

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології

Кафедра водопостачання та водовідведення

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Завідувач кафедри

водопостачання та водовідведення

Віктор ХОРУЖИЙ

«__» _____ 20__ року

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»

«Розробка гідровузла з відкритим водозливом для потреб водопостачання»
(назва)

Галузь знань:

19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність:

194 «Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Освітньо-професійна програма:

«Водогосподарське будівництво і
управління водними ресурсами та
системами»

IV курс, група ГБ-21

Здобувач:

Сапон Іван І.К.

(прізвище та ініціали)

Керівник

Дупляк О.В.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(підпис)

(підпис)

(прізвище та ініціали)

- Р.1. Ґрунтова гребля.
- Р.2. Відкритий водозлив.
- Р.3. Захисні гідротехнічні споруди.
- Р.4. Зовнішні мережі водопостачання міста.
- Р.5. Технологія робіт з улаштування насипу греблі.

5. Графічний матеріал за розділами:

- Р.1. Ґрунтова гребля
- Р.2. Відкритий водозлив в тілі греблі
- Р.3. Споруди протифільтраційного захисту
- Р.4. Мережі водопостачання
- Р.5. Технологія будівництва.

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1	27.05
Розділ 2	30.05
Розділ 3	2.06
Розділ 4	6.06
Розділ 5	10.06
Остаточне оформлення роботи	13.06
Направлення роботи для перевірки на плагіат	16.06
Попередній захист роботи на кафедрі	20.06
Направлення роботи на рецензування	23.06

8. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 5	Уманець І.М., доц		

9. Дата видачі завдання _____

Керівник _____ Олена ДУПЛЯК
(підпис) (прізвище та ініціали)

Здобувач(ка) _____ Іван САПОН
(підпис) (прізвище та ініціали)

РЕЗЮМЕ (SUMMARY) до кваліфікаційної роботи здобувача:	Сапон Іван Кирилович Sapon Ivan Kyrylovych		
ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	«Розробка гідровузла з відкритим водозливом для потреб водопостачання» «Development of an open-weir hydraulic node for water supply requirements»		
Освітній ступінь	бакалавр		
Факультет	Інженерних систем та екології		
Випускова кафедра	Водопостачання та водовідведення		
Спеціальність	194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології		
Освітня програма	Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами		
Керівник	Дупляк О.В.		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	Розділів	креслень формату А1
	118	5	5
Розділ 1. Грунтова гребля	Для забезпечення надійності підпірної споруди проведено визначення природних умов району будівництва. В рамках проектування земляної частини гідровузла виконано визначення параметрів греблі, фільтраційні розрахунки для контролю просочування води, а також розрахунок стійкості укосів		
Розділ 2. Відкритий водозлив	Проведені роботи з компоновання та розрахунків гідровузла, виконано його компоновання та визначено клас відповідальності споруд. Проведено гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі. Виконано розрахунки споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі, включно з розрахунком суцільної водобійної стінки та визначенням розмірів кріплення дна, зокрема його товщини. Здійснено фільтраційний розрахунок підземного контуру, що включає встановлення положення водоупору та визначення коефіцієнту		

	<p>опору. Також визначено навантаження на водозливну греблю, проведено розрахунок нормальних напружень та міцності основи, з обов'язковою перевіркою стійкості водозливної греблі на зсув.</p>
<p>Розділ 3. Захисні гідротехнічні споруди</p>	<p>Визначено характеристики водоносного пласта та його розрахункові відмітки. На основі цього вибрано тип фільтра та виконано його розрахунок, а також визначено орієнтовний дебіт свердловини. Проведено компонування споруд на генплані, розрахунок необхідної кількості свердловин та відстаней між ними. Встановлено попередні показники сумарної подачі води та складено розрахункову схему подачі води до збірного колодязя. Визначено параметри гідравлічної взаємодії свердловин та виконано ітераційні розрахунки взаємодійних свердловин. Здійснено встановлення втрат напору на ділянках збірного водоводу та визначено відмітки динамічного рівня води у свердловинах, що дозволило побудувати лінію гідродинамічного напору в пласті. Визначено розміри водозбірного колодязя та параметри насоса.</p>
<p>Розділ 4. Зовнішні мережі водопостачання міста</p>	<p>Для проектування водопровідної мережі визначено розрахункові добові та погодинні витрати води. Проведено трасування мережі та визначено місткість регулюючих споруд. Встановлено розрахункові режими роботи мереж та секундні витрати води. Визначено дорожні витрати та вузлові відбори, а також виконано попередній розподіл витрат води по ділянках. Здійснено вибір матеріалу та діаметрів труб, а також визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець. Визначено вільні напори, п'єзометричні відмітки у вузлах та напори насосів.</p>
<p>Розділ 5. Технологія робіт з улаштування насипу греблі</p>	<p>Для ефективної реалізації проекту визначено технічні характеристики та організаційні умови виконання робіт. Проведено визначення обсягу земляних робіт та вибір комплектів машин.</p>

	Виконано складання калькуляції трудових витрат та технологічні розрахунки. Також визначено потребу в матеріально-технічних ресурсах. Для забезпечення якості робіт здійснено операційний контроль якості. Зазначені заходи щодо охорони праці на будівництві.
Висновки по роботі:	Для потреб водопостачання запроєктований гідровузол з відкритим водозливом в тілі греблі. Створене водосховище дозволяє збільшити мінімальні витрати води в річці і забезпечити населений пункт потрібною кількістю води. Для забезпечення населення запроєктована мережа водопостачання. Для захисту від підтоплення населеного пункту передбачена дренажна система.
Ключові слова: Keywords:	Ґрунтова гребля, відкритий водозлив, свердловини, гідродинамічний напір Earth dam, open spillway, wells, hydrodynamic head

Здобувач

(підпис)

Іван САПОН

(власне ім'я та прізвище)

Керівник

(підпис)

Олена ДУПЛЯК

(власне ім'я та прізвище)

“ ___ ” _____ 20__ р.

Зміст

Вступ

РОЗДІЛ 1:

ГРУНТОВА ГРЕБЛЯ

- 1.1 Природні умови: кліматичні, гідрологічні та геологічні умови району будівництва підпірної споруди.
- 1.2 Земляна частина підпірного гідровузла
 - 1.2.1 Визначення параметрів греблі
 - 1.2.2 Фільтраційні розрахунки
 - 1.2.3 Розрахунок стійкості укосу

РОЗДІЛ 2:

ВІДКРИТИЙ ВОДОЗЛИВ

- 2.1 Компонування гідровузла. Клас відповідальності споруд
 - 2.1.1 Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі
- 2.2 Розрахунок споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі
- 2.3 Розрахунок суцільної водобійної стінки
- 2.4 Визначення розмірів кріплення дна в нижньому б'єфі
 - 2.4.1 Визначення товщини
- 2.5 Фільтраційний розрахунок підземного контуру
 - 2.5.1 Встановлення положення розрахункового водоупору
 - 2.5.2 Визначення числових значень коефіцієнту опору
- 2.6 Визначення навантажень на водозливну греблю
- 2.7 Визначення нормальних напружень та розрахунок міцності основи
 - 2.7.1 Стійкість водозливної греблі на зсув

РОЗДІЛ 3:

ЗАХИСНІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

- 3.1 Встановлення характеристик водоносного пласта та визначення розрахункових відміток на його розрізі
- 3.2 Вибір типу фільтра та його розрахунок
- 3.3 Визначення орієнтовного дебіту свердловини
- 3.4 Компонування споруд на генплані міста. Розрахунок кількості свердловин та відстаней між ними

- 3.5 Встановлення попередніх показників сумарної подачі води в системі.
Складання розрахункової схеми подачі води у збірний колодезь
- 3.6 Визначення параметрів гідравлічної взаємодії свердловин
- 3.7 Ітераційні розрахунки взаємодійних свердловин
- 3.8 Встановлення втрат напору на ділянках збірного водоводу та відміток динамічного рівня води в свердловинах. Побудова лінії гідродинамічного напору у пласті
- 3.9 Визначення розмірів водозбірного колодезя та параметрів насоса

РОЗДІЛ 4:

ЗОВНІШНІ МЕРЕЖІ ВОДОПОСТАЧАННЯ МІСТА

- 4.1 Визначення розрахункових добових витрат води
- 4.2 Визначення погодинних витрат води
- 4.3 Трасування водопровідної мережі
- 4.4 Визначення місткості регулюючих споруд
- 4.5 Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води
- 4.6 Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів
- 4.7 Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі
- 4.8 Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі
- 4.9 Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець
- 4.10 Визначення вільних напорів і п'єзометричних відміток у вузлах водопровідної мережі та напору насосів

РОЗДІЛ 5:

ТЕХНОЛОГІЯ РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ НАСИПУ ГРЕБЛІ

- 5.1 Технічна характеристика та організаційні умови виконання робіт
- 5.2 Визначення обсягу земляних робіт
- 5.3 Вибір комплектів машин
- 5.4 Складання калькуляції трудових витрат
- 5.5 Технологічні розрахунки
- 5.6 Визначення техніко-економічних показників
- 5.7 Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах
- 5.8 Операційний контроль якості робіт
- 5.9 Заходи щодо охорони праці на будівництві

Висновки

Список літератури

Вступ

Згідно завдання, було запроєктовано гідротехнічний вузол класу відповідальності СС2 (середній). Цей вузол включає в себе фронтальний водозабір та ґрунтову греблю з відкритим водозливом.

