_{пож} + m' \cdot q'_{пож}), \text{ м}^3 = 3,6 \cdot 3 \cdot (2 \cdot 35 + 1 \cdot 30) = 1080 \text{ м}^3/\text{доб}$$

m , m' - кількість одночасних пожеж у місті і на промисловому підприємстві

$q_{пож}$, $q'_{пож}$ - витрата води на 1 пожежу, л/сек,

$t_{пож}$ - розрахункова тривалість пожежі, годин (приймається 3 години);

Повна розрахункова продуктивність водоочисної станції дорівнює:

$$Q_{ос повн} = Q_{ос} + \alpha Q_{max.доб} + Q_{дон}, \text{ м}^3/\text{доб}$$

$$Q_{ос повн} = 30772 + 320 + 1080 = 32172 \text{ м}^3/\text{доб} = 1340,5 \text{ м}^3/\text{год} = 372,36 \text{ л/с};$$

α – коефіцієнт для врахування витрати води на власні потреби, рівний $\alpha = 1,02-1,04$;

4.2. Вибір технологічної схеми очищення води і скалду споруд

Приймаємо технологічну схему з *Горизонтальними відстійниками і швидкими фільтрами*.

4.3. Розрахунок споруд і обладнання реагентного господарства

4.3.1. Розрахунок доз реагентів

. Приймаємо коагулянт **сульфат алюмінію** $Al_2(SO_4)_3$

Доза коагулянту D_k (за безводною речовиною) у розрахунку на $Al_2(SO_4)_3$ приймають за формулою
Приймаємо сульфат алюмінію

$$D_k = 4\sqrt{\text{Колірн}}, \text{ мг/л}$$

де *Колірн.* – колірність вихідної води, град.

$$D_k = 4\sqrt{40} = 25,29 \text{ мг/л}$$

Приймаємо, як розрахункову дозу коагулянту $D_k = 25,29$ мг/л.

Як флокулянт використовуємо поліакриламід (ПАА). Флокулянти вводяться перед швидкими фільтрами. Дози флокулянтів призначається за [1, п. 6.17]. Приймаємо дозу ПАА = 0,45 мг/л.

Флокулянт вводиться в оброблювану воду після коагулянту з розривом у часі 2-3 хвилини.

Хлорування води здійснюється в два етапи :

- попереднє хлорування 8 г/м³

- остаточне хлорування 2 г/м³

. Дозу реагента для штучного підлужнення (D_l) визначають за формулою:

$$D_l = K_l \left(\frac{D_k}{e_k} - L_{\text{вих}} + 1 \right), \text{ мг/л,}$$

де D_k – розрахункова доза коагулянту, мг/дм³;

e_k – молярна маса еквівалента коагулянта мг/мг-екв, яка дорівнює для $Al_2(SO_4)_3$ – 57.

$L_{\text{вих}}$ – мінімальна лужність оброблюваної води, мг-екв/дм³; - за умови 0.2

K_l – коефіцієнт, який дорівнює для вапна (за CaO) – 28.

$$D_l = (25,29/57 - 0,2 + 1) * 28 = 34,82 \text{ мг/л,}$$

При вмісті у воді фтору менш 0,7 мг/дм³ здійснюють фторування води. Так, як $0,5 < 0,7$, приймаємо фторування фторним натрієм NaF. Дозу фторвмісного реагенту (товарного) визначають за формулою:

$$D_{\text{ф}} = [m_{\text{ф}} a_{\text{ф}} - (\Phi^-)] \frac{100}{K_{\text{ф}}} \cdot \frac{100}{C_{\text{ф}}},$$

де $m_{\text{ф}}$ - коефіцієнт, який враховує витрати фтору в залежності від місця вводу реагенту

$a_{\text{ф}}$ – необхідна концентрація фтору в питній воді (приймається 0,7...1,5 мг/дм³);

$a = 0,3$ мг/л

(Φ^-) – вміст фтору у вихідній воді, мг/дм³;

$K_{\text{ф}}$ – вміст фтору в чистому реагенті, %;

C_{ϕ} – вміст чистого реагенту в товарному продукті, %.

$$D_{\phi} = [1,1 \cdot 0,9 - 0,2] \cdot 100 / 45 \cdot 100 / 94 = 1,86 \text{ мг/л}$$

4.4. Приготування реагентів

Для продуктивності станції понад 30000 м³/доб приймають вологе зберігання, при цьому норма поставки складає 60 т (вагонна норма).

Добова витрата $Q_K^{\text{доб}}$ товарного коагулянту :

$$Q_K^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} \cdot D_K}{10^4 \cdot P_K} = \frac{32172 \cdot 25,29}{10^4 \cdot 51} = 1,595 \frac{\text{т}}{\text{доб}};$$

30-ти добовий запас коагулянту буде складати:

$$Q_K^1 = Q_K^{\text{доб}} \cdot 30 = 1,59 \cdot 30 = 47,86 \text{ т}$$

К-сть вагонів , яка забезпечує разову поставку :

$$n = \frac{Q_K^1}{60} = \frac{47,86}{60} = 0,797 = 1;$$

Тоді обсяг разової поставки $Q_K^{\text{раз}}$ складає :

$$Q_K^{\text{раз}} = 60 \cdot n = 60 \text{ т}$$

Об'єм таких баків $W_K^{\text{зб}}$ розраховується виходячи з того, що на 1 т сухого очищеного товарного коагулянту необхідно $C_K = 2 \text{ м}^3$.

$$W_K^{\text{зб}} = Q_K^{\text{раз}} \cdot C_K = 60 \cdot 2 = 120 \text{ м}^3;$$

К-сть розчинних баків повинна бути не меншою 3.

$$\text{Об'єм одного баку : } W_{\text{лк}}^{\text{зб}} = \frac{W_K^{\text{зб}}}{3} = \frac{120}{3} = 40 \text{ м}^3;$$

$$W = 3,14 \cdot r^2 \cdot h; r = 3; h = 2; W = 56,52 \text{ м}^3$$

$$F = 28,26 \text{ м}^2$$

Приймаємо до установки 5 таких баків . 3 баки повинні вмістити розову поставку коагулянту, 1 бак – для зберігання концентрованого розчину для забезпечення безперебійної роботи водоочисної станції; 1 бак – резервний.

Ємність витратних баків $W_K^{\text{витр}}$:

$$W_K^{\text{витр}} = \frac{Q_{\text{год}} \cdot n \cdot D_K}{10^4 \cdot b_K^{\text{витр}} \cdot p_K} = \frac{1340,5 \cdot 12 \cdot 25,29}{10^4 \cdot 8 \cdot 1,083} = 4,69 \text{ м}^3;$$

- $b_k^{вир}$ – концентрація розчину коагулянту у витратних баках
- ρ_k – густина розчину коагулянту, т/м³.

К-сть витратних баків повинна бути не меншою 2.

$$\text{Об'єм одного баку : } W_{lk}^{вир} = \frac{W_k^{вир}}{2} = \frac{4,69}{2} = 2,34 \text{ м}^3;$$

$$W = 3,14 * r^2 * h; r = 1; h = 1,2; W = 3,76 \text{ м}^3$$

$$F = 3,14 \text{ м}^2$$

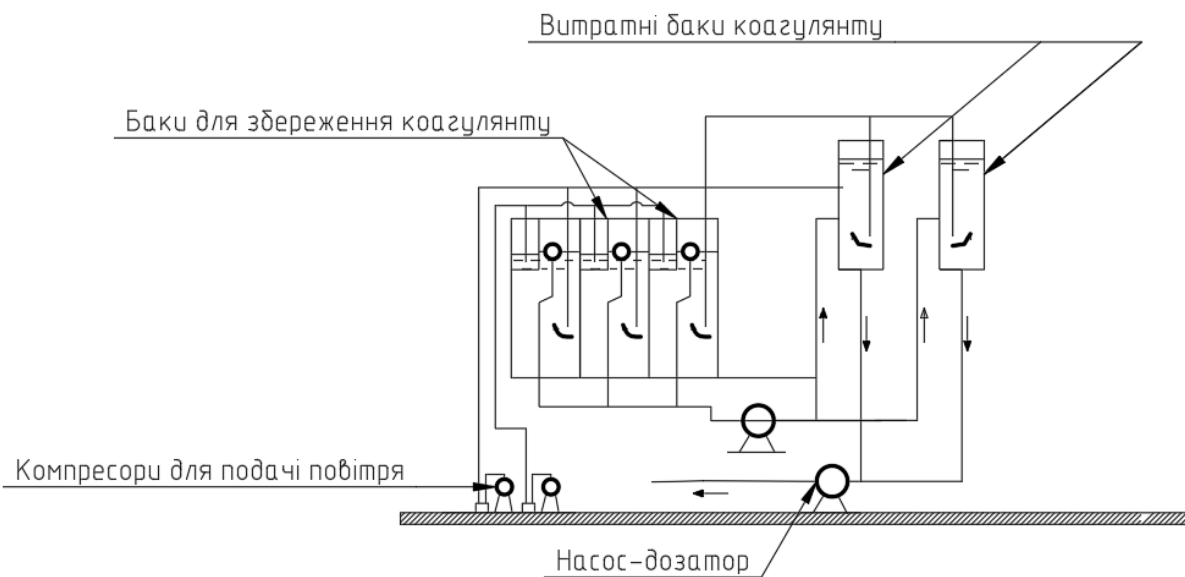


Рис.4.1 Схема приготування розчину коагулянту при «мокрому» зберіганні

Повітровувні станції

Витрата повітря

Витрата повітря, л/с, визначається по формулі:

$$Q_{ПОВ} = \sum f \cdot n \cdot a ,$$

де f – площа баків, м²;

n – кількість баків, шт;

a – інтенсивність подачі повітря, (8 - 10 л/(с·м²));

Витрата повітря в розчинних баках, л/с:

$$Q_{ПОВ}^{PO3} = 28,26 \cdot 3 \cdot 9 = 763,02 \text{ л/с};$$

Витрата повітря в баках-сховищах, л/с:

$$Q_{\text{ПОВ}}^{BT} = 3,14 \cdot 2 \cdot 5 = 31,4 \text{ л/с};$$

Сумарна витрата повітря реагентного господарства:

$$Q_{\text{РГ}} \ll Q_{\text{ПОВ}}^{\text{РОЗ}} + Q_{\text{ПОВ}}^{\text{СХ}} \ll \ll 794,42 \text{ л/с}$$

$$W = 47,665 \text{ м}^3/\text{хв}$$

Швидкість виходу повітря з отворів від 10 до 15 м/с.

Приймаємо 3 повітродувки 2 робоча, 1 резервна ІА32-30-8А = 160 м³/хв
потужністю 11 кВт, Р = 3 МПа.

Швидкість руху повітря :

$$v = \frac{W}{60(10p + 1) \cdot 0.785d^2} = \frac{47,665}{60(10 \cdot 30,59 + 1) \cdot 0.785 \cdot 0,015^2} = 14,65 \text{ м/с}$$

Споруди для приготування розчину флокулянту

Зберігання флокулянту (ПАА)

Визначаємо місячну потребу в ПАА, кг:

$$P_{\text{ПАА}}^{\text{МІС}} = 10^{-3} \cdot D_{\text{ПАА}} \cdot Q_{\text{ДОБ}} \cdot n_{30},$$

де $D_{\text{ПАА}}$ – розрахункова доза поліакриламідну, мг/л;

10^{-3} – коефіцієнт перерахунку грамів в кілограми;

$Q_{\text{ДОБ}}$ – добова потужність водоочисної станції, м³/доб;

n_{30} - розрахункова кількість днів в місяці, 30 діб;

$$P_{\text{ПАА}}^{\text{МІС}} \ll 10^{\ll 3} \ll 0,45 \ll 32172 \ll 30 \ll 434,322 \text{ кг.}$$

Визначаємо об'єм витратних баків, м³:

$$W_{\text{ПАА}}^{\text{ВИТ}} = 100 \cdot K_{\text{ЗП}} \cdot P_{\text{ПАА}}^{\text{ДОБ}} \cdot T_{\text{ЗБ}} / C_{\text{ПАА}} \cdot \rho_{\text{ПАА}},$$

де 100 – коефіцієнт переводу відсотків до безрозмірної форми;

$K_{\text{ЗП}} = 1,1$ – коефіцієнт запасу;

$P_{\text{ПАА}}^{\text{ДОБ}}$ - добова потреба у флокулянті, кг/доб (поділити місячну на 30 або об'єм поставок на термін зберігання);

$T_{\text{ЗБ}}$ – термін зберігання розчину у баках, діб;

$C_{\text{ПАА}}$ – концентрація розчину ПАА, %;

$\rho_{ПАА}$ – щільність розчину ПАА, кг/м³, незалежно від концентрації прийняти 1000.

Знаходимо добову потребу у флокулянті:

$$P_{ПАА}^{ДОБ} = P_{ПАА}^{МС}/30 = 434,322/30 = 13,57 \text{ кг/доб},$$

об'єм баків:

$$W_{ПАА}^{ВИТ} = 100 \cdot 1,1 \cdot 13,57 \cdot 3 / 0,2 \cdot 1000 = 22,39 \text{ м}^3,$$

При мінімальній кількості баків – 3, об'єм одного витратного баку, м³:

$$W_{ПАА}^{БАК} = W_{ПАА}^{ВИТ}/3 = 22,39/3 = 7,46 \text{ м}^3.$$

$$W = 3,14 \cdot r^2 \cdot h; r = 2; h = 0,6; W = 7,53 \text{ м}^3$$

Зберігання і приготування вапна

Добова витрата $Q_{к}^{ДОБ}$ товарного коагулянту :

$$Q_{к}^{ДОБ} = \frac{Q_{ос} \cdot D_{л}}{10^4 \cdot P_{л}} = \frac{32172 \cdot 34,82}{10^4 \cdot 78} = 1,436 \frac{\text{т}}{\text{доб}};$$

16-ти добовий запас вапна буде складати:

$$Q_{л}^1 = Q_{л}^{ДОБ} \cdot 16 = 1,436 \cdot 16 = 22,97 \text{ т};$$

Об'єм баків для вапняного молока :

$$W_{в} = \frac{Q_{год} n D_{л}}{10^4 \cdot V_{в} \cdot \rho_{в}} = \frac{1340,5 \cdot 10 \cdot 19,5}{10^4 \cdot 5 \cdot 1} = 9,33 \text{ м}^3;$$

$$W = 3,14 \cdot r^2 \cdot h; r = 2 \text{ м}; h = 1,2 \text{ м}; W = 15,07 \text{ м}^3$$

Приймаємо один баки $r = 2 \text{ м}; h = 1,2 \text{ м}$.