Частина води, що забирається з водозабору, використовується для потреб водопостачання міста. Вода подається до насосної станції першого підйому (НС-1). Звідти вона надходить на очисні споруди водопідготовки. Після очищення вода транспортується насосною станцією другого підйому (НС-2) в розподільчу мережу водопостачання міста.

Ґрунтова гребля має висоту 6,00 м і збудована з місцевих матеріалів. Для забезпечення її надійності передбачено протифільтраційні пристрої — екран та дренажний банкет. Надлишкова паводкова витрата скидається через бетонний відкритий водозлив.

У процесі проєктування були проведені ключові розрахунки для різних частин гідровузла:

Для ґрунтової частини греблі: виконано розрахунки фільтрації та перевірку стійкості низового укосу.

Для бетонної частини греблі: визначено параметри водозливного фронту, кількість та ширину пропускних отворів. Розроблено профіль водозливу та розраховано параметри спряження б'єфів, включаючи розміри ями розмиву, товщину водобійної стінки та тип кріплення дна в нижньому б'єфі. Також визначено навантаження та дію сил на споруду, а також перевірено статичну стійкість водоскиду та міцність основи.

Для міста з населенням 36 000 осіб розроблено чотирьохкільцеву систему водопостачання. Було розраховано необхідні діаметри труб, підібрано матеріали для труб, прораховано втрати напору в мережі та проведено гідравлічну ув'язку кілець. Ці розрахунки виконані для двох основних режимів: максимально-годинного водоспоживання та максимально-годинного водоспоживання з урахуванням пожежогасіння.

Розроблено детальний опис технології будівництва ґрунтової частини напірного гідровузла. Визначено обсяги робіт, необхідну кількість машин для їх виконання, розраховано додаткові матеріали та підібрано робочі інструменти. Складено графік виконання робіт та визначено тривалість зведення ґрунтової частини греблі.

РОЗДІЛ 1:
ГРУНТОВА ГРЕБЛЯ

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

1.1 Природні умови: кліматичні, гідрологічні та геологічні умови району будівництва підпірної споруди.

Кліматичні умови

Клімат басейну річки Південний Буг формується під значним впливом атмосферної циркуляції, що зумовлює переміщення повітряних мас з Атлантичного океану, Арктики та Середземномор'я. У верхній і середній частинах басейну переважає помірно континентальний клімат. Натомість, південні райони зазнають впливу Чорного моря, що поступово трансформуює погодні умови до більш посушливих у нижній течії річки. Значна протяжність басейну з північного заходу на південний схід зумовлює помітні відмінності в розподілі температурних показників. Середня річна температура повітря варіюється від +7,1 °С до +10,0 °С. У верхній і середній частинах басейну цей показник коливається в межах +7,1–+8,1 °С. Абсолютний максимум температури в літній період може сягати +39 °С, тоді як мінімальні зимові температури можуть опускатися до -38 °С. Зимовий сезон у цій частині басейну характеризується випаданням снігу та частими туманами.

Гідрологічні умови

Живлення річки Південний Буг відбувається переважно за рахунок талої води у весняний та зимовий періоди, а також дощових опадів у літній. Внесок підземного стоку в загальний водний баланс басейну є незначним. Рівневий режим річки відзначається вираженою весняною повінню, що змінюється низькою літньою меженню. Остання іноді переривається внаслідок дощових паводків. Також спостерігаються осінньо-зимові підйоми рівня води.

Геологічні умови

Басейн річки Південний Буг розташований у межах трьох основних геоструктурних регіонів. Його верхня частина розміщена на Волино-Подільській височині, середня – в межах Придніпровської височини, а нижня

течія належить до Причорноморської низовини. У верхній частині, починаючи від витoku (приблизно 320 м над рівнем моря), річка протікає болотистою долиною, що впливає на забарвлення води. На цій ділянці градієнт становить лише 0,37 м/км, а швидкість течії не перевищує 0,5 м/с. У середній частині Південний Буг прорізує кристалічний гірський масив, де нахил русла зростає до 0,92 м/км, оскільки річка долає скельні утворення.

Табл. 1							
	Вид ґрунту	ρ_s , т/м ³	ρ , т/м ³	n,	φ°	c (насичений водою), КПа	Коефіцієнт фільтрації k, м/с
1	Пісок	2,70	1,7	0,31	27	2(0,5)	$5 \cdot 10^{-7}$
2	Екран	2,71	1,8	0,45	23	4(2)	$3 \cdot 10^{-10}$
3	Дренажна призма	2,9	2,7	0,25	29	1(1)	$1 \cdot 10^{-3}$
4	Основа	2,75	2,7	0,21	30	30	10^{-9}

1.2 Земляна частина підпірного гідровузла.

1.2.1. Визначення параметрів греблі.

Визначення перевищення гребня греблі над розрахунковим статичним рівнем води у водосховищі здійснюється з урахуванням двох основних сценаріїв:

- 1) При нормальному підпірному рівні НПР:

$$ГрГ = НПР + h_{run1} + \Delta h_{set1} + \alpha ;$$

- 2) При форсованому підпірному рівні ФПР:

$$ГрГ = ФПР + h_{run2} + \Delta h_{set2} + \alpha ;$$

Визначення параметрів вітрової хвилі 4% забезпеченості здійснюється окремо для двох випадків, дотримуючись наступної послідовності:

Визначаємо безрозмірні величини:

$$\frac{gL}{V^2} = \frac{9,81 * 1700}{12^2} = 115,81$$

$$\frac{gt}{V} = \frac{9,81 * 21600}{12} = 17658$$

За допомогою рис. визначення елементів вітрової хвилі, визначаємо значення

$$\frac{g\bar{h}}{V^2} = \frac{0,024}{0,035}, \frac{g\bar{T}}{V} = \frac{1,9}{2,32}. \text{ Обираємо по одному меншому значенню.}$$

Визначаємо висоту хвилі 1% забезпеченості:

$$h_{1\%} = k * \bar{h} = 2,1 * 0,35 = 0,735 \text{ м}$$

Середня довжина хвилі $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} = \frac{9,81 * 2,32^2}{2 * 3,14} = 8,41 \text{ м}$$

Висота накочування хвилі:

$$h_{run1} = k_r * k_p * k_{sp} * k_{run} * h_{1\%} = 1 * 0,9 * 1,16 * 1,4 * 0,735 = 1,07 \text{ м}$$

Висота бетонної плити:

$$\bar{h}_{гр} = \text{НПР} - \text{дно} + 1,5 = 199,5 - 195,1 + 1,5 = 5,9 \text{ м}$$

$$\text{Відношення шорсткості: } \frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}} = \frac{8,41}{0,735} = 11,44$$

Визначаємо коефіцієнт шорсткості (k_r) і проникності (k_p)

$$k_r=1,0; k_p=0,9;$$

Визначення коефіцієнта k_{sp} :

$$\text{ctg}\varphi=2,75 \Rightarrow k_{sp}=1,16$$

Висота вітрового нагону визначається за формулою:

$$\Delta h_{set1} = Kw \frac{V^2 L}{gH} \cos \alpha = 2,1 * 10^{-6} \frac{12^2 * 1700}{9,81 * 4,4} * 1 = 0,0012 \text{ м}$$

$$\Gamma_{p\Gamma} = \text{НПР} + h_{run1} + \Delta h_{set1} + \alpha ;$$

$$\Gamma_{p\Gamma} = 199,50 + 1,07 + 0,0012 + 0,5 = 201,07 ;$$

$$h_{греб1} = \Gamma_{p\Gamma} - \text{дно} = 201,07 - 195,1 = 5,97 \text{ м.}$$

Випадок 2:

Визначаємо безрозмірні величини:

$$\frac{gL}{V^2} = \frac{9,81 * 1700}{8^2} = 260,6$$

$$\frac{gt}{V} = \frac{9,81 * 21600}{8} = 26487$$

За допомогою рис. визначення елементів вітрової хвилі, визначаємо значення

$$\frac{g\bar{h}}{V^2} = \frac{0,026}{0,017}; \frac{g\bar{T}}{V} = \frac{2}{1,63}. \text{ Обираємо по одному меншому значенню.}$$

Визначаємо висоту хвилі 1% забезпеченості:

$$h_{1\%} = k * \bar{h} = 2,1 * 0,17 = 0,357 \text{ м м}$$

Середня довжина хвилі $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} = \frac{9,81 * 1,63^2}{2 * 3,14} = 4,15 \text{ м}$$

Висота накочування хвилі:

$$h_{run1} = k_r * k_p * k_{sp} * k_{run} * h_{1\%} = 1 * 0,9 * 1 * 1,2 * 0,357 = 0,38 \text{ м}$$

Висота бетонної плити:

$$\bar{h}_{gp} = \text{НПР} - \text{дно} + 1,5 = 200,2 - 195,1 = 5,1 \text{ м}$$

Визначаємо коефіцієнт шорсткості (k_r) і проникності (k_p) за табл. 6

$$k_r=1,0; k_p=0,9;$$

Висота вітрового нагону визначається за формулою:

$$\Delta h_{set2} = Kw \frac{V^2 L}{gH} \cos \alpha = 2,1 * 10^{-6} \frac{8^2 * 1700}{9,81 * 5,1} * 1 = 0,004 \text{ м}$$

$$\Gamma_{p\Gamma} = \Phi_{ПР} + h_{run2} + \Delta h_{set2} + \alpha ;$$

$$\Gamma_{p\Gamma} = 200,2 + 0,38 + 0,004 + 0,5 = 201,08 ;$$

$$h_{греб2} = \Gamma_{p\Gamma} - \text{дно} = 201,08 - 195,1 = 5,98 \text{ м}$$

Здійснюємо порівняння висот греблі для обох варіантів, після чого для подальших розрахунків приймається більша з отриманих величин: $h_{греб2} > h_{греб1}$; $5,98 > 5,97$. Отже приймаємо $h_{греб2} = 5,98 \text{ м}$.

1.2.2 Фільтраційні розрахунки.

Розрахунок фільтрації через тіло греблі виконуємо за допомогою сучасного програмного комплексу GeoStudio:

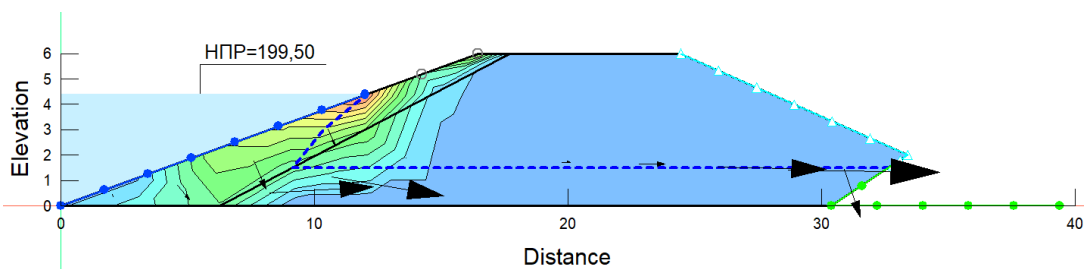


Рис 1.1

1.2.3 Розрахунок стійкості укоосу.

Для аналізу призма обвалення, яка обмежена кривою ковзання, контуром греблі та частиною основи, ділиться на вертикальні відсіки. Ширина кожного відсіку визначається за формулою:

$$b = 0,1R_k = 0,1 * 10,8 = 1,08 \text{ м}$$

При вибраній ширині відсіку кута α_n між радіусом вектором, проведеним через середину n-го відсіку та вертикаллю

$$\sin \alpha_n = 0,1n,$$

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n},$$

Де n - номер відсіку.

Сила власної ваги:

$$G = p_{\text{пр}} g b \sum h_{\text{пв}}$$

$h_{\text{пв}}$ – відстань від кривої депресії до кінця кривої ковзання;

$$h_{\text{пв}} = h_{\text{пр}} + h_{\text{нас}}^k \frac{p_{\text{нас}}^k}{p_{\text{пр}}^k};$$

$$h_{\text{пв9}} = 0,36 \text{ м}; h_{\text{пв8}} = 1,2 \text{ м}; h_{\text{пв7}} = 1,9 \text{ м}; h_{\text{пв6}} = 2,36 \text{ м}; h_{\text{пв5}} = 2,57 \text{ м}; h_{\text{пв4}} = 2,63 \text{ м};$$
$$h_{\text{пв3}} = 2,05 \text{ м};$$

$$p_{\text{нас}} = (p_s - p_0)(1 - n) = (2,7 - 1)(1 - 0,31) = 1,1173 \text{ т/м}^3$$

$$h_{\text{пв2}} = 1,86 + 0,71 * (1,1173/1,7) = 2,35 \text{ м};$$

$$h_{\text{пв1}} = 1,17 + 0,82 * (1,1173/1,7) = 1,73 \text{ м};$$

$$h_{\text{пв0}} = 0,68 + 0,88 * (1,1173/1,7) = 1,28 \text{ м};$$

$$h_{\text{пв-1}} = 0,19 + 0,82 * (1,1173/1,7) = 0,75 \text{ м};$$

$$h_{\text{пв-2}} = 0,7 * (1,1173/1,7) = 0,48 \text{ м};$$

$$G_{9-2} = \rho_{\text{тіла}} g b h_{\text{пр}}$$

$$G_9 = 1,7 * 9,81 * 0,51 * 0,36 = 3,06 \text{ Н};$$

$$G_8 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 1,2 = 21,61 \text{ Н};$$

$$G_7 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 1,9 = 34,22 \text{ Н};$$

$$G_6 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 2,36 = 42,5 \text{ Н};$$

$$G_5 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 2,57 = 46,28 \text{ Н};$$

$$G_4 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 2,63 = 47,37 \text{ Н};$$

$$G_3 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 2,38 = 42,86 \text{ Н};$$

$$G_2 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 2,35 = 42,32 \text{ Н};$$

$$G_1 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 1,73 = 31,16 \text{ Н};$$

$$G_0 = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 1,28 = 23,05 \text{ Н};$$

$$G_{-1} = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 0,75 = 13,5 \text{ Н};$$

$$G_{-2} = 1,7 * 9,81 * 1,08 * 0,48 = 8,64 \text{ Н};$$

Сила зчеплення знаходиться за формулою

$$F_{зч} = \sum c_i l_i$$

Гідро динамічна сила Φ :

$$\Phi = \frac{p_0 * g * h_{нас}}{\cos \alpha_n}$$

Коефіцієнт стійкості визначається за залежністю

$$k = \frac{\sum (G_{\cos \alpha} - W_{\varphi}) \operatorname{tg} \varphi + \sum c * l}{\sum G_{\sin \alpha}} = \frac{128,84 + 34,98}{130,93} = 1,25 > 1,2$$

Таб.1 Вихідні дані для розрахунку коефіцієнту стійкості укосу.

n	sina	cosa	G	Gsina	Gcosa	Φ	tgΦ	(Gcosa- Φ)tgΦ	c	l	cl
9	0,90	0,4	3,06	2,75	1,22	0,00	0,51	0,6242	2,00	2,72	5,44
8	0,80	0,6	21,61	17,29	12,96	0,00	0,51	6,6127	2,00	1,77	3,54
7	0,70	0,7	34,22	23,95	23,95	0,00	0,51	12,217	2,00	1,57	3,14
6	0,60	0,8	42,5	23,5	34,00	0,00	0,51	17,34	2,00	1,44	2,88
5	0,50	0,8	46,28	23,14	37,02	0,00	0,51	18,882	2,00	1,36	2,72
4	0,40	0,9	47,37	18,95	42,63	0,00	0,51	21,743	2,00	1,25	2,5
3	0,30	0,9	42,86	12,86	38,57	5,65	0,51	16,791	2,00	1,23	2,46
2	0,20	0,9	42,32	8,46	38,08	8,35	0,51	15,166	2,00	1,23	2,46
1	0,10	0,9	31,16	3,11	28,04	9,65	0,51	9,3809	2,00	1,23	2,46
0	0,00	1,0	23,05	0,00	23,05	9,32	0,51	7,0023	2,00	1,23	2,46
-1	-0,10	1,0	13,5	-1,35	13,5	8,68	0,51	2,4582	2,00	1,23	2,46
-2	-0,20	1,0	8,64	-1,73	8,64	7,41	0,51	0,6273	2,00	1,23	2,46
				Σ=130,93				Σ=128,84			Σ=34,98

Визначення стійкості укосу за допомогою сучасного програмного комплексу GeoStudio:

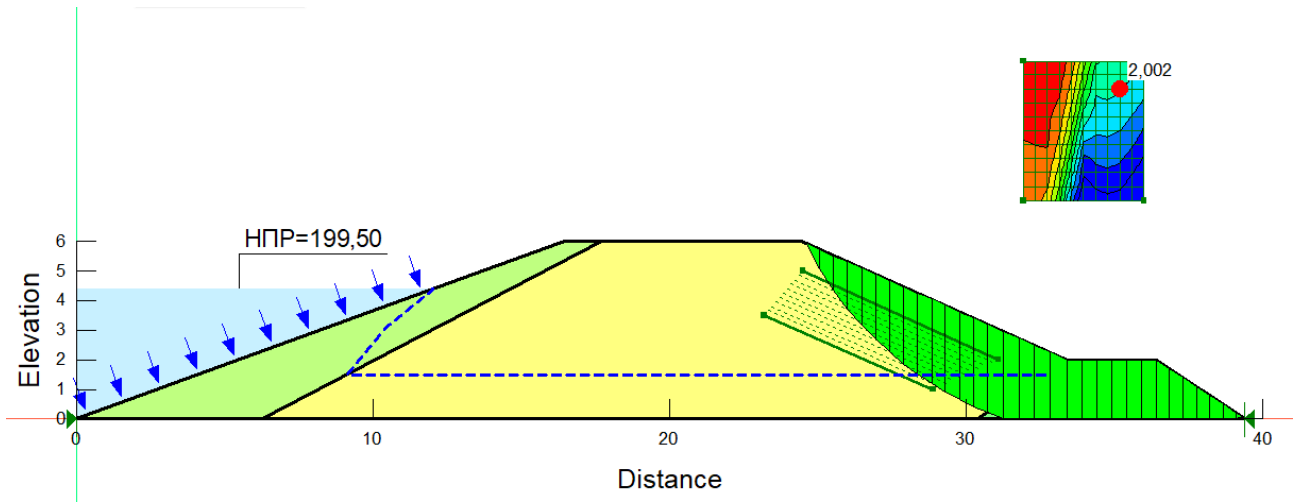


Рис 1.2

РОЗДІЛ 2:
ВІДКРИТИЙ ВОДОЗЛИВ

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

2.1 Компонування гідровузла. Клас відповідальності споруд

№	Характеристики наслідків	Од.Виміру показника	Нормативний показник	Розрахунковий показник	Клас наслідків
1	Висота греблі	м	<20		СС1
	Тип основи				
2	Постійна наявність людей на об'єкті	Осіб	<50		СС1
3	Періодична наявність людей на об'єкті		<100		СС1
4	Люди, що перебувають поза об'єктом				СС1
5	Втрата об'єктів культурної спадщини			Ні	СС1
6	Необхідність виконання ОВД			так	СС2
Максимальне значення класу наслідків (відповідальність)					СС2

2.1.1. Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі

Розрахунок розпочинається з визначення питомої витрати води на рисбермі значення якої має знаходитись у діапазоні від $q_n = 3 \dots 10$. Для цього розрахунку приймаємо $q_n = 7 \text{ м}^2/\text{с}$

Внаслідок звуження водозливної частини биками, питома витрата води на водозливі збільшується, і її розрахунок здійснюється за такою формулою:

$$Q_B = (1,2 \dots 1,3) q_n = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ м}^2/\text{с}$$

$$H = \left(\frac{Q_B}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{8,4}{0,49 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,46 = 2,5 \text{ м.}$$

Де m - позначає коефіцієнт витрати водозливу практичного профілю. У першому наближенні його значення приймається рівним 0.49.

Відмітка гребня водозливу визначається за наступною формулою:

$$H_{\text{вод}} = \text{НПР} - H_{\text{пр}} = 199,5 - 2,5 = 197 \text{ м.}$$

Ширина водозливного фронту для основної паводкової витрати визначається за такою формулою:

$$B = \frac{Q_{3\%}}{q_B} = \frac{180}{8,4} = 21,43 \text{ м.}$$

Де $Q_{3\%}$ - паводкова витрата основний випадок (вихідні дані), $\text{м}^3/\text{с}$.

Приймаємо кількість прольотів 3 шириною по 9м.

Пропуск основної паводкової витрати на рівні НПР (нормального підпірного рівня) через водозливну греблю з призначеними розмірами прогонів перевіряється за наступною формулою:

$$Q_{\text{факт}} = \partial_H \cdot \partial_C \cdot \partial_{\Pi} \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot H_0^3} = 0,97 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot 0,41 \cdot 27 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,5^3} = 184,25$$

Де B – ширина водозливного фронту = $B = 9 \cdot 3 = 27 \text{ м}$.

H_0 – повний напір на водозливі ,приймаємо - 2,5м.

m – коефіцієнт витрати , який розраховуємо за формулою :

$$m = 0.36 + 0.1 \cdot \frac{2.5 \cdot \frac{\sigma}{H_{\text{пр}}}}{1 + \frac{2\sigma}{H_{\text{пр}}}} = 0.36 + 0.1 \cdot \frac{2.5 \cdot \frac{2.5}{2.5}}{1 + \frac{2 \cdot 2.5}{2.5}} = 0,41$$

де δ – ширина греблі водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні , приймаємо 2,5м.

$\partial_{\text{п}}$ – коефіцієнт підтоплення , приймаємо 1.

$\partial_{\text{н}}$ – коефіцієнт повноти напору , визначається за формулою:

$$\partial_{\text{н}} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_0}{H_{\text{прф}}}} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{0,75} = 0,97$$

$$\text{Де } \sqrt{\frac{H_0}{H_{\text{прф}}}} = 0,75;$$

$\partial_{\text{с}}$ - коефіцієнт бокового стискання потоку , визначається за формулою :

$$\partial_{\text{с}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H_{\text{пр}}}}} \cdot \left(1 - \frac{b}{B^*}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B^*}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{8,5}{3,7}}} \cdot \left(1 - \frac{9}{11}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{9}{11}} = 0,99$$

Де P – висота водозливу $P = H_{\text{вод}} - \text{Дно}$,м.

B^* - ширина прогону та бика $B^* = b + d_6$,м.

d_6 – ширина бика , при наявності затворів , приймаємо 2,0м.

Фактична пропускна спроможність водозливу, яка була визначена, повинна відповідати наступному співвідношенню:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{3\%} \cdot 184,25 \geq 180$$

Перевіряємо пропуск перевірної паводкової витрати на визначені розміри прогонів за умови збільшення напору на водозливі до ФПР:

$$Q_{\text{факт}0,5\%} = \partial_H \cdot \partial_C \cdot \partial_{\Pi} \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot H_0^3};$$

Де H_0 – повний напір на водозливі;

$$H_0 = \Phi_{\text{пр}} - H_{\text{вод}} = 200,20 - 197 = 3,2 \text{ м.}$$

Уточнена кількість прольотів та їх ширини:

$$\partial_C = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H_{\text{пр}}}}} \cdot \left(1 - \frac{b}{B^*}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B^*}} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{8,5}{3,7}}} \cdot \left(1 - \frac{9}{11}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{9}{11}} = 0,98$$

$$Q_{\text{факт}0,5\%} = 0,97 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 0,41 \cdot 27 \cdot \sqrt{2 * 9,81 \cdot 3,2^3} = 266,82 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу повинна відповідати співвідношенню:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{0,5\%} \cdot 266,82 \geq 230$$

2.2 Розрахунок споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі

Для забезпечення умов затопленого стрибка, друга спряжена глибина гідравлічного стрибка має бути меншою або дорівнювати глибині води на рисбермі.

Питома витрата води на водозливі визначається за формулою:

$$q_{\text{вод}} \frac{Q_{3\%}}{n \cdot b} = \frac{180}{3 \cdot 9} = 6,6$$

$$q_{\text{в}} \frac{Q_{0,5\%}}{n \cdot b} = \frac{230}{3 \cdot 9} = 8,52$$

n – кількість прогонів.

b – прийнята стандартна ширина прогону, м.

Визначаємо критичну глибину за формулою:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_B^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8,52^2}{9,81}} = 1,95$$

Питома енергія потоку відносно поверхні водобою визначається за формулою :

$$T_0 = \text{ФПР} - \text{Дно} = 200,20 - 195,10 = 5,1 \text{ м.}$$

$$\text{Визначаємо співвідношення } \xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}} = \frac{5,1}{1,95} = 2,62$$

$$\text{Якщо } \xi_0 = 2 \dots 10 \cdot h_{рс} = (0,0283 \cdot \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64) \cdot h_{кр} = (0,0283 \cdot \frac{3,6}{1,95} + 1,64) \cdot 1,95 = 3,3$$

Якщо $h_{рс} > (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно})$, то необхідно опустити водобій на величину

$$\Delta h = h_{рс} - (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно}) = 3,3 - 1,5 = 1,8$$

2.3. Розрахунок суцільної водобійної стінки

Якщо було виконано пониження відмітки водобою на величину Δh , то нове значення питомої енергії потоку відносно поверхні водобою визначається за такою формулою:

$$T_0' = T_0 + \Delta h = 5,1 + 1,8 = 6,9$$

$$\xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}} = \frac{6,9}{1,95} = 3,54$$

Висота водобійної стінки для значень $\xi_0' = 2 \dots 12$ визначається за формулою:

$$C = 0,12 \cdot h_{кр} \sqrt{8 \xi_0'} + 2 = 0,12 \cdot 1,95 \cdot \sqrt{8 \cdot 3,54} + 2 = 1,29$$

Ширина гребня суцільної водобійної стінки приймається:

$$d_c = (0,1 \dots 0,2) h_2 = 0,2 \cdot 3,9 = 0,78$$

Де h_2 – друга спряжена глибини гідравлічного стрибка на водобії .