Зберігання і приготування фторомісних реагентів

Об'єм баків:

$$W_{ф} = \frac{Q_{ос} D_{ф}^ч}{n \cdot 10^4 \cdot b_{ф} \cdot \rho_{ф}} = \frac{32172 \cdot 2,21}{4 \cdot 10^4 \cdot 2,5 \cdot 1} = 0,71 \text{ м}^3;$$

$$D_{ф}^ч = D_{ф} \cdot \frac{100}{C_{ф}} = 1,86 \cdot \frac{100}{94} = 2,21 \text{ г/м}^3$$

Витрата фторовмісного реагента за добу :

$$Q_{\phi}^{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{ос}} \cdot D_{\phi}^{\text{ч}}}{10^6} = \frac{32172 \cdot 2,21}{10^6} = 0,071 \frac{\text{т}}{\text{доб}};$$

30-ти добовий запас Q_{ϕ}^1 буде складати:

$$Q_{\phi}^1 = Q_{\phi}^{\text{доб}} * 30 = 0,071 * 30 = 2,13 \text{ т};$$

Місячну потребу в хлорі визначаємо по формулі, т:

$$Q_{\text{хл}}^{\text{міс}} = 10^{-3} * Q_{\text{хл}}^{\text{доб}} * n_{30},$$

де $Q_{\text{хл}}^{\text{доб}} = Q_{\text{хл}}^{\text{доб(п)}} + Q_{\text{хл}}^{\text{доб(зн)}}$ - добова потреба хлору, кг;

10^{-3} – коефіцієнт перерахунку кілограмів у тони;

n_{30} - термін зберігання реагентів на станції, 30 діб;

ДОБ

$Q_{\text{хл}}^{\text{доб(п)}}$ - добова потреба хлору для первинного хлорування, кг;

$Q_{\text{хл}}^{\text{доб(зн)}}$ - добова потреба хлору для вторинного хлорування, кг;

Визначаємо подобову потребу хлору при дозі хлору на первинне хлорування 8 мг/л, та вторинне хлорування при дозі хлору 2 мг/л:

$$Q_{\text{хл}}^{\text{доб(п)}} = 32172 \cdot 8 / 1000 = 257,376 \text{ кг/добу},$$

$$Q_{\text{хл}}^{\text{доб(зн)}} = 32172 \cdot 2 / 1000 = 64,344 \text{ кг/добу},$$

$$Q_{\text{хл}}^{\text{доб}} = 257,376 + 64,344 = 321,72 \text{ кг/добу}$$

$$Q_{\text{хл}}^{\text{міс}} = 10^{-3} \cdot 321,72 \cdot 30 = 9,65 \text{ т}.$$

К-сть запасних балонів $n_{\text{хл}}^3$ повинна складати :

$$n_{\text{хл}}^3 = \frac{Q_{\text{хл}}^{\text{доб}} \cdot 30}{55} = \frac{321,72 \cdot 30}{55} = 175,48 = 176 \text{ балонів}$$

К-сть витратних балонів $n_{\text{хл}}^{\text{витр}}$ повинна складати:

$$n_{\text{хл}}^{\text{витр}} = \frac{Q_{\text{хл}}}{S_{\text{бал}}} = \frac{321,72}{0,7 \cdot 24} = 19,15 = 20 \text{ балонів};$$

де $S_{\text{бал}}$ – знімання хлору з одного балонку без штучного підігріву.

Приймаємо встановлення бочок-випаровувачів, $S_{\text{бал}} = 3 \text{ кг/год}$ з 1 м^2 поверхні.
Бокова поверхня бочки складає $3,65 \text{ м}^2$.

$$q_6 = F_6 S_{\text{хл}} = 3.65 * 3 = 10.95 \frac{\text{кг}}{\text{год}};$$

Визначаємо необхідну кількість n_6 бочок-випаровувачів :

$$n_6 = \frac{Q_{\text{хл}}}{q_6} = \frac{321,72}{10,95 * 24} = 1,22 = 2 \text{ шт.}$$

4.5. Розрахунок окремих апаратів і споруд

4.5.1. Вихровий змішувач

Внутрішні діаметри труб на виході зі змішувача, м:

$$d_{\text{ВХ}} = \sqrt{\frac{4Q_{\text{ДОБ}}}{86400 \cdot \pi \cdot n \cdot V_{\text{ТР}}}},$$

де 86400 – коефіцієнт перерахунку годин в секунди;

$Q_{\text{ДОБ}} = 117613$ – добова потужність водоочисної станції, м³/добу;

$\pi = 3,14$;

$n = 3$ – кількість змішувачів;

$V_{\text{ТР}}^{\text{ВХ}} = 1,5$ м/с – швидкість руху води в трубах на вході;

$$d_{\text{ВХ}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 32172}{86400 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 1,5}} = 0,324 \text{ м, приймаємо } d_{\text{ВХ}} = 400 \text{ мм};$$

$$d_{\text{ЗОВН}} = d_{\text{ВХ}} + 2\delta = 400 + 8 * 2 = 416 \text{ мм, приймаємо } d_{\text{ВИХ}} = 416 \text{ мм.}$$

Площа верхньої частини, м²:

$$F_{\text{В}} = \frac{Q_{\text{ДОБ}}}{24 \cdot n \cdot V_{\text{ЗМІШ}}},$$

де $V_{\text{ВИХ}} = 120$ м/год – швидкість руху води у верхній незмінній за перерізом частині змішувача;

$$F_{\text{В}} = \frac{32172}{24 \cdot 3 \cdot 120} = 3,72 \text{ м}^2.$$

Площа нижньої частини, м²:

$$F_{\text{Н}} = \frac{\pi(1,02 \cdot d_{\text{ВХ}})^2}{4} = \frac{3,14(1,02 \cdot 0,4)^2}{4} = 0,13 \text{ м}^2.$$

Об'єм верхньої частини, м³:

$$W_{\text{В}} = 1,5 \cdot F_{\text{В}} = 1,5 \cdot 3,72 = 5,58 \text{ м}^3.$$

Діаметр верхньої частини, м:

$$d_B = \sqrt{\frac{4 \cdot F_B}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,72}{3,14}} = 2,17 \text{ м}; \text{ приймаємо } 2,5 \text{ м.}$$

Повний об'єм змішувача, м³:

$$W = \frac{Q_{\text{ДОБ}} \cdot t_{\text{ЗМШ}}}{1440 \cdot n},$$

де $Q_{\text{ДОБ}} = 32172 \text{ м}^3/\text{добу}$ – добова потужність водоочисної станції;

$n = 3$ – кількість змішувачів, шт.;

$t_{\text{ЗМШ}} = 2$ – час перебування води у змішувачі, хв.;

1440 – коефіцієнт перерахунку годин у хвилини;

$$W = \frac{32172 \cdot 1,8}{1440 \cdot 3} = 13,52 \text{ м}^3.$$

Об'єм нижньої частини змішувач, м³:

$$W_H = W - W_B = 13,52 - 5,58 = 7,94 \text{ м}^3.$$

Висота нижньої частини змішувача, м:

$$h_H = \frac{12 \cdot W_H}{\pi \cdot [(1,02 \cdot d_{\text{ВХ}})^2 + d_B^2 + 1,02 \cdot d_{\text{ВХ}} \cdot d_B]},$$

$$h_H = \frac{12 \cdot 7,94}{3,14 \cdot [(1,02 \cdot 0,4)^2 + 2,5^2 + 1,02 \cdot 0,4 \cdot 2,5]} = 4,08 \text{ м.}$$

Перевіряємо співвідношення висоти нижньої частини до сторони або діаметру верхньої, щоб воно було в межах 1,2...1,87:

$$h_H/d_B = 4,08/2,5 = 1,632.$$

Умова виконується.

Знаходимо повний об'єм змішувача:

$$W = W_H + W_B = 7,94 + 5,58 = 13,52 \text{ м}^3.$$

4.5.2. Повітровіддільники

Встановлюємо два повітровіддільника після вихорових змішувачів.

4.5.3. Розрахунок горизонтальних відстійників

Знаходимо площу відстійника в плані, м²:

$$F_{ВД} = Q_{ГОД} \cdot a_{ОБ} / 3,6 \cdot U_0,$$

де $Q_{ДОБ}$ - добова потужність водоочисної станції, м³/доб;

$a_{ОБ}$ - коефіцієнт об'ємного використання відстійників;

U_0 - швидкість падіння завислих речовин, мм/с,

швидкість падіння завислих речовин $U_0 = 0,5$ мм/с; розрахункова швидкість горизонтального руху води на початку відстійника 6-8 мм/с.

$$F_{ВД} = 1340,5 \cdot 1,3 / (3,6 \cdot 0,5) = 968,13 \text{ м}^2.$$

Знаходимо розрахункову довжину відстійника, м. Будівельну довжину відстійника збільшуємо до найближчого числа кратного 3 м:

$$L = H_{СЕР} \cdot V_{СЕР} / U_0,$$

де $H_{СЕР}$ - середня висота зони осадження, приймаємо 3 м;

$V_{СЕР}$ - розрахункова швидкість горизонтального руху води на початку відстійника, мм/с [п.10.09.2]. Приймаємо 8,5 мм/с.

$$L = 3 \cdot 8,5 / 0,5 = 51 \text{ м}.$$

Будівельну довжину відстійника приймаємо 51 м.

Знаходимо кількість робочих секцій відстійника при ширині секції 6 м:

$$N_p = F_{ВД} / 6 \cdot L = 968,13 / 6 \cdot 51 = 3,16 \approx 4.$$

Загальна кількість секцій відстійника $N_C = N_p + 1$ (резервна) при $N_p < N_C = 4 + 1 = 5$ шт. Приймаємо 5 секцій відстійника.

Знаходимо будівельну площу одного відстійника

$$F_{БУД} \approx L_{БУД} = 5 \cdot 51 = 255 \text{ м}^2.$$

Знаходимо будівельну площу одного камери:

$$f_k = \frac{Q_{ГОД}}{3,6 \cdot N_p \cdot v_{кр}} = \frac{1340,5}{3,6 \cdot 5 \cdot 0,65} = 114,57 \text{ м}^2$$

Розрахункова довжина камери :

$$l = \frac{f_k}{B_k} = \frac{114,57}{6} = 19,095 \text{ м}$$

Розподілення води по площі камери реакції з завислим осадом необхідно

передбачити за допомогою напірних перфорованих труб з отворами, спрямованими вниз під кутом 45. Відстань між перфорованими трубами приймають 2 м, від стінки камери -1 м. Швидкість руху води напочатку розподільчих труб приймають 0,5..0,6 м/с, площу отворів 30..40% площі перерізу розподільчих трубопроводів труби, діаметр отворів – не менше 25 мм.

Висота шару води у камері h_2 :

$$h_2 = \frac{Q_{\text{год}}}{3.6 \cdot 10^3 \cdot N_p \cdot v_1 \cdot B} = \frac{1340,5}{3.6 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 0.05 \cdot 6} = 0.248 \text{ м}$$

Висота води у камері складає :

$$h_k = H_{\text{сер}} + 0.1 = 3 + 0.1 = 3.1 \text{ м};$$

Товщина шару завислого осаду :

$$h_1 = h_k - h_2 = 3.1 - 0.248 = 2.852$$

Тривалість перебування води у камері :

$$t = \frac{100 \cdot h_k}{6 \cdot v_{\text{кр}}} = \frac{100 \cdot 3,1}{6 \cdot 0,65} = 78 \text{ хв}$$

Визначаємо відстань зануреної перегородки від стінки камери :

$$\alpha = \frac{Q_{\text{год}}}{3.6 \cdot 10^3 \cdot N_p \cdot v_2 \cdot B} = \frac{1340,5}{3.6 \cdot 10^3 \cdot 5 \cdot 0.02 \cdot 6} = 0.62$$

Будівельні розміри відстійника: ширина відстійника $5 \cdot 6 = 30$ м, довжина відстійника 51 м, висота 4,2 м. Загальний об'єм 64260 м³.

Знаходимо будівельну площу одного відстійника

$$F_{\text{БУД}} \cdot L_{\text{БУД}} = 6 \cdot 51 = 306 \text{ м}^2.$$

$$W = T_P \cdot Q_{\text{ДОБ}} \cdot (C_B - M_\Phi) / 24 \cdot N_P \cdot \delta,$$

де T_P - час між двома чистками, приймаємо 24 год;

$Q_{\text{ДОБ}}$ - добова потужність водоочисної станції, м³/доб;

C_B - концентрація завислих речовин на вході до відстійника, мг/л;

M_Φ - концентрація завислих речовин на виході з відстійника (приймається в діапазоні 8 -15), мг/л;

24 – кількість годин в добі.;

N_p - кількість робочих секцій, шт;

\square - середня по висоті осадової частини відстійника концентрація твердих речовин, знаходимо за табл. ДБН В2.5 – 74:2013, мг/л.

$$\square\square\square\square\square\square = 20000+15\% = 23000 \text{ мг/л.}$$

Концентрація завислих речовин на вході до відстійника, мг/л:

$$C_B = M + K_K * D_K + 0,25 * K_L + M_B,$$

де M - кількість завислих речовин у вихідній воді, приймається рівній каламутності води, мг/л;

K_K - коефіцієнт забрудненості коагулянту (0,5 – для сірчаноокислого алюмінію, заліза; 0,7 – для хлорного заліза);

D_K - доза коагулянту, мг/л;

K_L - кольоровість вихідної води, град;

M_B - кількість нерозчинних речовин, що потрапляє у вихідну воду з вапном (для випадку підлугування).

$$C_{B \max} = 500 + 0,5 \cdot 25,29 + 0,25 \cdot 40 = 522,645 \text{ мг/л;}$$

$$C_{B \min} = 100 + 0,5 \cdot 25,29 + 0,25 \cdot 40 = 122,645 \text{ мг/л;}$$

$$W_{\max} = 24 \cdot 32172 \cdot (522,645 - 15) / 24 \cdot 5 \cdot 23000 = 142,01 \text{ м}^3,$$

$$W_{\min} = 24 \cdot 32172 \cdot (122,645 - 15) / 24 \cdot 5 \cdot 23000 = 30,11 \text{ м}^3.$$

4.5.4. Розрахунок швидких фільтрів Попередньо приймаємо двошарові фільтри .

Загальну площу фільтрування F_Φ визначають за формулою:

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

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

v_n – розрахункова швидкість фільтрування за нормального режиму, м³/годину, [1, табл.21].

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

$q_{пр}$ – питома витрата води за одну промивку м³/м²,

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

де, $q_{пр}^1$ – інтенсивність промивки, (14-16) л/с-м²,

$$q_{пр} = 14 \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 0,098$$

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

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

$$F_{\phi} = \frac{32172}{24 \cdot 8 - 3 \cdot 0,098 - (0,33 \cdot 8 \cdot 3)} = 175,05 \text{ м}^2$$

Мінімальна кількість фільтрів на станції – 4. При витраті станції більш ніж 8-10 тис. м³/добу кількість фільтрів N_{ϕ} визначають за формулою:

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

$$N_{\phi} = \frac{\sqrt{175,05}}{2} = 6,67 \text{ шт, } \approx 7 \text{ шт,}$$

При цьому необхідно забезпечити співвідношення:

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

$$v_{\phi} = \frac{8 \cdot 7}{7 - 1} = 9,33 \frac{\text{м}}{\text{год}},$$

де, v_{ϕ} – швидкість фільтрування за форсованого режиму, яка не повинна перевищувати вказаної у [1, табл.21] ≤ 12 ;

N_1 – кількість фільтрів, що знаходяться у ремонті [1, п. 10.12.1].

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:

$$F_{\phi}^1 = F_{\phi} / N_{\phi}$$

$$F_{\phi}^1 = \frac{175,05}{7} = 25 \text{ м}^2 \text{ приймаємо площу } 25 \text{ м}^2; \text{ розміром } (5 \times 5)$$

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

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

$$Q_{\text{пр}} = 25 \cdot 14 \cdot 10^{-3} = 0,35 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$$

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

$$d_k = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{пр}}}{\pi \cdot v_k}}, \text{ м}$$

$$d_k = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,35}{3,14 \cdot 0,9}} = 0,7 \text{ м}$$

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 :

$$v_k = \frac{4 \cdot Q_{\text{пр}}}{\pi \cdot d_k^2}, \frac{\text{м}}{\text{с}};$$

$$v_k = \frac{4 \cdot 0,35}{3,14 \cdot 0,72^2} = 0,9 \frac{\text{м}}{\text{с}};$$

$$d_k = 100 \text{ мм}$$

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)

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 \cdot \frac{5}{0,3} = 34 \text{ шт},$$

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

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

$$q_{\text{відг}} = \frac{0,35}{34} = 0,01 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}.$$

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

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

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 1,6}} = 0,089 \text{ м}$$

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 $v_{\text{відг}}$

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

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 0,089^2} = 1,6 \text{ м/с},$$

$$d_{\text{відг}} = 100 \text{ мм}$$

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

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)

$$n_{\text{заг}}^{\text{відг}} = 2 \cdot \frac{5}{0,3} = 34 \text{ шт,}$$

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

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

$$q_{\text{відг}} = \frac{0,35}{34} = 0,01 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}.$$

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

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

$$d_{\text{відг}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 1,6}} = 0,089 \text{ м}$$

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 $v_{\text{відг}}$

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

$$v_{\text{відг}} = \frac{4 \cdot 0,01}{3,14 \cdot 0,089^2} = 1,6 \text{ м/с,}$$

$$d_{\text{відг}} = 100 \text{ мм}$$

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].

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

$$\Sigma f_0 = 0,3 \cdot 25 \cdot 10^{-2} = 0,075 \text{ м}^2$$

Отвори розташовують у два ряди в шаховому порядку від куту 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:

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

$$n_0 = \frac{0,075}{0,0000785} = 956 \text{ шт.}$$

Кількість отворів $n_0^{\text{відг}}$ на одному відгалудженні:

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

$$n_0^{\text{відг}} = \frac{956}{34} = 28,11 = 28 \text{ шт,}$$

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

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

$$l_{\text{відг}} = \frac{5 \cdot 0,1}{2} = 0,25 \text{ м,}$$

Шаг осі отворів l_0 , мм буде складати :

$$l_0 = \frac{l_{\text{відг}}}{n_0^{\text{відг}}} \cdot 10^3, \text{ мм}$$

$$l_0 = \frac{0,25}{34} \cdot 10^3 = 7,35 \text{ мм}$$

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.

$$q_{\text{ж}} = \frac{0,35}{3} = 0,116 \frac{\text{м}^3}{\text{с}},$$

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 $h_{\text{п}}$ до половини його ширини [1, п. 6.111]. $a_{\text{ж}} = (1 \dots 1,5)$

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

$$B_{\text{ж}} = 2,0 \sqrt[5]{\frac{0,116^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,431 = 0,44 \text{ м,}$$

Таким чином, прямокутна частина жолоба дорівнює

$$h_{\text{п}} = (0,5 \dots 0,75) B_{\text{ж}}, \text{ м}$$

$$h_{\Pi} = 0,75 \cdot 0,44 = 0,363 \text{ м}$$

$$h_{\text{ж}} = h_{\Pi} + (0,5)B_{\text{ж}} = 0,33 + 0,22 = 0,55 \text{ м,}$$

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

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

$$h_{\text{ж}}^k = 0,55 + 0,08 = 0,63 \text{ м}$$

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

$$H_{\text{ж}} = \frac{(0,8 + 0,5) \cdot 50}{100} + 0,3 = 0,95 \text{ м,}$$

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,

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

$$q_{\text{кан}} = 0,45 \text{ м}^3/\text{с.}$$

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

$$g = 9,81 \text{ м/с}^2.$$

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \sqrt[3]{\frac{0,35^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,7 \text{ м,}$$

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:

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

$$v_{\text{кан}} = \frac{0,35}{0,7 \cdot (0,7 - 0,2)} = 1 \text{ м/с.}$$

4.6. Обробка промивних вод та осаду очисної станції

4.6.1. Розрахунок споруд для обробки промивної води та осаду

Розрахунок резервуара промивної води.

Витрати води на промивку фільтра знаходимо за формулою:

$$P = \frac{\omega \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_{год} \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100\% = \frac{14 \cdot 25 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 7}{1340,5 \cdot 11,4 \cdot 1000} 100\% = 5,77\% \rightarrow q_1 = 77,34 \text{ м}^3 / \text{год},$$

де ω – інтенсивність промивки, л/с.м², яку приймаємо за табл. 23 [1];

f – площа фільтрів, $f = 25 \text{ м}^2$;

N – кількість фільтрів, $N = 7$ шт.;

T_p – час роботи фільтрів між двома промивками, [год]:

$T_p = T_0 + t_1 + t_2 + t_3 = 12 + 0,12 + 0,33 + 0,17 = 12,72 \text{ год}$,

T_0 – час робочого фільтроциклу (8 – 12 год) приймаємо 10 годин;

t_1 – час промивки, 0,12 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.

Витрата води на одну промивку фільтра на протязі 6 хв.:

$$q = \frac{F \cdot w \cdot 60 \cdot t_1}{1000} = \frac{25 \cdot 15 \cdot 60 \cdot 6}{1000} = 135 \text{ м}^3.$$

Місткість резервуара усереднювача з двох відділень приймається 135 м^3 .

4.6.2. Розрахунок пісковловлювачів

Для затримання піску перед резервуаром-усереднювачем встановлюється тангенціальну пісколовку.

Площа тангенціальної пісколовки:

$$F = \frac{Q_{год}}{n \cdot q_0} = \frac{22,5}{2 \cdot 2} = 5,625 \text{ м}^2,$$

де Q – максимальна витрата промивних вод, м³/хв. При залповому викиді промивних вод на протязі 6 хв., витрата за одну хвилину складе $22,5 \text{ м}^3$;

q_0 – навантаження на пісколовку по воді, м³/м²·хв;

n – кількість відділень пісколовки.

Приймаємо пісколовку з двома відділеннями діаметром 5 м. Видалення осаду з

пісколовки відбувається періодично за допомогою гідроелеватора.

Об'єм відстійника промивної води при двох годинах відстоювання та рівномірній подачі води складе:

$$V_{от} = q_1 \cdot t = 77,34 \cdot 2 = 154,68$$

Приймаємо **відстійник з двох** секцій завширшки 6 м кожна. При висоті осадкової частини, що дорівнює 2 м, довжина відстійника складе 7 м. З урахуванням будівельної висоти, об'єм відстійників складе 168 м³

Витрата освітленої води q_2 складає $(0,7 - 0,75) q_1$, витрата осаду $q_3 = (0,3 - 0,25) q_1$.

Приймаємо $q_2 = 54,14$ м³/год; $q_3 = 27,07$ м³/год;

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

$$q_{ос} = \frac{K_p \cdot W \cdot 100}{24 \cdot Q_{ос} \cdot T} = \frac{1,3 \cdot 142,01 \cdot 100}{24 \cdot 670,25 \cdot 1} = 1,14\%$$

$$Q_{ос} = \frac{Q_{год}}{2} = 670,25 \text{ м}^3/\text{год}$$

K_p - коефіцієнт розбавлення осаду, який дорівнює 1,3;

N - кількість відстійників;

T - час дії відстійника між очистками (1 діб);

W - об'єм зони накопичення та ущільнення осаду, 142,01 м³.

Кількість води, що втрачається при викиді осаду з осадощільнювача :

$$q_{ос} = \frac{K_p \cdot (C - m)}{\delta_{сер}} = \frac{1,5 \cdot (522,645 - 12)}{23000} \cdot 100\% = 3,33 \%$$

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.

4.6.3. Розрахунок згущувачів

Згущувач беруть діаметром – до 18 м; середньою глибиною – до 3,5 м; уклін дна

до центрального напрямку – 8°; з обертальною фермою, що має лопаті трикутного чи круглого перерізу; швидкість обертання якої 0,015...0,03 м/с.

Об'єм згущувача (м³) визначається за формулою

$$W_{зг} = 1,3 \cdot K_{р.о} \cdot W_{ос.ч.}, \text{ м}^3$$

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

$W_{ос.ч.}$ – об'єм осадової частини споруди підготовки води, м³.

$$W_{зг} = 1,3 \cdot 1,5 \cdot 142,01 = 276,91 \text{ м}^3.$$

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

Приймаємо 3 відстійника діаметром 6,0 м, висота циліндричної частини - 2,1 м; конічної – 1,8 м.

Загальна площа зневоднення визначається за формулою

$$F = \frac{Q_{год} \cdot C}{q_0} = \frac{1340,5 \cdot 0,15}{10} = 20,1 \text{ м}^2,$$

де q_0 – питоме навантаження фільтр-пресів, (5 – 10 кг/м²год),

Приймаємо 1 робочих і 1 резервний фільтр-прес ФПАКМ-20У, площею 20 м² кожен.

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

Розділ 5. СТО житлової будівлі

Консультант

Кравчук О.А.

5.1. Базові розрахунки

Розміри будинку в плані. 43,1м x 33,5м.

Периметр будинку – 153,6 м.

Кількість приладів холодної води – 36 , гарячої - 24. Розрахункова кількість приладів (N) холодної води в 14-ти поверховому будинку – 36x14=504 шт., гарячої – 24*14=336 шт.

Кожна особа, у відповідності до [1, табл. А1] споживає за добу холодної води – 150 л, гарячої– 100 л.

При цьому середня за годину витрата загальної, холодної і гарячої води одним споживачем, л/год, знаходиться з виразу:

$$q_T^{tot} = \frac{Q_T^{tot}}{T}; \quad q_T^c = \frac{Q_T^c}{T}; \quad q_T^h = \frac{Q_T^h}{T}, \quad (2)$$

де $T = 24$ год – розрахунковий час споживання води в житловому будинку.

Розраховуємо максимальну добову витрату загальної (холодної і гарячої), холодної і гарячої води, одним споживачем, л/добу, за формулою:

$$\begin{aligned} - \text{ загальна} & \quad Q_{\max}^{tot} = Q_T^{tot} \times k_d; \\ - \text{ холодна} & \quad Q_{\max}^c = Q_T^c \times k_d; \\ - \text{ гаряча} & \quad Q_{\max}^h = Q_T^h \times k_d, \end{aligned} \quad (1)$$

де k_d – коефіцієнт максимальної добової нерівномірності, який приймається згідно з таблицею [1, додаток, табл. А.4] в залежності від середньої за годину витрати води q_T^{tot} , q_T^c , q_T^h , л/год та кількості приладів (N) або споживачів (U).

Максимальна добова витрата загальної, холодної і гарячої води на господарсько-питні потреби споживачів для будинку, що проєктується, визначиться зі співвідношення, м³/добу:

$$\begin{aligned} Q_{\max.доб}^{tot} &= \frac{Q_{\max}^{tot}}{1000} \times U; \\ Q_{\max.доб}^c &= \frac{Q_{\max}^c}{1000} \times U; \\ Q_{\max.доб}^h &= \frac{Q_{\max}^h}{1000} \times U. \end{aligned} \quad (3)$$

Максимальна добова витрата холодної води в будівлі розраховується, як сума витрат води на господарсько-питні потреби всіма споживачами і витрат на поливку прилеглої території, м³/добу:

$$Q_{\max.доб}^c = \frac{Q_{\max}^c}{1000} \times N + Q_{пол}, \quad (4)$$

5.2. Гідравлічний розрахунок системи В2 внутрішнього водопроводу

Розрахунок мережі трубопроводів внутрішнього холодного водопроводу довільного об'єкту (у тому числі житлового будинку) умовно можна розділити на два етапи. На першому, залежно від прийнятих норм водопостачання, кількості споживачів (U) чи санітарно-технічних приладів (N), що знаходяться в будинку, знаходимо витрати води на кожній із розрахункових ділянок. На другому – за відомими витратами, виконуємо безпосередньо гідравлічний розрахунок мережі. У зв'язку з тим, що в проекті застосована об'єднана господарсько-питна і протипожежна система внутрішнього водопроводу, то її гідравлічний розрахунок потрібно здійснити на два розрахункових режими роботи, а саме – на режим максимального господарсько-питного водопостачання і на режим максимального водопостачання плюс пожежогасіння.

Розрахунок внутрішньої мережі холодного водопроводу виконується на основі розробленої і накресленої аксонометричної схеми.

Для розглядуваного житлового будинку диктуючим приладом буде змішувач ванни, яка розташована на верхньому поверсі і підключена до стояка, що максимально віддалений від підвищувальних насосів (при їх відсутності – від вводу в будинок). Також визначаємо магістраль – напрямок від диктуючого приладу до насосних установок.

Далі розбиваємо магістраль на розрахункові ділянки, під останніми розуміють ділянки трубопроводу постійного діаметра по яких проходить постійна витрата води. Значення розрахункових максимальних секундних та за годину витрат холодної і гарячої води, які проходять по розрахунковим ділянкам водопровідної мережі, в залежності від кількості приладів (N) при розрахунковій середній витраті води за годину (с qT, h qT) на одну людину знаходимо за [1, додаток, табл. А.5] або додатку 2 даної методички.

Витрата води на кінцевих ділянках тупикової мережі має бути не менше максимальної секундної витрати одним із встановлених на ній санітарно-технічних приладів.

Розрахунок починають від диктуючого приладу. Оскільки при розрахунку кожної ділянки треба виконувати у певній послідовності ряд однакових операцій, то результати розрахунку зручно представляти у табличній формі

Діаметри трубопроводів (d), швидкість руху води в трубі (V), втрати напору на гідравлічне тертя (1000i) визначаємо за таблицями для розрахунку водопровідних труб [5] або додатком 4 методички.

Номер ділянки	Довжина ділянки L, м	Кількість приладів ояких подається вода поданій розрахунковій ділянці N, шт.	Розрахункова витрата на ділянці q c, л/с	Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору за довжиною, мм	
						1000 L, мм	на ділянці H (l) = 1000q ² L, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1-2	1	1	0,22	20	0,64	75,4	0,08
2-3	1,5	2	0,23	20	0,68	78,2	0,18
3-4	1,5	3	0,24	20	0,76	136	0,19
4-5	2,5	3	0,24	20	0,76	136	0,35
5-6	2,5	6	0,29	20	0,91	146	0,38
6-7	2,5	12	0,32	20	1	176	0,46
7-8	2,5	15	0,36	20	1,12	218	0,57
8-9	2,5	18	0,39	20	1,22	255	0,66
9-10	2,5	21	0,44	25	0,86	92,1	0,24
10-11	2,5	24	0,47	25	0,91	102,6	0,27
11-12	2,5	27	0,5	25	0,93	110,9	0,29
12-13	2,5	30	0,53	25	0,987	124	0,32
13-14	2,5	33	0,56	25	1,04	138	0,36
14-15	2,5	36	0,6	25	1,1	151	0,39
15-16	2,5	39	0,63	25	1,16	167	0,43
16-17	2,5	42	0,67	25	1,22	184	0,48
17-18	2,5	84	0,88	25	1,22	184	0,50
18-19	4,2	126	1,16	25	1,22	184	2,08
19-20	3,1	168	1,4	40	0,72	38,9	0,04
20-21	7,3	210	1,7	50	0,47	12,9	0,20
21-22	4,5	256	2,1	50	0,55	15,3	0,05
22-23	5,3	294	2,5	50	0,66	23,8	0,06
23-24	3,9	336	3,1	50	0,73	25,17	0,07
24-25	4,2	378	3,5	50	0,80	33,91	0,011
25-26	3,2	420	3,9	50	0,87	55,35	0,030
26-27	3,1	462	4,4	50	0,99	67,89	0,035
27-28	2,2	504	5,1	50	1,12	80,42	0,43
						9,15	

Втрати напору в місцевих опорах в системі враховуються осереднено, як певний відсоток від втрат за довжиною за формулою:

$$\sum H_{l,tot} = (1 + k_1) \sum H_l, \quad (5)$$

де k_1 – коефіцієнт, величина якого залежить від типу системи внутрішнього водопроводу, а саме: 0,3 – у мережах господарсько-питних водопроводів житлових і громадських будинків; 0,2 – у мережах об'єднаних господарсько-питних і протипожежних водопроводів житлових і громадських будівель, а також у мережах виробничих водопроводів; 0,15 – у мережах об'єднаних виробничих і протипожежних водопроводів; 0,1 – у мережах протипожежних водопроводів.