Знаходимо спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка на водобойі :

$$\xi_1 = 0,4$$

$$\xi_2 = 2$$

$$h_1 = \xi_1 \cdot h_{кр} = 0,4 * 1,95 = 0,78$$

$$h_2 = \xi_2 \cdot h_{кр} = 2 * 1,9 = 3,9$$

Водобійна стінка розташовується на відстані : $l_c = 3 \cdot h_2 = 3 \cdot 3,9 = 11,7$ м

2.4. Визначення розмірів кріплення дна в нижньому б'єфі

Питома витрата води на рисбермі визначається за такою формулою:

$$q_p = \frac{Q_{0.5\%}}{n \cdot b + (n-1)D_6} = \frac{230}{3 \cdot 9 + (3-1)2} = 7,42 \text{ м}^2/\text{с}.$$

Швидкість потоку перед водобійною сіткою:

$$V_0 = \frac{q_p}{1.1h_2} = \frac{7,42}{1.1 \cdot 3,9} = 1,73$$

Питома енергія потоку перед водобійною стінкою:

$$T_0'' = 1.1h_2 + \frac{(V_0)^2}{2g} = 1,1 \cdot 3,9 + \frac{1,73^2}{2 \cdot 9,81} = 4,48$$

Для суцільної водобійної стінки l_1 визначається за формулою:

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T_0'' = 1,95 + 1,3 \cdot 4,48 = 7,77$$

Довжина стрибка L_2 за водобійною стінкою:

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}) = 5(3 - 0,98) = 10,1$$

Де h_{2p} , h_{1p} - перша та друга спряжені глибини гідравлічного стрибка на рисбермі за водобійною стінкою , знаходяться за формулами:

$$h_{2p} = \frac{h_{pc}}{1,1} = \frac{3,3}{1,1} = 3$$

$$h_{1p} = \xi_1 \cdot h_{kr} = 0,5 \cdot 1,95 = 0,985$$

$$\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kr}} = \frac{3}{1,95} = 1,53$$

Довжина післястрибкової ділянки:

$$l_3 = 0,5l_2 = 0,5 \cdot 10,1 = 5,05$$

Гнучка рисберма виконана у формі окремих шарнірно з'єднаних бетонних або залізобетонних плит, або ж як кам'яний накид.

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву визначається за формулою:

$$h_p = k_p \cdot x^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{\frac{q_p}{V_{0,1}}} = 1,05 \cdot 1,1^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{\frac{7,42}{0,61}} = 8,4$$

Глибина ями розмиву розраховуються за формулою:

$$h_{br} = h_p - (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно}) - \Delta h = 8,4 - (196,6 - 195,1) - 1,8 = 5,06$$

Критична швидкість в кінці жорсткої рисберми визначається за формулою:

$$V_{kr} = \frac{q_p}{h_{kr}} = \frac{7,42}{1,95} = 3,8$$

Середня швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$V_p = \frac{q_p}{(\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно}) + \Delta h} = \frac{7,42}{(196,6 - 195,1) + 1,8} = 2,25$$

Відстань від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до кінця жорстко кріплення:

$$X_1 = l_2 + l_3 = 10,1 + 5,05 = 15,15$$

Співвідношення спряжених глибин :

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} = \frac{3,0}{0,985} = 3,06$$

Параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення:

$$M_p = \frac{4.55}{\frac{x_1}{\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} - \left(8 - \frac{4.55}{0.235 \cdot 3.06 - 0.37}\right)} = \frac{4.55}{\frac{15.15}{196.6 - 195.1 + 1.8} - \left(8 - \frac{4.55}{0.235 \cdot 3.06 - 0.37}\right)} = 0.47$$

Максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$U_{\max}' = M_p V_p = 0.47 * 2.25 = 1.06$$

$$\frac{U_{\max}'}{V_{kr}} = \frac{1.06}{3.8} = 0.278$$

$$l_p = A \cdot h_{kr} = 3.55 * 1.95 = 7.735$$

$$\frac{x}{h} = \frac{l_c + l_1 + l_2 + l_3}{\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} = \frac{11.7 + 7.77 + 10.1 + 5.05}{196.6 - 195.1 + 1.8} = 10.5$$

Розраховуємо середній діаметр каменю гнучкої рисберми:

$$d_n = \frac{A \cdot (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h)}{10^2} = \frac{3.5 \cdot (224.5 - 222 + 1.42)}{10^2} = 0.137$$

Значення розрахункового діаметру каменю для гнучкого кріплення, з урахуванням коефіцієнта запасу, не повинно перевищувати 0.5 м.

$$d_{nr} = 1.3 d_n \leq 0.5 \text{ м} = 1.3 * 0.25 = 0.325$$

2.4.1 Визначення товщини

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається з урахуванням умов її стійкості. При цьому враховуються такі чинники, як опір спливанню, зсуву та перекиданню.

Мінімальна товщина водобійної плити, визначена з урахуванням умов стійкості проти спливання, розраховується за такою формулою:

$$\delta_B^1 = \frac{\gamma_H \cdot \gamma_{lc} (\Delta W_{\Phi} + \Delta W)}{\gamma_C \cdot \gamma_{6,зв} \cdot l_B} = \frac{1.2 \cdot 0.9 (0 + 55.07)}{1 \cdot 13.7 \cdot 11.7} = 0.37 \text{ м.}$$

Визначаємо силу дефіциту тиску:

$$\Delta W = 0.5 \cdot \gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot 2.18 \cdot 5.15 = 55.07$$

Де γ_0 - питома вага води = 9,81 КН/М³

Δh - 1 – сторони трикутника епюри дефіциту тиску , визначаються за формулою:

$$\Delta h = (0.6..0.7)(h_2 - h_1) = 0.7(3.9 - 0.78) = 2.18$$

$$L = 0.44l_c = 0.44 * 11.7 = 5.15$$

Мінімальна товщина водобійної плити за умовами стійкості проти перекидання навколо точки А низової грані водобою визначається за наступною формулою:

$$\delta_B'' = \frac{\gamma_N \cdot \gamma_{ic} (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0.5 \gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_B^2} = \frac{1.2 \cdot 0.91 \cdot (549.78 + 1.79)}{0.5 \cdot 1 \cdot 13.7 \cdot 11.72} = 0.63$$

М – перекидаючий момент гідравлічної сили , що діє на гаситель енергії.

Моменти сил визначаються за формулами:

$$\Delta M = \Delta W (l_\phi - \frac{1}{3}l) = 55.07 \cdot \left(11.7 - \frac{1}{3}5.15 \right) = 549.78$$

$$M = F_r (0.5c + \delta_B^1) = 1.77(0.5 * 1.29 + 0.37) = 1.79$$

Де c – висота водобійної стінки

Гідродинамічна сила , визначається за залежністю:

$$F_r = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \frac{v^2}{2g} = 0.7 * 1 \cdot 9.81 \cdot 1.29 \cdot \frac{1.73^2}{2 * 9.81} = 1.77$$

V – середня швидкість течії перед водобійною стінкою:

$$V = \frac{q_b}{1.1h_2} = \frac{7.42}{1.1 * 3.9} = \frac{1.73 \text{ м}}{\text{с}}$$

Товщина рисберми на початку: 1,05

Товщина рисберми на кінці : 0,65

За умовами стійкості проти зсуву мінімальна товщина водобою визначається наближено за формулою:

$$\delta_B^{\text{'''}} = \frac{\gamma_H \cdot \gamma_{1c} \cdot F_r}{\gamma_c \cdot \gamma_{13B} \cdot l_B \cdot f} = \frac{1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,77}{1 \cdot 13,7 \cdot 11,7 \cdot 0,5} = 0,024$$

Приймаємо товщину водобою : 0,65

$$l_n = 2(\text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{побут}}) = 2(199,5 - 195,4) = 8,2$$

2.5. Фільтраційний розрахунок підземного контуру

$$\frac{l_0}{S_0} = \frac{22,44}{4,6} = 4,87 - \text{схема підземного контуру проміжка}$$

2.5.1 Встановлення положення розрахункового водоупору

Розрахункова глибина залягання водоупору, яка характеризується поняттям активної зони фільтрації, визначається за наступними величинами:

При визначенні фільтраційного протитиску $T_{\text{ак}}^1$

При визначенні вихідного градієнта $T = T_{\text{ак}}^{11}$

$$T_{\text{ак}}^1 = 2,5S_0 = 2,5 * 4,6 = 11,5$$

$$T_{\text{ак}}^{11} = 2T_{\text{ак}}^1 = 2 * 11,5 = 23$$

2.5.2 Визначення чисельних значень коефіцієнту опору

Ділянка 1-2 контуру вхід фільтраційного потоку з уступом

(а) визначається за формулою:

$$\xi_{\text{вх}} = \frac{a}{T_1} + 0,44 = \frac{0,75}{11,5} + 0,44 = 0,51$$

Ділянка 2-3 горизонтальна ділянка під пануром , яка має шпунт в кінці ділянки т.3 , втрати напору визначається за формулою:

$$\xi_{2-3} = \frac{l_{2-3} - 0,5(0 + S_0)}{T_{2-3}} = \frac{7,2 - 0,5(0 + 4,6)}{10,75} = 0,46$$

Коефіцієнт втрат напору на ділянці 3-4-5-6 зі шпунтом та уступом , визначається за формулою:

$$\frac{T_{6-7}}{T_{2-3}} = \frac{8,65}{10,75} = 0,8$$

$$\frac{S_1}{T_{6-7}} = \frac{4,6}{8,65} = 0,53$$

$$\xi_{3-6} = \frac{a_{3-4}}{T_{2-3}} + 1,5 \frac{S_1}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \frac{S_1}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \frac{S_1}{T_{6-7}}} = \frac{2,1}{10,75} + 1,5 \frac{4,6}{8,65} + \frac{0,5 \frac{4,6}{8,65}}{1 - 0,75 \frac{4,6}{8,65}} = 1,44$$

Втрати напору по довжині:

$$\xi_{6-7} = \frac{l_{6-7} - 0,5(S_1 + S_2)}{T_{6-7}} = \frac{15,23 - 0,5(2,5 + 4,6)}{8,65} = 1,35$$

Вихідна ділянка 7-8-9 зі шпунтом і уступом розраховуються за формулою:

$$\xi_{7-9} = \frac{a_{7-3}}{T_{9-10}} + 1,5 \frac{2}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \frac{S_2}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \frac{S_2}{T_{6-7}}} + 0,44 = \frac{0,4}{9,7} + 1,5 \frac{2,5}{8,65} + \frac{0,5 \frac{2,5}{8,65}}{1 - 0,75 \frac{2,5}{8,65}} + 0,44 = 1,1$$

Визначаємо втрати напору на кожній ділянці за формулами:

$$\sum \xi = \xi_{\text{вх}} + \xi_{2-3} + \xi_{3-6} + \xi_{6-7} + \xi_{7-9} = 0,51 + 0,46 + 1,44 + 1,35 + 1,1 = 4,86$$

$$z = \text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{побут}} = 199,5 - 195,4 = 4,1$$

$$h_{\text{вх}} = \xi_{\text{вх}} \frac{z}{\sum \xi} = 0,51 \frac{4,1}{4,86} = 0,43$$

$$h_{2-3} = \xi_{2-3} \frac{z}{\sum \xi} = 0,46 \frac{4,1}{4,86} = 0,39$$

$$h_{3-6} = \xi_{3-6} \frac{z}{\sum \xi} = 1,44 \frac{4,1}{4,86} = 1,21$$

$$h_{6-7} = \xi_{6-7} \frac{z}{\sum \xi} = 1,35 \frac{4,1}{4,86} = 1,14$$

$$h_{7-9} = \xi_{7-9} \frac{z}{\sum \xi} = 1,1 \frac{4,1}{4,86} = 0,93$$

Прийняті розміри підземного контуру споруди підлягають перевірці за умовами загальної фільтраційної міцності основи. Загальна фільтраційна міцність основи забезпечена, якщо виконується наступна умова:

$$l_k = \frac{z}{T_d \sum \xi} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{кр}}^{\text{сз}} = \frac{4,1}{20 \cdot 4,86} = 0,04 \leq \frac{0,38}{1,2}$$

$$W_{\phi} = \frac{S_{\text{abcd}}}{10} = 219,64$$

Силу зважуючого тиску на одиницю ширини греблі можна визначити двома способами: як площу епюри АБСД зважуючого тиску, враховуючи масштаб, або за наступною формулою:

$$W_{зв} = \sum p_0 \cdot g \cdot h \cdot a_2 \cdot l_{6-7} = 1 \cdot 9,81 \cdot 30,9 \cdot 15,2 = 470,16 \text{ кН}$$

2.6. Визначення навантажень на водозливну греблю

Значення сил, що діють на греблю, визначається на одиницю довжини греблі.

Власна вага споруди розраховується на основі її відомих розмірів та питомої ваги матеріалу за наступною формулою:

$$G = \gamma \cdot S \cdot 1 = 57,72 \cdot 23,5 = 1356,42 \text{ кН}$$

$$S = 5772/100 = 57,72 \text{ м}^2$$

Вага затворів орієнтовно може бути визначена за емпіричною формулою:

$$P_3 = g((H_{ПР} - H_{вод})b_{гр}^2 a^{-1})^b = 9,81(199,5 - 197) \cdot 9^2 \cdot 27^{-1})^{0,7} = 40,2 \text{ кН}$$

Гідростатичний тиск води. Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску з боку верхнього та нижнього б'єфів W_1 та W_2 визначаються за формулами:

$$W_1 = 0,5 p_0 g (H_{ПР} - H_{дно})^2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot (199,5 - 195,10)^2 = 95$$

$$W_2 = 0,5 p_0 g H_2^2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 3,6^2 = 63,6$$

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску W_4 , W_5 визначають за формулами:

$$W_4 = p_0 g (H_{ПР} - H_{дно}) l_4 = 1 \cdot 9,81 (199,5 - 195,10) 1 = 43$$

$$W_5 = p_0 g \cdot S_5 = 1 \cdot 9,81 \cdot 4,55 = 44,6$$

В проміжних перерізах ординати приймають з припущення лінійного закону розподілу сили :

$$\begin{aligned} W_3 &= 0,5 (P_0 (H_{ПР} - H_{дно}) + h_{3-4} + h_{5-6}) b_2 \\ &= 0,5 (1 \cdot (199,5 - 195,10) + 1,04 + 3,26) \cdot 3,35 = 14,57 \end{aligned}$$

Тиск вітрових хвиль. У глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди приймається за епюрою хвильового тиску. При

максимальному значенні горизонтального хвильового навантаження ця еюра має форму трапеції, що ілюструє розподіл тиску по висоті:

$$\cos\omega t = \frac{\lambda_{\text{ср}}}{\pi \cdot h_{1\%} \cdot (8\pi \frac{(\text{НПР}-\text{РМО})}{\lambda_{\text{ср}}})} = \frac{8,41}{\pi \cdot 0,735 \cdot (8\pi \frac{(199,5-195,6)}{8,41}-3)} = 0,42$$

$$K = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{8,41} = 0,75$$

$$p_{\text{хв}} = 0,5 \cdot p_0 \cdot g \cdot K \cdot h_{1\%}^2 (1-2\cos^2\omega t) = 0,5 \cdot 1 \cdot 9,81 \cdot 0,75 \cdot 0,735^2 \cdot (1 - 2 \cdot 0,42^2) = 8,2$$

K - хвилеве число.

$h_{1\%}$ – висота хвилі .

$\lambda_{\text{ср}}$ – розрахункова довжина хвилі.

Підвищення вільної поверхні хвилі над розрахунковим рівнем води біля вертикальної стінки :

$$\eta = h_{1\%} \cdot \cos\omega t + \frac{K h_{1\%}^2}{2} \cdot \cos^2\omega t = 0,735 \cdot 0,42 + \frac{0,75 \cdot 0,735^2}{2} \cdot 0,42^2 = 0,34$$

Значення максимального горизонтального хвильового навантаження :

$$W_{\text{хв}} = p_{\text{хв}} \left(\text{НПР}-\text{РМО} + \frac{\eta}{2} \right) = 1,29(199,5 - 195,6 + \frac{0,34}{2}) = 5,25 \text{ кН}$$

Точка прикладання сили тиску вітрових хвиль розміщена на відстані від РМО:

$$Y_{\text{хв}} = 0,5 \left(\text{НПР}-\text{РМО} + \frac{\eta}{2} \right) = 0,5(195,5 - 195,6 + \frac{0,34}{2}) = 2,03$$

Тиск наносів. Еюра тиску наносів зі сторони верхнього бефу має вигляд трикутника висотою , яка дорівнює висоті шару наносів , і ординатою в основі $p_{\text{нан}}$, значення якої обчислюється за формулою:

$$p_{\text{нан}} = (p_n^{\text{нас}} - p_0)g \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right) = (1,3-1) \cdot 9,81 \cdot (195,6-195,1) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{18}{2}\right) = 0,77$$

де φ_n - кут внутрішнього тертя наносів , приймаємо 18 градусів.