Розрахунок другого режиму (максимальне господарсько-питне водоспоживання плюс пожежогасіння) також починають з визначення магістрального напрямку (магістралі), яка проходить від найбільш віддаленого пожежного крана на верхньому поверсі до насосів (вводу водопроводу). Секундна витрата на розрахункових ділянках знаходиться як сума максимальної господарсько-питної і протипожежної витрат. У випадку коли розподільчі трубопроводи в підвалі об'єднуються у кільце, то всі його ділянки беруть одного діаметра. Дані розрахунків зводяться у табл. 2.

Розрахунок внутрішньої мережі холодного водопроводу на пропуск максимальної господарсько-питної і протипожежної витрат

Номер ділянки	Довжина ділянки l, м	Витрата води q, л/с			Діаметр d, мм	Швидкість V, м/с	Втрати напору за довжиною, мм	
		Господарсько-питні потреби	Пожежні потреби	Розрахункова			1000 l, мм	на ділянці H (l) = 1000q ² l, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1'-2'	3,1	-	2,5	2,5	40	1,99	277,6	0,86
2'-14'	34,1	-	2,5	2,5	40	1,99	277,6	8,4
14'-15'	2,1	-	2,5	2,5	40	1,99	277,6	0,53
15'-30'	16,6	-	2,5	2,5	50	1,79	350,1	5,1
30'-45'	16,6	-	2,5	2,5	50	1,79	320,1	5,1
45'-28	3,1	0,86	2,5	3,1	50	1,9	148	0,9
28-29	3,5	1,1	2,5	3,9	50	2,1	148	0,95
							ΣH (l)=	21,79

5.3. Гідравлічний розрахунок внутрішньої мережі В1

Водопостачання внутрішніх систем подачі холодної і гарячої води всіх будинків будівельного майданчику і водопроводу проектованого будинку здійснюється від міської водопровідної мережі, яка, як правило, прокладена вздовж проїжджої частини вулиць. Проміжною ланкою між міською мережею і системою внутрішнього водопроводу будівель є внутрішньоквартальна або дворова мережа водопроводу. Вона відраховується від колодязя, де зроблено підключення до міської мережі, до вводу в будинок. Як правило, внутрішньоквартальна водопровідна мережа прокладається з напірних чавунних або поліетиленових труб ($d = 50 - 150$ мм).

Методика визначення витрат води на ділянках і гідравлічний розрахунок внутрішньоквартальної водопровідної мережі здійснюється за аналогією з мережею внутрішнього водопроводу (формула 5). При цьому беруть $k_1 = 0,1$. Розрахунок також виконується окремо для двох режимів водопостачання: максимального господарсько-питного і максимального господарсько-питного плюс пожежа. Результати розрахунків зводяться в таблиці аналогічні табл. 1 і 2.

Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Кількість приладів ояких подається вода поданій розахунковій ділянці	Розахункова витрата на ділянці q с, л/с	Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за довжиною, мм	
						1000 l , мм	на ділянці $H(l) = 1000i \cdot l$, м
1	2	3	4	5	6	7	8
ВК-3-ВК-12	35,5	1938	13,7	125	1,08	18,6	0,53
ВК-12-ВК-11	20,3	1938	13,7	125	1,08	18,6	0,11
ВК-11-ВК-10	5	1588	11,33	125	0,89	12,8	0,15
ВК-10-ВК-9	18	1588	11,33	125	0,89	12,8	0,25
ВК-9-ВК-8	9,5	1088	8,26	100	1	21,05	0,18
ВК-8-ВК-7	25,5	908	6,8	100	0,83	15,2	0,47
ВК-7-ВК-6	70	488	3,61	80	0,67	13,5	0,95
ВК-5-ВК-4	32	168	1,4	65	0,4	7,04	0,23
ВК-4-ВК-3	8,5	168	1,4	65	0,4	7,04	0,06
						$\Sigma H(l) =$	2,83

Номер ділянки	Довжина ділянки l , м	Витрата води q , л/с			Діаметр d , мм	Швидкість V , м/с	Втрати напору за довжиною, мм	
		Господарсько-питні потреби	Пожежні потреби	Розрахункова			1000 l , мм	на ділянці $H(l) = 1000l \cdot I$, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ВК-3-ВК-12	35,5	13,7	2,5	16,2	150	0,88	9,95	0,28
ВК-12-ВК-11	20,3	13,7	2,5	16,2	150	0,88	9,95	0,06
ВК-11-ВК-10	5	11,33	2,5	13,83	125	1,08	18,6	0,22
ВК-10-ВК-9	18	11,33	2,5	13,83	125	1,08	18,6	0,36
ВК-9-ВК-8	9,5	8,26	2,5	10,76	125	0,82	11,8	0,20
ВК-8-ВК-7	25,5	6,8	2,5	9,3	100	1,14	27,2	0,85
ВК-7-ВК-6	70	3,61	2,5	6,11	100	0,75	12,4	0,87
ВК-5-ВК-4	32	1,4	2,5	3,9	80	0,73	15,3	0,49
ВК-4-ВК-3	8,5	1,4	2,5	3,9	80	0,73	15,3	0,13
							$\Sigma H(l) =$	3,55

5.4. Система внутрішньої побутової каналізація (К1)

Гідрравлічний розрахунок трубопроводів внутрішньої господарсько-побутової мережі водовідведення треба вести за величиною максимальної секундної витрати, яка залежить від загальної витрати в системі внутрішнього холодного і гарячого водопроводу.

Так розрахункова витрата господарсько-побутових стічних для каналізаційного стояка визначається за залежністю: l/c

де – максимальна секундна загальна витрата (холодна і гаряча) стічних вод, л/с;

– розрахункова максимальна кількість стічних вод, л/с, від приладу з максимальною витратою. На практиці, як правило, в якості такого приладу приймається унітаз зі змивним бачком з максимальною секундною витратою стічних вод 1,6 л/с.

Діаметри каналізаційних трубопроводів для відводу стічних вод від окремих санітарно-технічних приладів, розводок на поверхах і стояків призначаються конструктивно без спеціального розрахунку. Ванна, умивальник, кухонна мийка,

підключаються до внутрішньої каналізаційної мережі трубою діаметром **50 мм**, унітази – **100 мм**.

На поверхах труби діаметром **50 мм** прокладаються з похилом $i = 0,03$, діаметром **100 мм** – з похилом $i = 0,02$.

Діаметри каналізаційних стояків приймаємо **100 мм**.

Ухил – $0,02$, $h/d = 0.545$, $V=0.862$ м/с .

Перевірка :

- не підходить.

Діаметри каналізаційних стояків приймаємо **100 мм**.

Ухил – $0,015$, $h/d = 0.6=$, $V=0,77$ м/с .

Перевірка :

- підходить.

Розділ 6. Технологія будівельного виробництва

Консультант

Уманець І.М.

6.1. Характеристика споруди та умов виконання монтажних робіт

Вихідні дані: відповідно завданню необхідно розробити технологію монтажу двох резервуарів чистої води зі збірних залізобетонних конструкцій, місткістю 5000 м³ кожен. Відстань між резервуарами 10 м.

Характеристика споруди. Побудова плану споруди. Резервуари прямокутні у плані з розмірами в осях 36 м × 24 м. Заглиблення резервуара в ґрунт прийнято 4,8 м. Ґрунт супісок.

Крок колон 6 м × 6 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 4000 м³ з маркуванням збірних конструкцій каркаса наведений на рис.1, 2.

6.2. Вибір методу монтажу

За своїми розмірами обираємо **схему II** – монтажний кран і транспортні засоби рухаються днищем котловану за межами споруди і на брівці.

6.3. Визначення монтажних характеристик елементів та вибір комплекту кранів за технічними параметрами

Монтажні характеристики конструкцій – це монтажна маса, монтажна висота та монтажний виліт. Їх визначають для найбільш невідгідних (найважчої, найвищої, найбільш віддаленої або важкодоступної) для монтажу конструкцій кожного елементарного потоку.

Розрізняють три схеми монтажу споруд водопостачання та водовідведення [3-6]:

Схема I – монтажний кран і інші машини, які працюють з ним у комплекті, переміщуються по брівці котловану, не заїжджаючи на його днище (додаток 1).

Схема II – монтажний кран і транспортні засоби рухаються днищем котловану за межами споруди і на брівці.

Схема III – монтажний кран і транспортні засоби рухаються бетонним днищем споруди, тобто заїжджаючи в споруду (додаток 2).

За Схемою I будують споруди водопостачання та водовідведення, ширина яких не перевищує 15 м; Схема II – шириною 16 – 30 м; за Схема III – шириною понад 30 м.

Перевіряють можливість монтажу стінової панелі. Для цього визначають технічні характеристики крана на монтажному вильоті, які повинні бути рівні або більші (на 10

% у навчальному проекті) від монтажних характеристик стінової панелі $Q_{кр} \geq Q_{м}$ і $N_{кр} \geq N_{м}$. Якщо параметри крану не задовольняють вказаних умов, підбирають кран з іншими характеристиками.

Виконання монтажних робіт прийнято за схемою II (ширина резервуара чистої води 24 м). Схему руху кранів дном котловану і на брівці, наведено на рис. 3.

Рис. 3. Схема проходок монтажних кранів.

На рис. 3 наведено наступні умовні позначення: 1 – вісь руху крана при монтажі конструкцій за схемою II; l1 – розширення котловану в торцях для заїзду і виїзду транспорту, прийнято 6 м [3]; B4 – розширення котловану для монтажу останнього прогону; b1 – ширина вільного простору між основою відкосу і днищем, приймаємо 1,0 м.

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

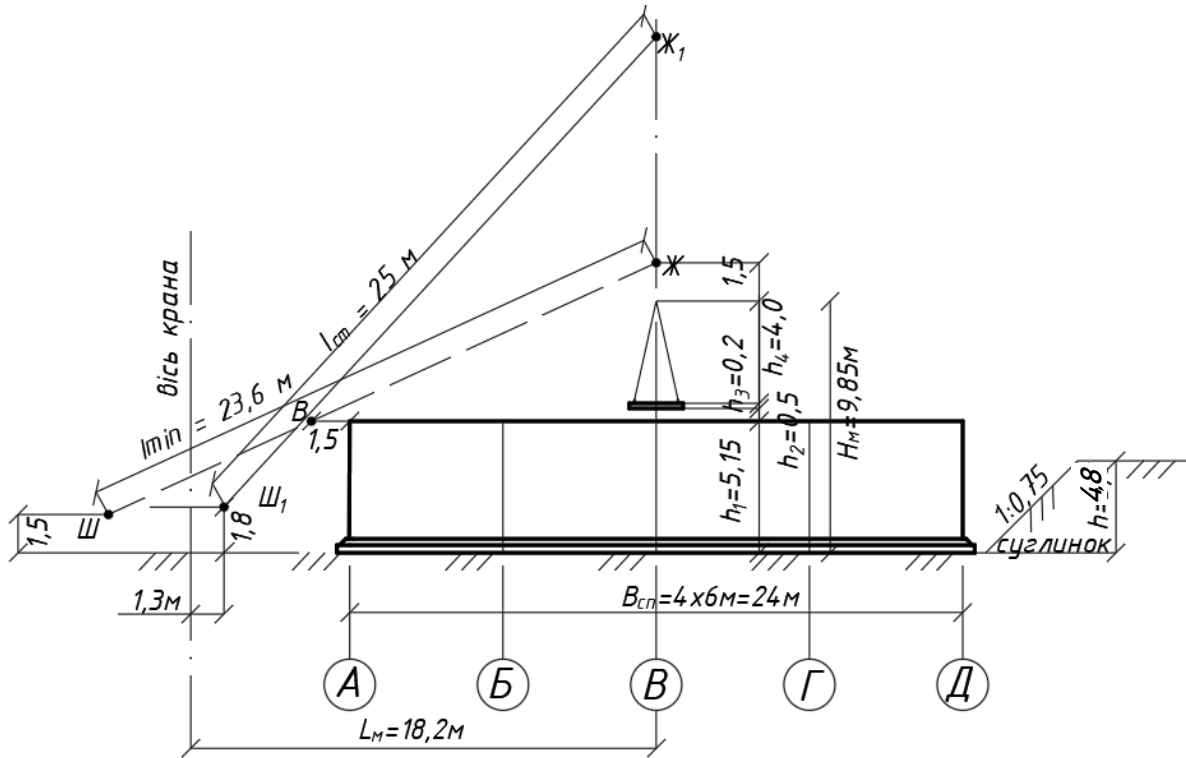


Рис. 7.3. Визначення монтажних характеристик ПДР:

$$Q_{м}^{ПДР} = 1,58 + 0,044 = 1,62 \text{ м};$$

$$H_{м}^{ПДР} = 5,15 + 0,5 + 0,2 + 4,0 = 9,85 \text{ м};$$

$$L_{м}^{ПДР} = 18,2 \text{ м}.$$

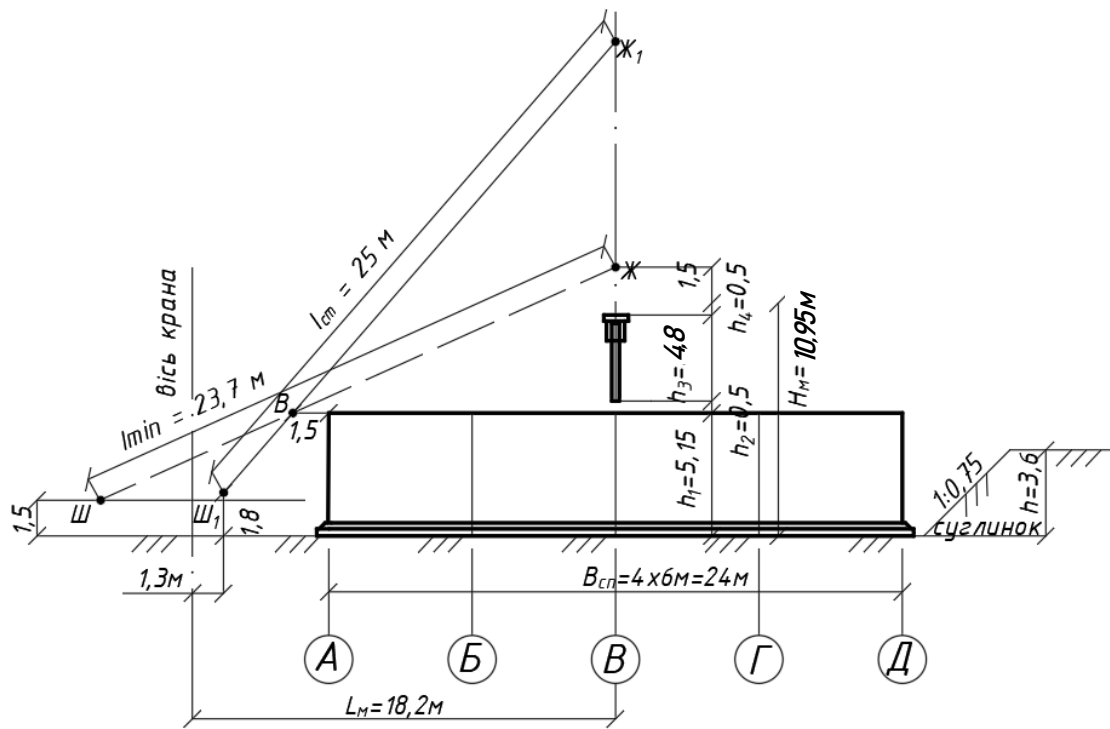


Рис. 7.4 Визначення монтажних характеристик колон:

$$Q_M^K = 0,65 + 0,135 = 0,785 \text{ т};$$

$$H_M^K = 5,15 + 0,5 + 4,8 + 0,5 = 10,95 \text{ м};$$

$$L_M^K = 18,2 \text{ м}.$$

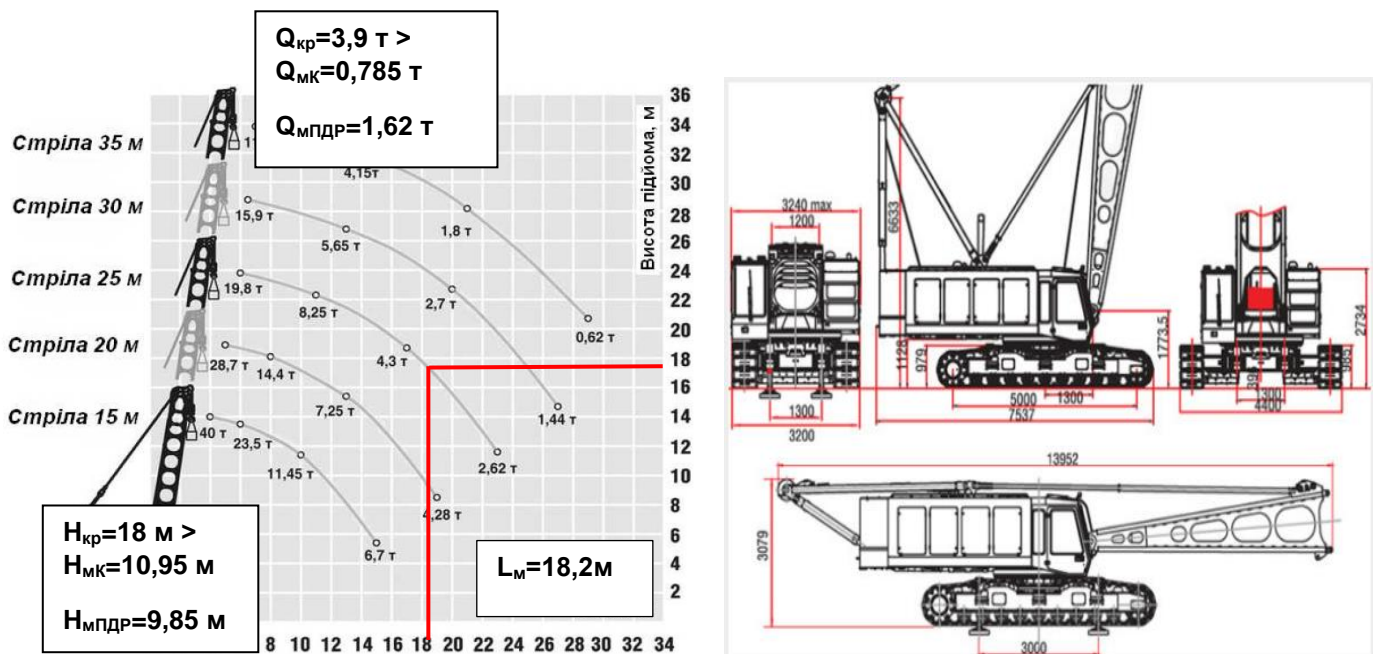


Рис. 7.5. Загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана ДЭК 401: баштово-стрілове виконання і допоміжний підйом з гуськом 5 м й придатність його для монтажу колон та ПДР за монтажного вильоту 18 м.

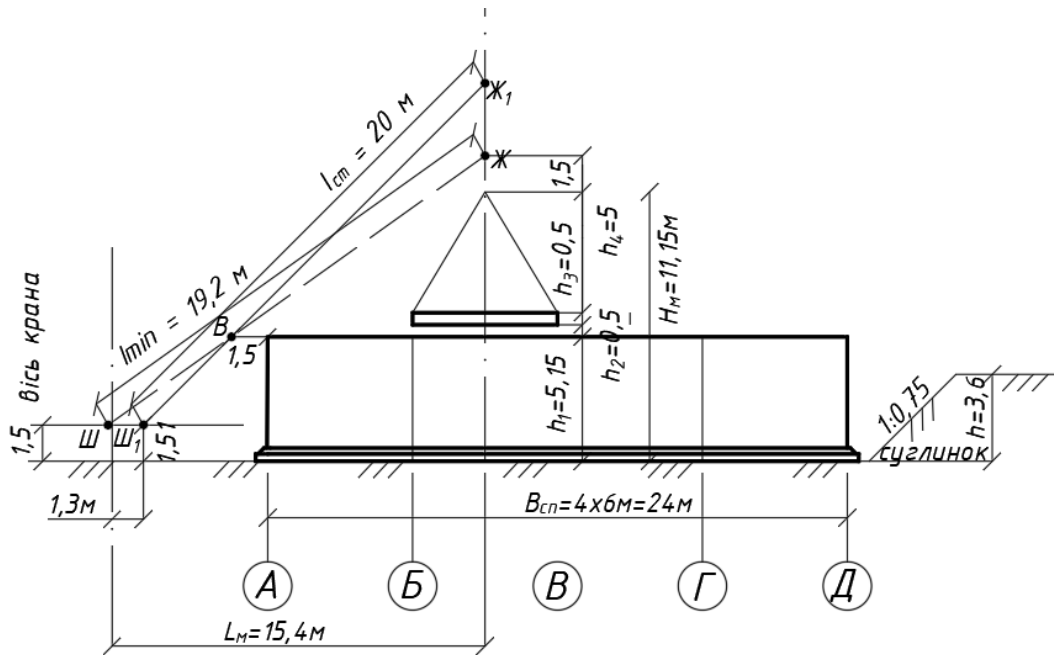


Рис. 7.6. Визначення монтажних характеристик плит покриття:

$$Q_M^{пп} = 4,68 + 0,048 = 4,73 \text{ т};$$

$$H_M^{пп} = 5,15 + 0,5 + 0,5 + 5 = 11,15 \text{ м};$$

$$L_M^{пп} = 15,4 \text{ м}.$$

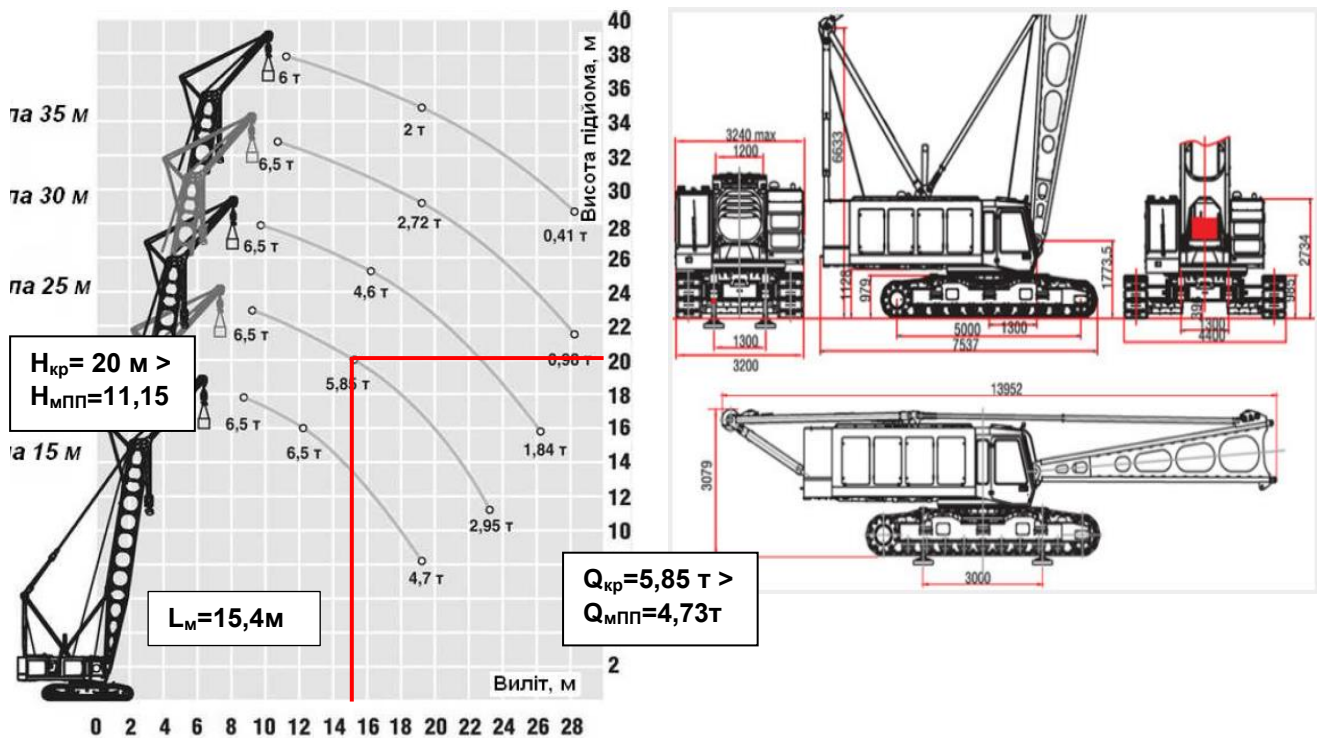


Рис. 7.7.. Загальний вид та вантажовисотні характеристики гусеничного крана ДЭК 401: баштово-стрілове виконання і допоміжний підйом з гуськом 5 м й придатність його для монтажу плит покриття за монтажного вильоту 15,4

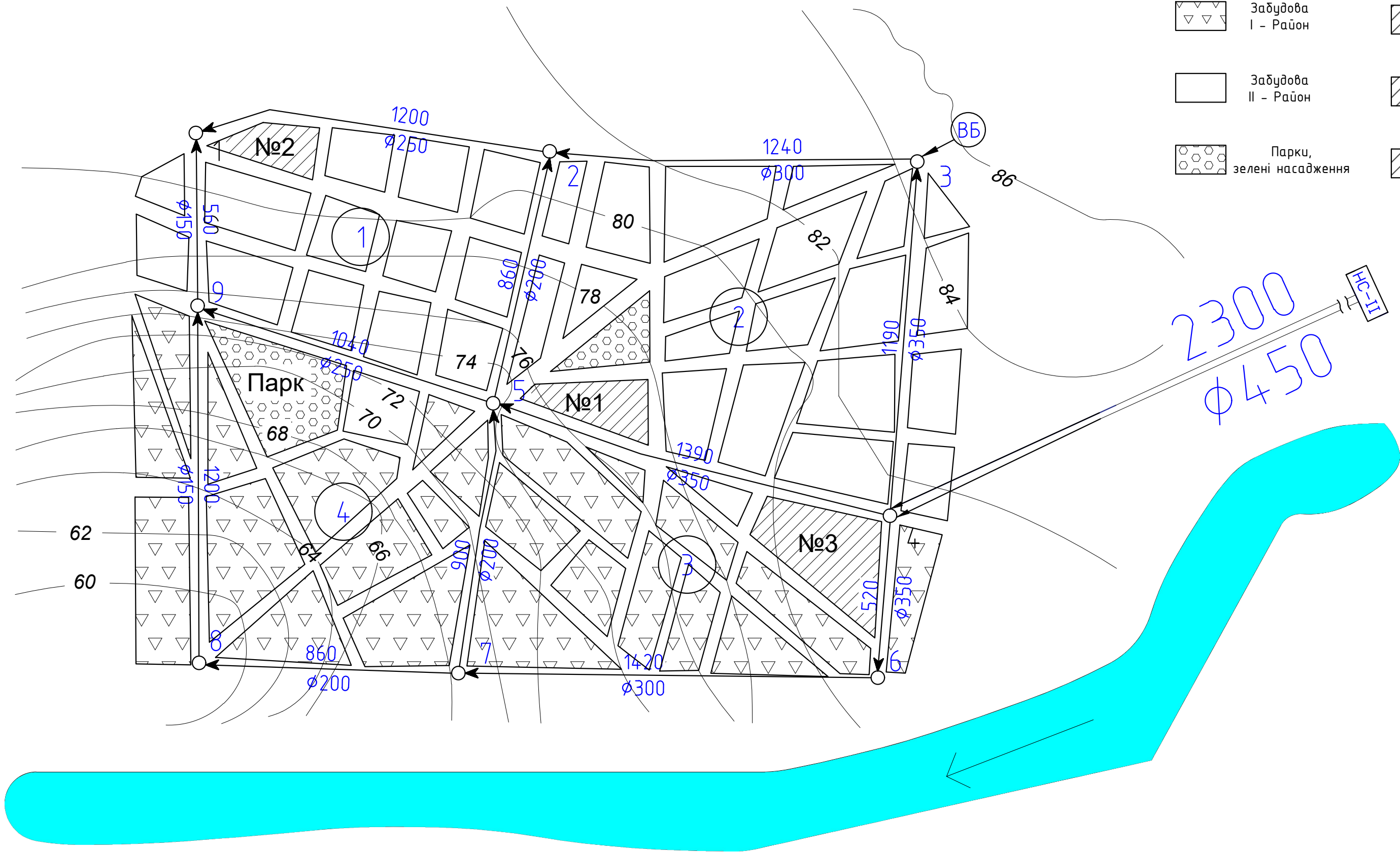
Список Літератури

1. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.
2. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадура, С.Ю.Мартинов. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: Укреліотех, 2010. – 256 с.
3. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. – КНУБА, 2001. – 256 с.
4. Запольський А.Н., Мешкова-Кліменко НА., Астрелін І.М. та інші Фізикохімічні основи технології очищення стічних вод. К.: Лібра, 2000. - 552 с.
5. Запольський А.К. Водопостачання, водовідведення та якість води. Підручник. - К.: Вища школа, 2005. - 671 с
6. Кравчук А.М., Ільїна І.В., Чупрунова Н.А. Альбом завдань по санітарно-технічному обладнанню будівель. – К.; КНУБА, 2002. – 40 с.
7. Кравчук А.М., Кравчук О.Я. Водопостачання і каналізація: навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 180 с.
8. Технологія будівельного виробництва: підручник / М.Г. Ярмоленко, Є. Г. Романушко, В. І. Терновий та ін.; за ред. М.Г. Ярмоленка. – 2-ге вид., допов. і переробл. – К.: Вища шк., 2005. – 34 с.: іл.
9. Технологія будівельного виробництва: Підручник/ За ред. В.К.Черненка, М.Г.Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
10. Бурові роботи в будівництві: навчальний посібник / В. І. Терновий, О. С. Молодід, І. М. Уманець. – К.: ЦП «КОМПРИНТ», 2015. – 92 с.