$p_n^{\text{нас}}$ - щільність ґрунту наносів , насичених водою , приймаємо 1,3 т/м³

Горизонтальна складова сили тиску наносів $E_H, \text{кН}$:

$$E_H = 0,5 \cdot p_{\text{нан}} \cdot (\text{РМО}-\text{Дно}) = 0,5 \cdot 0,77 \cdot (195,6-195,1) = 0,19 \text{ кН}$$

Вертикальна складова сили тиску наносів P_H виникає у випадку горизонтальної полицки перед понуром дорівнює вазі наносів в об'ємі тіла тиску:

$$P_H = g \cdot (p_n^{\text{нас}} - p_0) \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot l_4 = 9,81(1,3-1)(195,6-195,1) \cdot 1 = 1,47$$

Точка прикладання вертикальної сили тиску наносів відповідає центру ваги відповідних ешюр.

Сили тиску ґрунту. Сила активного тиску E_a , ґрунту – це тиск захисного шару і понуру на тіло греблі.

Ешюра сили має вигляд трапеції , верхня ордината ешюри:

$$P_{a1} = g \cdot p_n^{\text{нас}} \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}\right) = 9,81 \cdot 1,3 \cdot (195,6-195,1) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{19}{2}\right) = 3,37$$

Нижня ордината ешюри:

$$P_{a2} = (\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} \cdot b_2 + g p_n^{\text{нас}} \cdot (\text{РМО}-\text{Дно})) \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = (13,56 \cdot 2,4 + 9,81 \cdot 1,3(195,6-195,1)) \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 42,13$$

$$\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} = (p_s - p_0)g \cdot (1 - n) = (2,75-1) \cdot 9,81(1-0,21) = 13,56$$

$\varphi_{\text{гр}}$ - кут внутрішнього тертя ґрунту основи в насиченому водою стані, вихідні дані;

$\gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}}$ - питома вага ґрунту основи у зваженому стані ;

p_s = щільність скелету ґрунту основи , вихідні дані;

- Пористість ґрунту , вихідні данні.

Значення активної сили тиску ґрунту , що діє на одиницю ширини водозливної греблі визначається за формулою:

$$E_a = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} \cdot b_2 = \frac{3,37 + 42,13}{2} \cdot 2,95 = 67,11$$

Пасивний тиск ґрунту діє на греблю з боку нижнього ,б`єфу під водобоем.

Верхня ордината сили пасивного тиску E_p ґрунту розраховується за формулою:

$$P_{n1} = \gamma_{\text{б.зв}} \cdot \delta_{\text{в}} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = 13,7 \cdot 0,65 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{30}{2}\right) = 26,7$$

Де $\gamma_{\text{б.зв}}$ – 13,7 кН/м³ – питома вага бетону водобоею у зваженому стані .

$\delta_{\text{в}}$ – максимальна товщина водобоею.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту:

$$P_{n2} = p_{n1} + \gamma_{\text{гр}}^{\text{нас}} \cdot b_1 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{\text{гр}}}{2}\right) = 26,7 + 13,56 \cdot 0,9 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{30}{2}\right) = 63,3$$

b_1 – висота ґрунту під водобоем до низу зуба = 0,9

Значення пасивної сили тиску ґрунту E_p , що діє на одиницю ширини греблі , знаходиться за формулою:

$$E_p = \frac{p_{n1} + p_{n2}}{2} \cdot b_1 = \frac{26,7 + 63,3}{2} \cdot 0,9 = 40,5$$

Точка прикладання сил тиску ґрунту в центрі епюри тиску ґрунту , визначається графічно.

2.7 Визначення нормальних напружень та розрахунків міцності основи

Розрахункові навантаження

№	Найменування сили	Позначення	Значення сили, кН		Плече, м	Момент, кН·м
			Вертик.	Горизонт.		
1	2	3	4	5	6	7
1	Власна вага	G	1356,42		0,58	786,72
2	Вага затворів	P_3	40,2		2,97	119,39
3	Гідростатичний тиск води	W_1		95	4,81	-456,95
4		W_2		-63,6	1,2	76,32
5		W_3		14,57	2,2	-32,05
6		W_4	43		6,12	263,16
7		W_5	44,6		6,4	-285,44
8	Фільтраційний тиск	W_ϕ	-219,64		0,98	-215,25
9	Зважуючий тиск	$W_{зв}$	-470,16		0,00	0,00
10	Тиск хвилі	$W_{хв}$		5,25	5,81	-30,50
11	Тиск наносів	E_n		0,19	3,25	-0,62
12		P_n	1,47		6,12	8,99
13	Тиск ґрунту активний	E_a		67,11	1,21	-81,2
14	Тиск ґрунту пасивний	E_p		-40,5	0,45	10,37
Разом			N=795,89	F=78,02		M=162,94

Нормальні контактні напруження, що діють в розрахунковому перерізі, приблизно можна визначити за формулою:

$$\sigma_{MAX.MIN} = \frac{N}{b_{гр}} \mp \frac{6\Sigma M}{b_{гр}^2} = \frac{795,89}{15,24} \mp \frac{162,94}{15,24^2} = 52,92/51,52 = 1,03 < 2$$

Де N – сума всіх вертикальних сил . кН.

$\sum M$ – сума моментів всіх сил відносно центру тяжіння розрахункового перерізу .кН·м.

$b_{гр}$ - ширина греблі .

Отримані нормальні напруги повинні відповідати наступній вимозі :

$$k_{н.р} = \frac{\sigma_{MAX}}{\sigma_{MIN}} < \{k_{н.р}\}$$

Де $k_{н.р}$ = допустиме значення 1,5...2,5 для глинистих та 2...3 для піщаних основ.

2.7.1. Стійкість водозливної греблі на зсув

Стійкість водозливної греблі на зсув є забезпеченою якщо виконується вимога :

$$k_s = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{487,9}{78,02} = 6,25 \geq \frac{1,2 \cdot 1}{0,9}$$

F – сума горизонтальних сил.

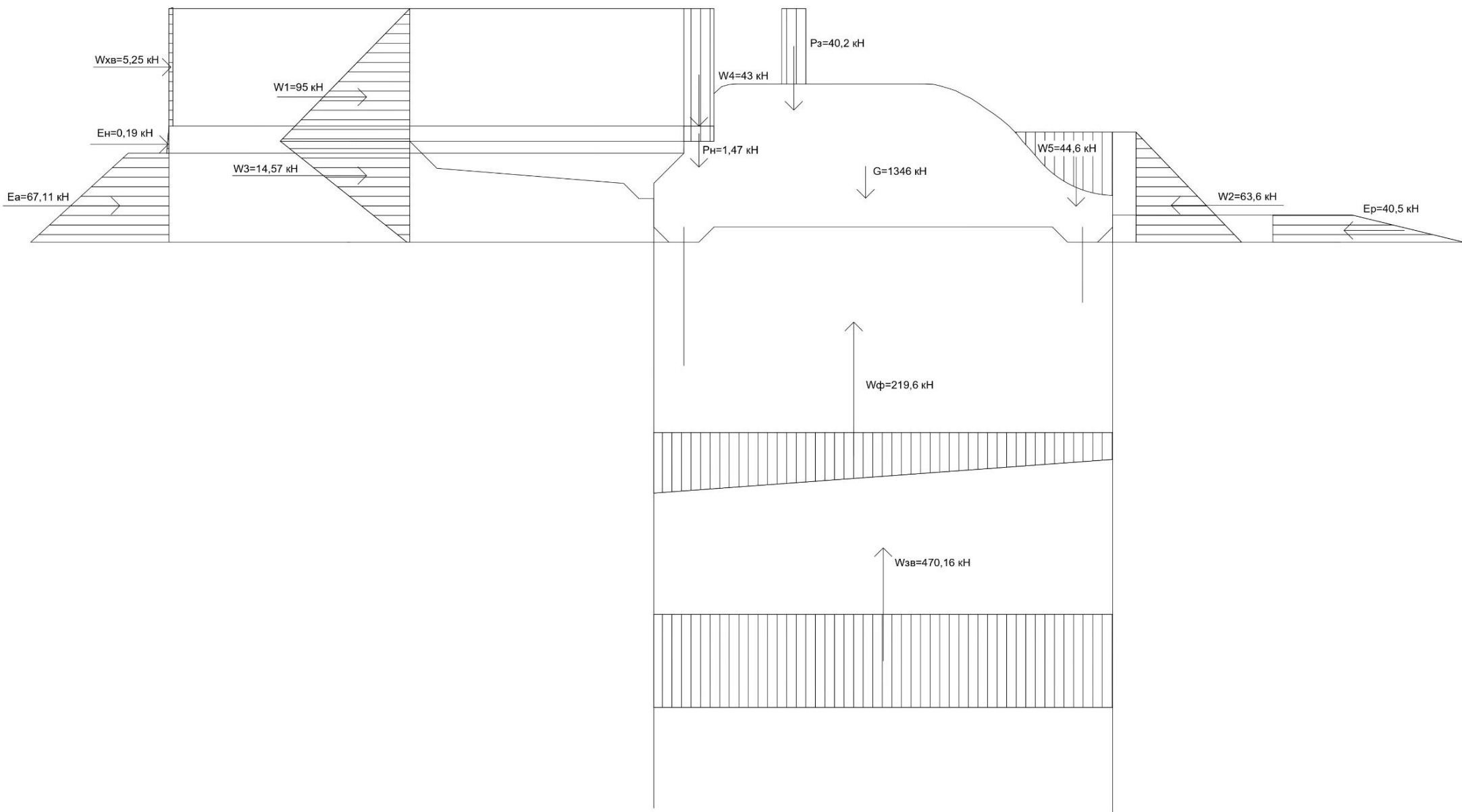
γ_{lc} -коєфіцієнт сполучення навантажень.