СХЕМА МАГІСТРАЛЬНОЇ ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ (М 1:10000)

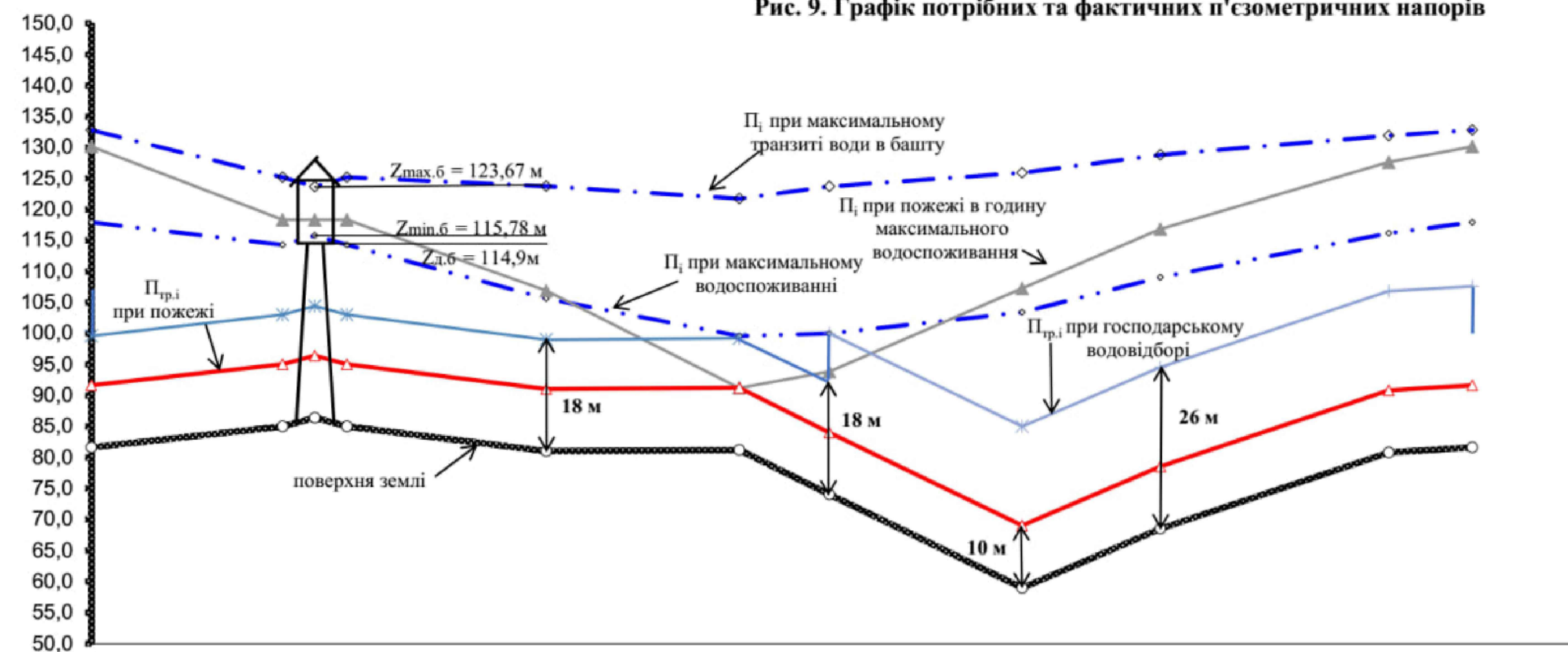
УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

- | | | | |
|--|-----------------------------|--|----------------------------------|
| | Забудова
I - Район | | № 1
Маслозавод |
| | Забудова
II - Район | | № 2
Хлібо-булочних
виробів |
| | Парки,
зелені насадження | | № 3
Содовий |

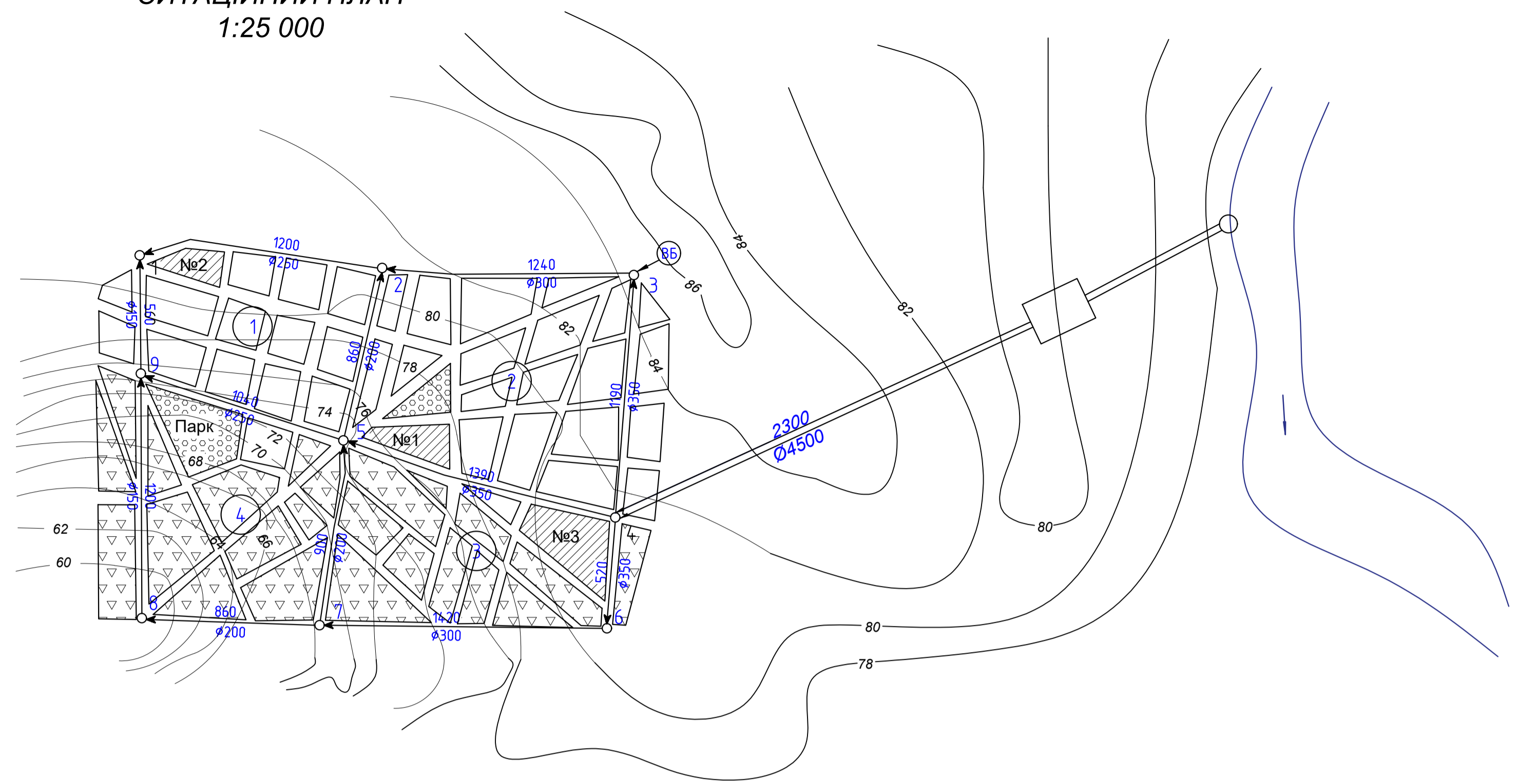


ДИПЛОМНА РОБОТА								
Кафедра водопостачання та водовідведення								
Зм.	Кл.	Арк.	Літок	Підпис	Дата	Стадія	Лист	Листів
Розробила	Радченко Б. В.					ДП	1	5
Керівник	Артеменко Т. В.							
Зав. Каф.	Хоружий В. П.							
Схема Магістральної Водопровідної Мережі М 1:10000						КНУБА ВВ-41		

Рис. 9. Графік потрібних та фактичних п'єзометричних напорів



СИТАЦІЙНИЙ ПЛАН
1:25 000



№ вузла	4	3	ВБ3	2	1	9	8	7	6	4
$L, \text{ м}$	1190	200	1240	1200	560	1200	860	1420	520	4
$Z_{землі}, \text{ м}$	81,6	85,0	85,0	81,0	81,2	74,0	59,0	68,5	80,8	81,6
$P_{L, \text{max}}, \text{ м}$	117,9	114,3	114,3	105,6	99,6	100,0	103,4	109,1	116,2	117,9
$P_{L, \text{пож}}, \text{ м}$	130,2	118,3	118,3	106,9	91,2	93,8	107,3	116,8	127,6	130,2
$P_{L, \text{транз}}, \text{ м}$	132,8	125,2	125,2	123,8	121,7	123,7	125,9	128,8	131,9	132,8
$P_{тр, \text{госп}}, \text{ м}$	99,6	103,0	103,0	99,0	99,2	100,0	85,0	94,5	106,8	107,6
$P_{тр, \text{пож}}, \text{ м}$	91,6	95,0	95,0	91,0	91,2	84,0	69,0	78,5	90,8	91,6

СХЕМА ВОДOPPOBІДНИХ КОЛОДЯЗІВ (М1:40)

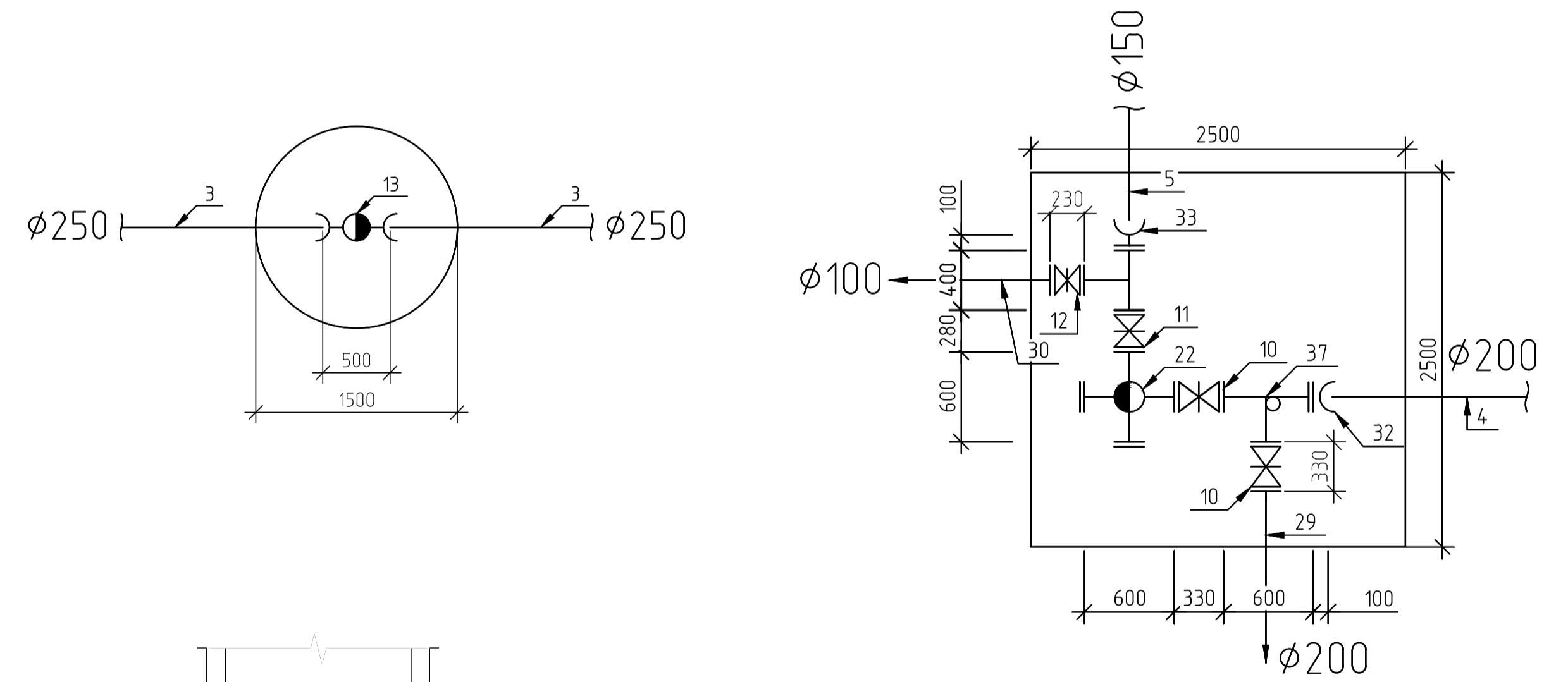
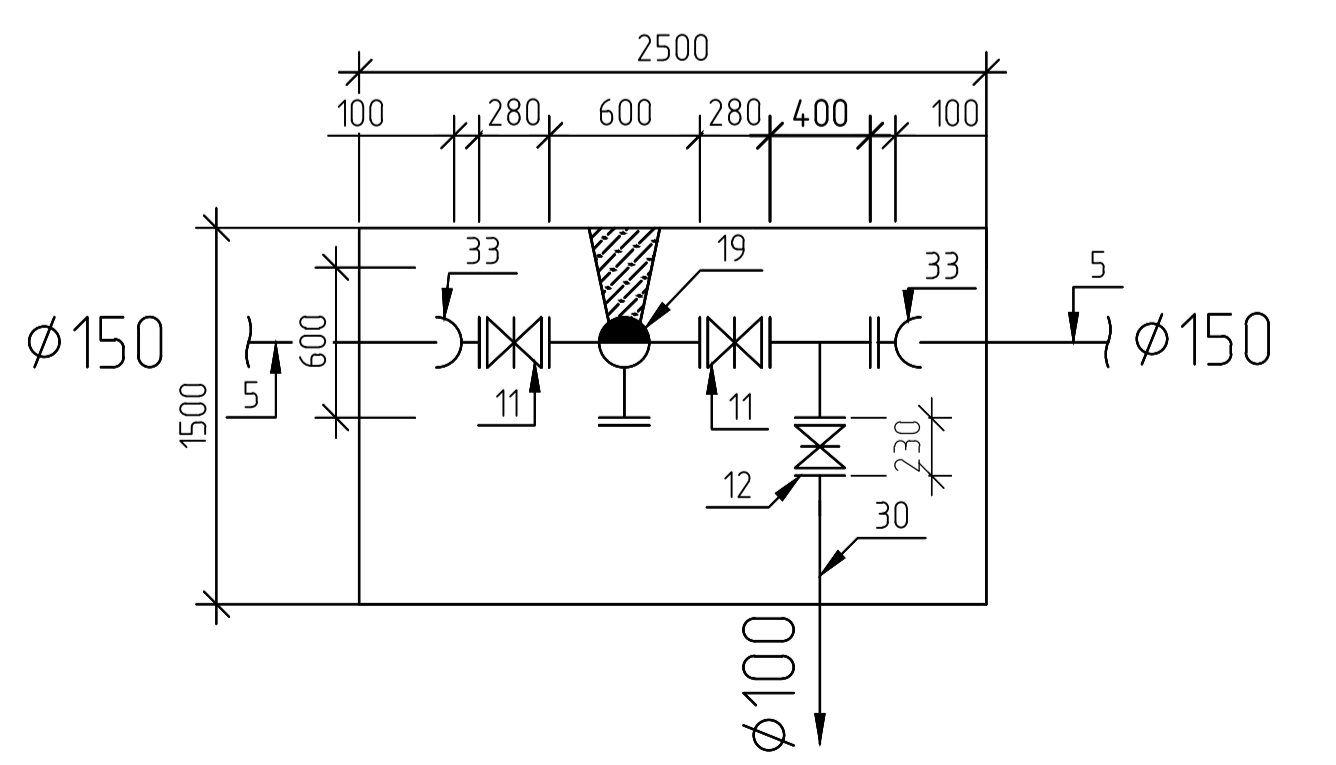
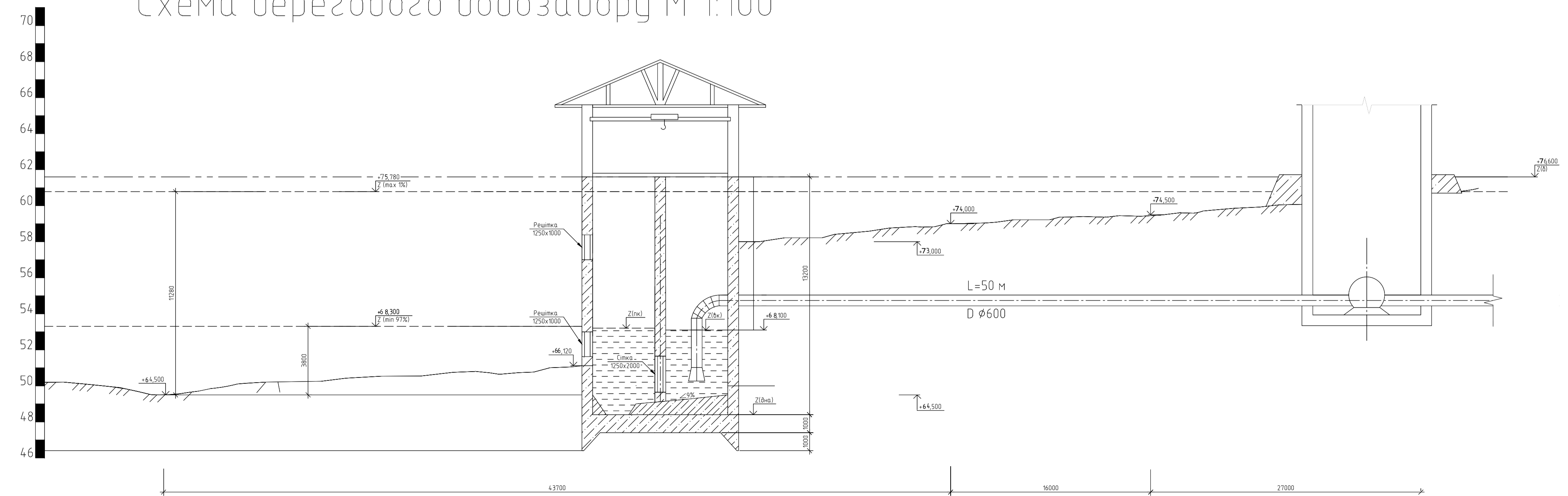
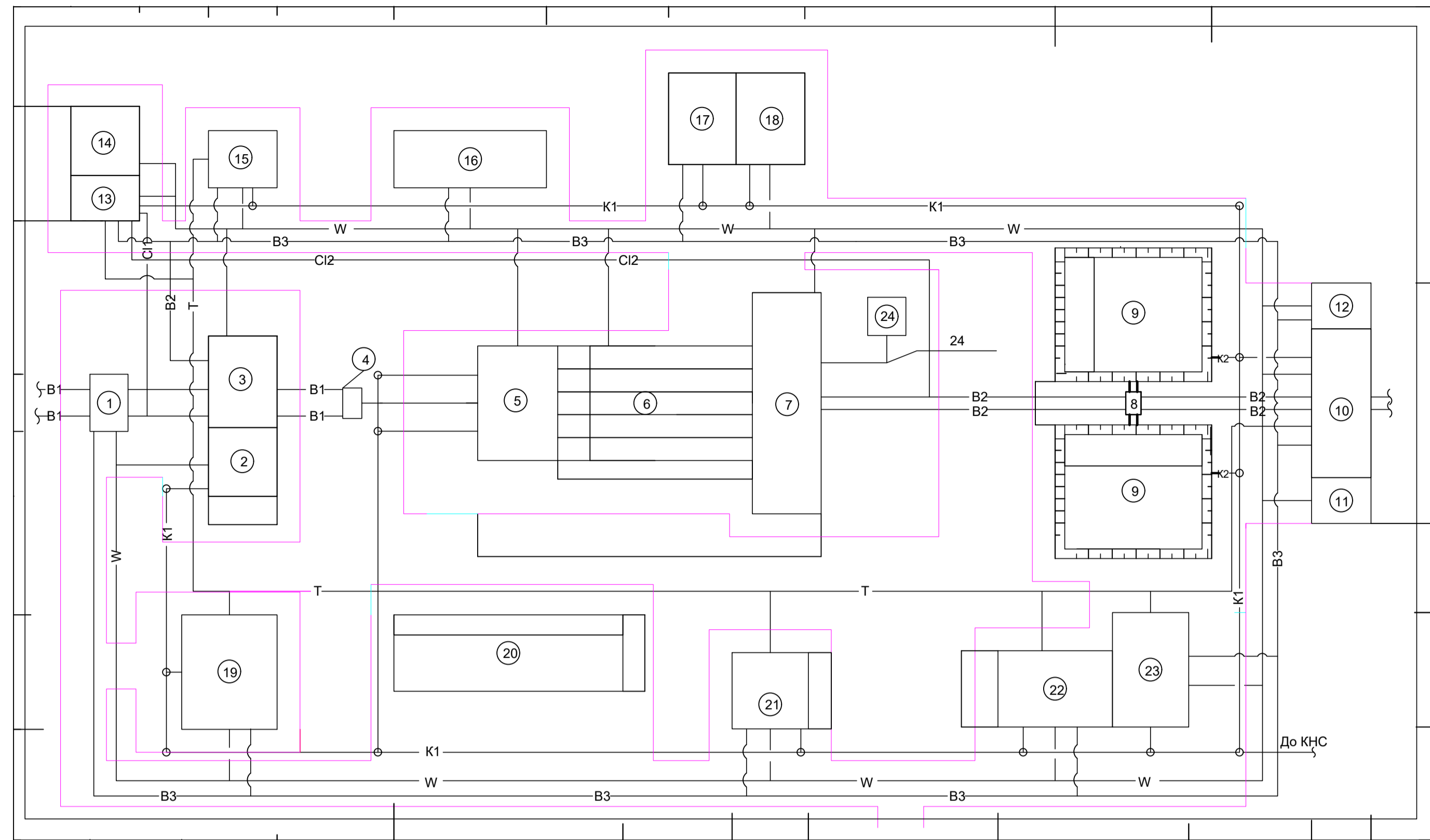


Схема берегового водозабору М 1:100

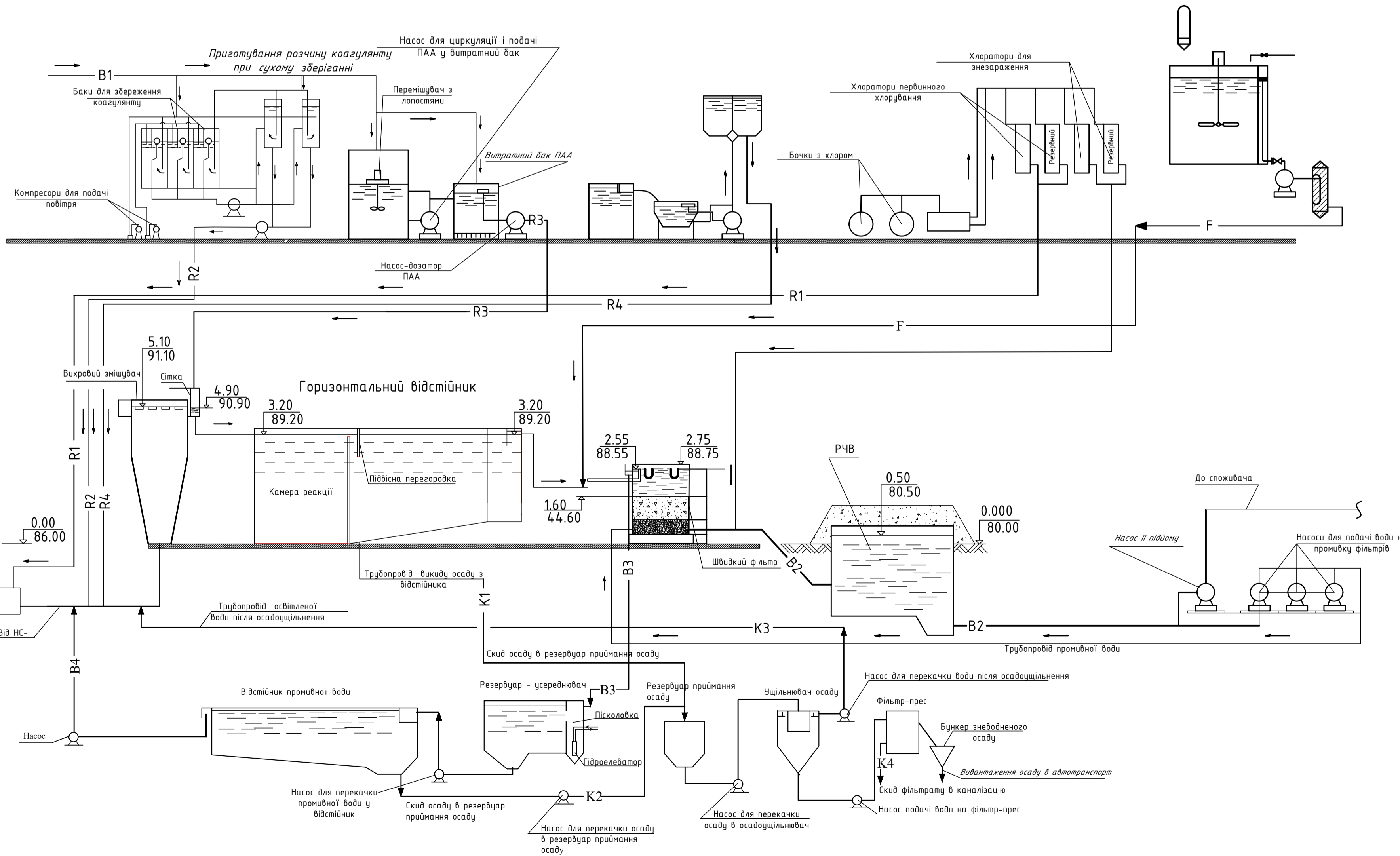
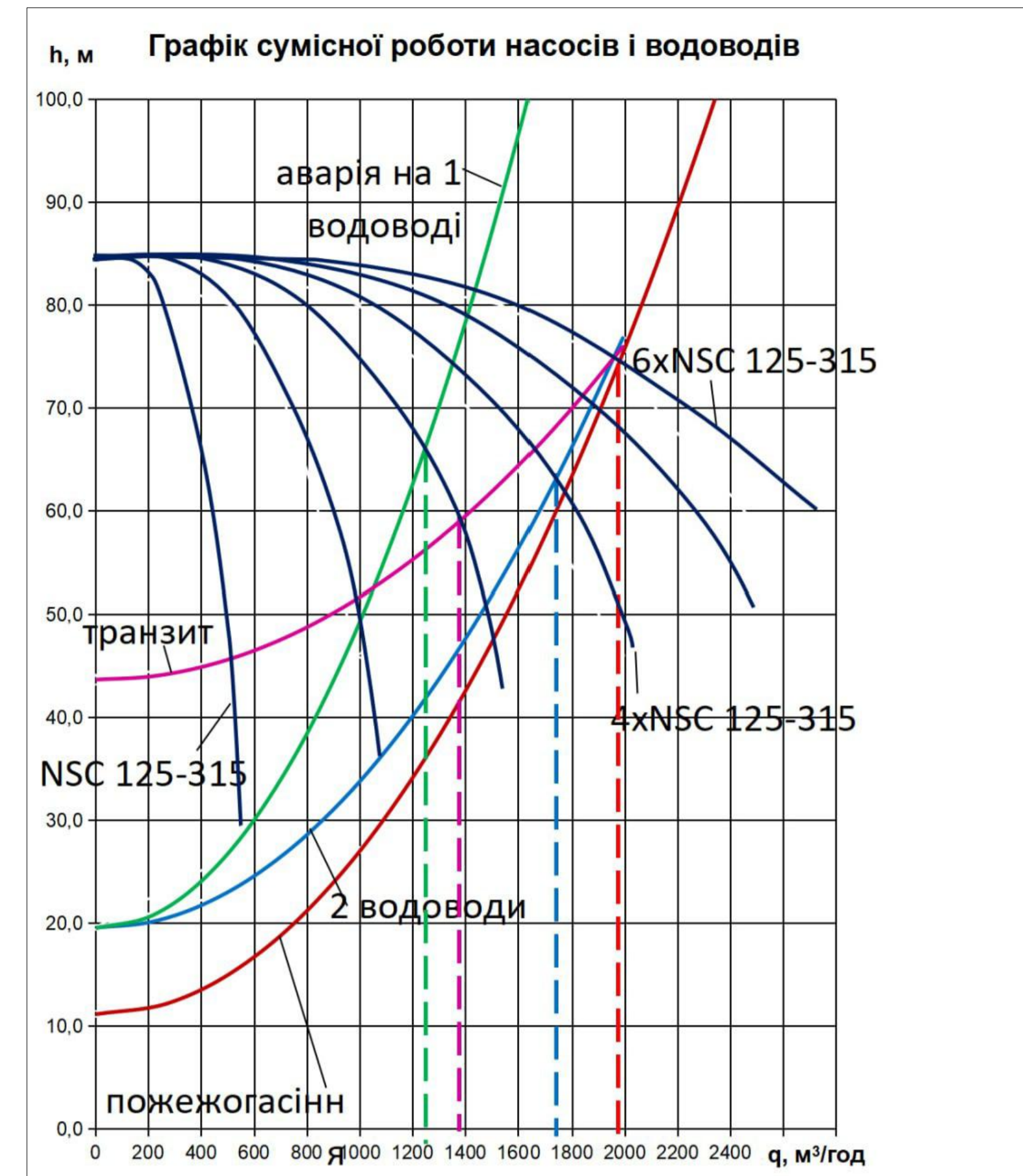


ДИПЛОМНА РОБОТА					Кафедра водопостачання та водовідведення				
Зм.	Кіл.	Арк.	Міток	Підпис	Дата	на тему: "Водопостачання міста з розробкою схеми розміщення арматури в окремому водопровідному колодязі"	Стадія	Лист	Листів
Розробила	Радченко Б.В.						ДП	2	5
Керувала	Арапетко Т.В.								
Зав. Каф.	Хоружий В.П.								
Ситуаційний план, Графік п'єзометричних напорів, Схема берегового водозабору, Схема водопровідних колодязів							КНУБА ВВ-41		

Генеральний план водоочисної станції М 1:1000



Висотна схема очисних споруд



Умовні позначення :

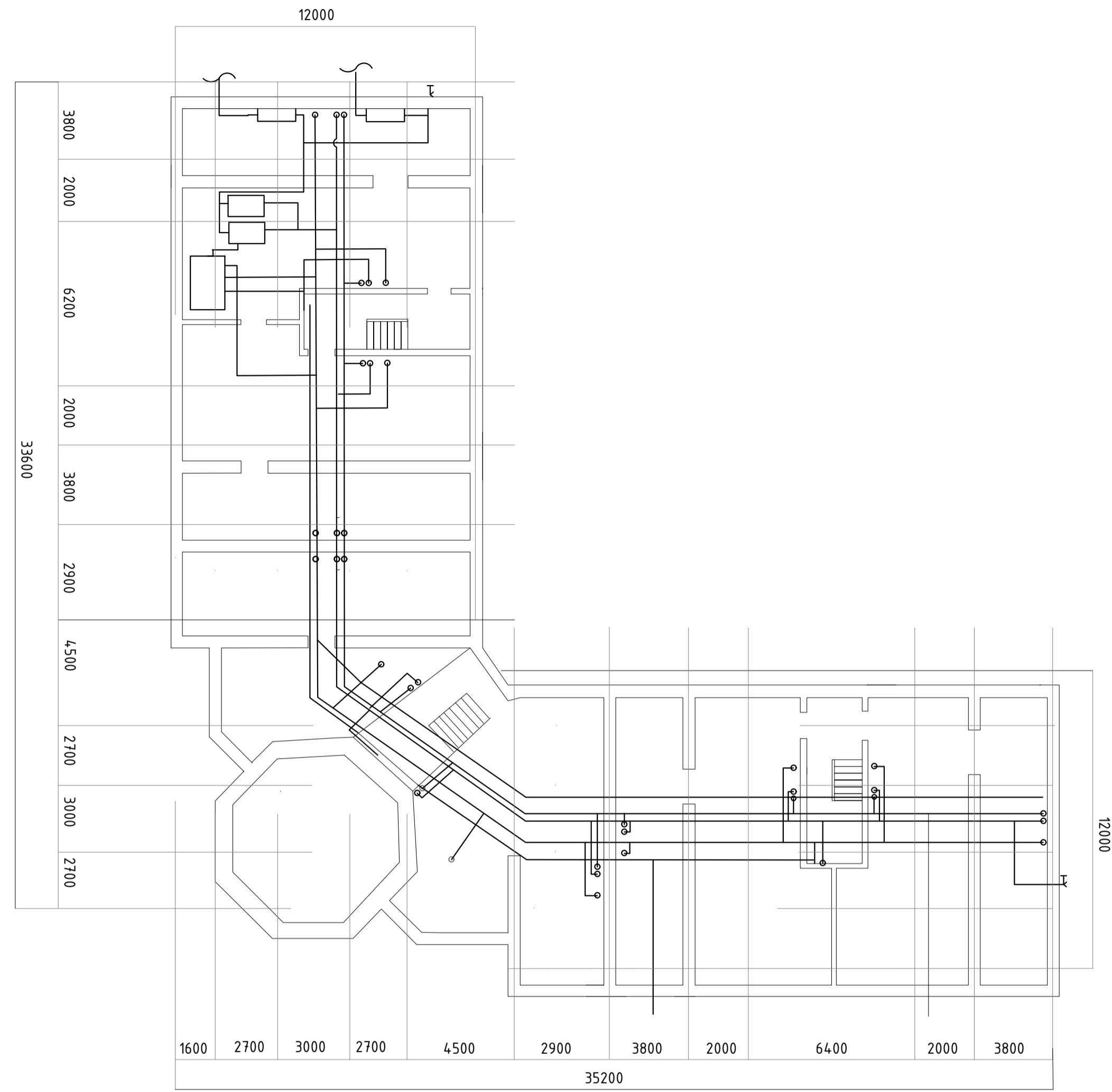
- B1 - трубопровід від НС-1
- B2 - трубопровід освітленої води після осадоушільнення
- B3 - трубопровід сирої води
- K1 - трубопровід підготовчої каналізації
- K2 - трубопровід скиду води з РЧВ
- T - теплопостачання
- W - електропостачання
- C1 - трубопровід первинного хлорування води
- C2 - трубопровід вторинного хлорування води

Експлікація споруд

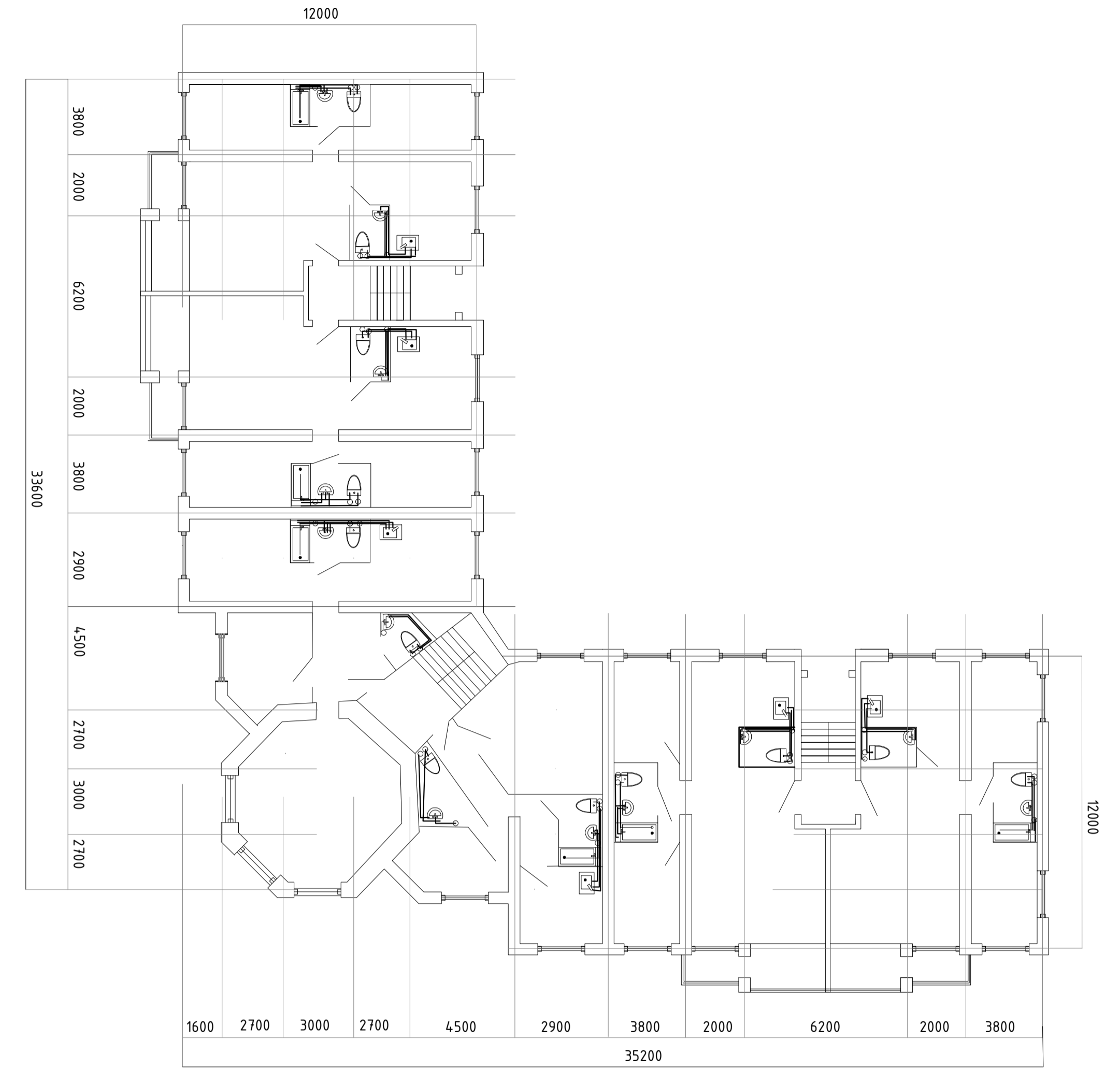
Поз.	Назва споруди
1	Вхідна камера
2	Склад реагентів
3	Реагентне господарство
4	Змішувач
5	Камера реакції
6	Горизонтальний відстійник
7	Швидкі фільтри
8	Розподільча камера
9	РЧВ
10	Насосна станція II під'йому
11	Трансформаторна підстанція
12	Насосна станція промивної води
13	Хлораторна
14	Склад хлору
15	Механічний цех
16	Споруди повторного використ. води
17	Майданчик для осаду
18	Споруди для обробки осаду
19	Котельня
20	Піскові майданчики
21	Лабораторний корпус
22	Гараж
23	Майстерня

ДИПЛОМНА РОБОТА					
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Зм.	Кіл.	Арк.	Місток	Підпис	Дата
Розробила	Радченко Б.В.				
Керувач	Арапетов Т.В.				
Зав. Каф.	Хоружий В.П.				
на тему: "Водопостачання міста з розробкою схеми розміщення арматури в окремому водопровідному колодезі"				Стадія	Лист
				ДП	3
				Листів	5
Генплан водоочисної станції М 1:1000; графік сумісної роботи насосів і водоводів; Висотна схема очисних споруд;				КНУБА ВВ-41	

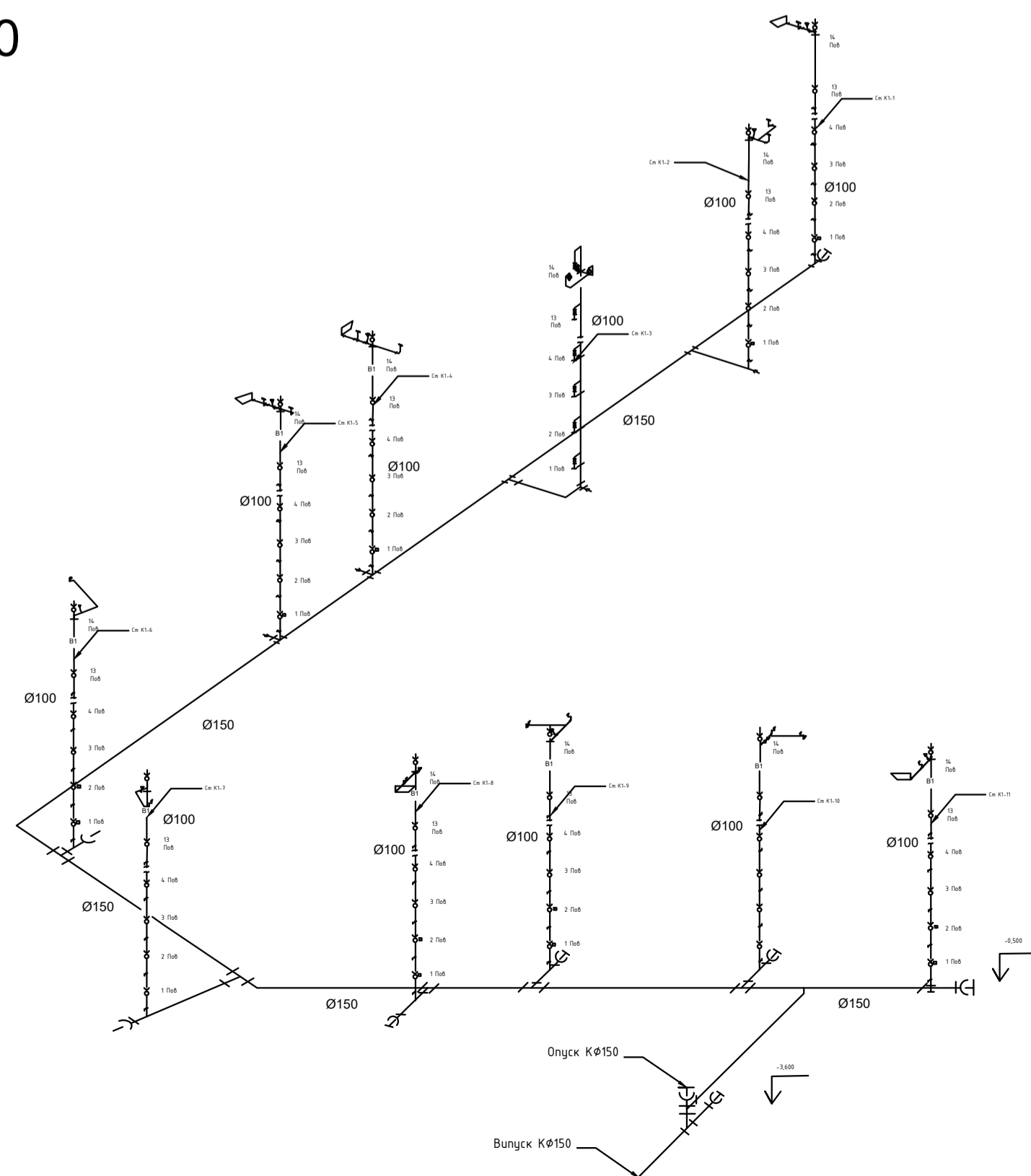
План підвалу 1:100



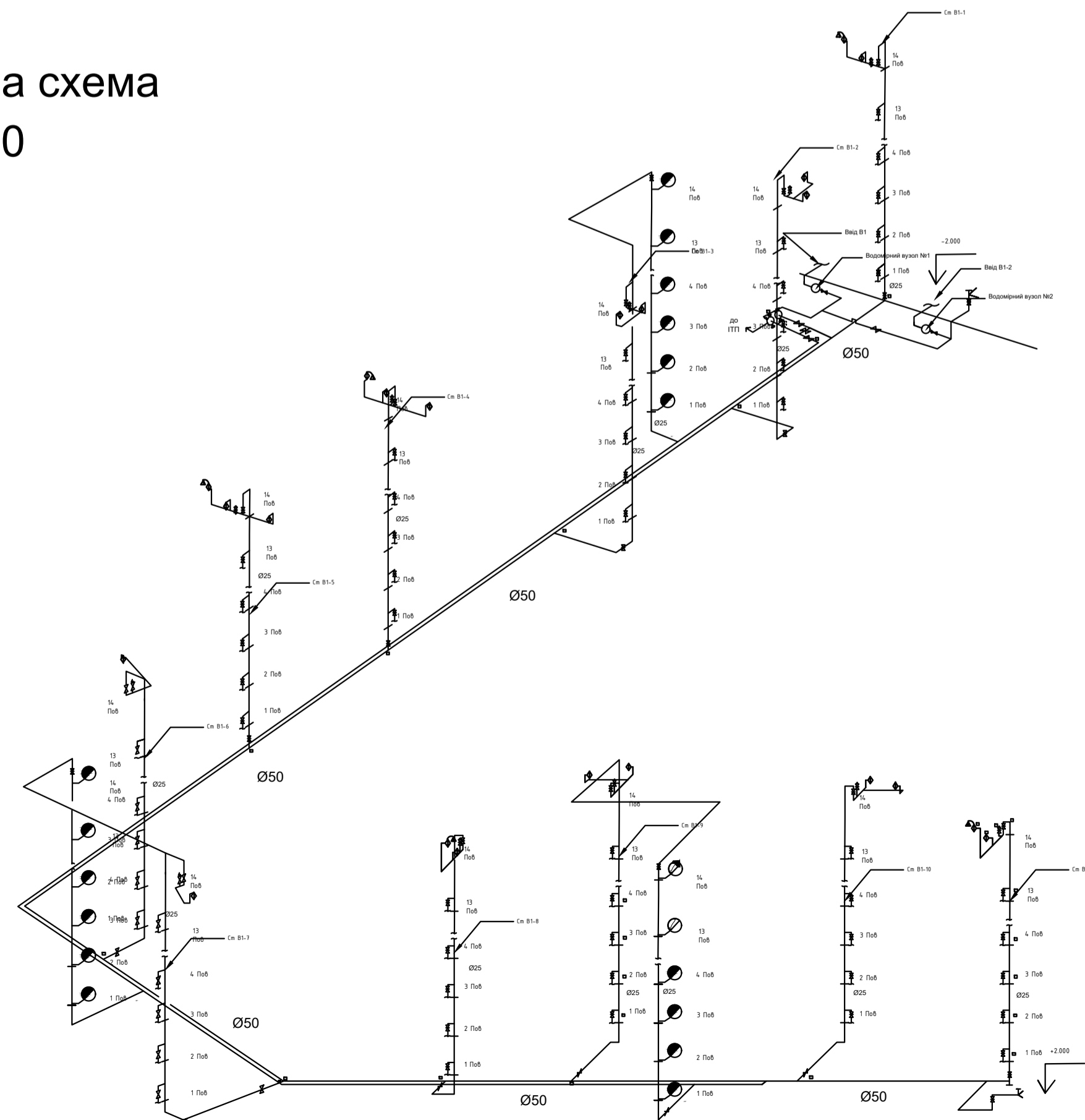
План типового будинку 1:100



АксонOMETрична
схема системи К1-1
М:10



АксонOMETрична схема
системи В1 М:10



ДИПЛОМНА РОБОТА					
Кафедра водопостачання та водовідведення					
Зм.	Кіл.	Арк.	Міток	Підпис	Дата
Розробила	Рафченко Б.В.				
Керівник	Арапатенко Т.В.				
Зав. Каф.	Хоружий В.П.				
на тему: "Водопостачання міста з розробкою схеми розміщення арматури в окремому водопровідному колодезі"				Стадія	Лист
				ДП	4
					5
АксонOMETрична схема системи К1-1 М:10; АксонOMETрична схема системи В1 М:10; План підвалу 1:100; План типового будинку 1:100.				КНУБА ВВ-41	