γ_c – коєфіцієнт умов роботи.

R – сума сил , що протидіють зсуву:

$$R = N \cdot \text{tg} \varphi_{гр} + 0,7 \cdot E_p = 795,89 \cdot \text{tg} 30 + 0,7 \cdot 40,5 = 487,9$$

Де N – сума вертикальних сил . визначається за таблицею 6.



РОЗДІЛ 3:
ЗАХИСНІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

3.1 Встановлення характеристик водоносного пласта та визначення розрахункових відміток на його розрізі

На основі аналізу вихідних даних щодо типу ґрунтів, що утворюють водоносну породу, та діаметрів складових частинок, визначаються ключові гідрогеологічні характеристики водоносного пласта:

- коефіцієнт фільтрації $K_f = 100$ м/добу;
- радіус депресійної воронки $R = 600$ м.

На генеральному плані населеного пункту передбачається визначення оптимального місцеположення захисних гідротехнічних споруд, призначених для запобігання підтопленню з боку водосховища. Ці споруди мають бути розташовані перпендикулярно до основного напрямку фільтраційного потоку. Для захисту забудованих територій наноситься лінія протифільтраційної завіси, вздовж якої передбачається буріння серії дренажних свердловин. Ця система забезпечить ефективний контроль рівня ґрунтових вод та захист забудови від негативного впливу водосховища (рис. 1).

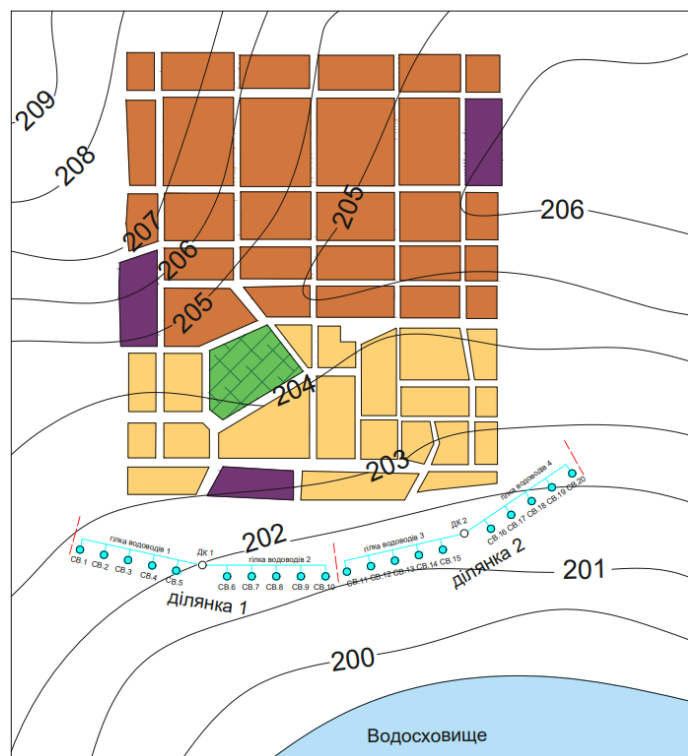


Рис.3.1 Побудова лінії протифільтраційної завіси на генплані населеного пункту

На основі наданого масштабу, здійснюється розрахунок сумарної протяжності інженерної протифільтраційної завіси:

$$L_{nz} = 2660 \text{ м.}$$

Позначка статичного рівня підземних вод у ґрунті на найнижчій відмітці протифільтраційної завіси:

$$Z_{cm} = Z_3 - h_{cm} = 202 - 1,3 = 200,7 \text{ м}$$

Z_3 – позначає найнижчу геодезичну позначку поверхні землі на ділянці, де планується будівництво дренажних свердловин.

Відмітка розташування водоупора

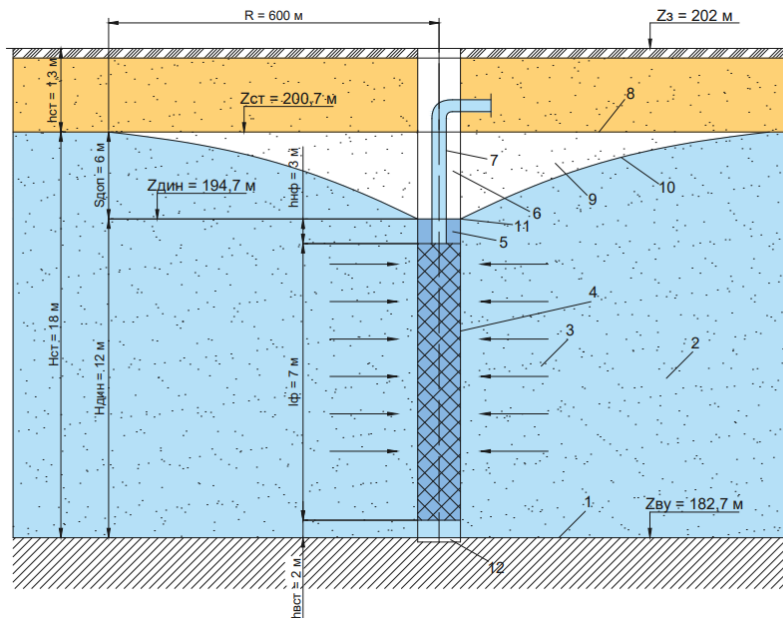
$$Z_{gy} = Z_{cm} - H_{cm} = 200,7 - 18 = 182,7 \text{ м.}$$

Обираємо показник допустимого зниження статичного рівня води у свердловині під час сифонного відкачування $S_{дон} = 6 \text{ м}$.

Позначка, на якій знаходиться динамічний рівень води у свердловині.

$$Z_{дин} = Z_{cm} - S_{дон} = 182,7 - 6 = 176,7 \text{ м.}$$

Беручи до уваги обмежену потужність водоносного шару ($H_{cm} = 18 \text{ м}$), ми проектуємо досконалі свердловини. Вони повністю розкривають водоносний пласт і досягають водоупора. На геологічному розрізі (рис. 2) ми схематично показуємо типову дренажну свердловину, відмічаємо на ній положення статичного та динамічного рівнів води з відповідними висотними позначками, а також будуємо криву депресії. Це дасть змогу проілюструвати утворену депресійну воронку з її радіусом впливу.



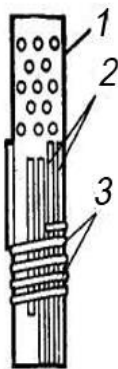
- 1 – водоупор;
- 2 – ґрунтові води;
- 3 – приплив води до свердловини;
- 4 – фільтр;
- 5 – надфільтрова труба;
- 6 – обсадна колона труб;
- 7 – водопідйомна труба;
- 8 – статичний рівень;
- 9 – депресійна воронка;
- 10 – крива депресії;
- 11 – динамічний рівень;
- 12 – відстійник

Рис. 3.2 Схема свердловини протифільтраційного захисту

3.2 Вибір типу фільтра та його розрахунок

Тип та конструкцію фільтра ми визначаємо, спираючись на методичні вказівки. Оскільки водоносна порода є гравелистим піском, обираємо дротяний фільтр, зображений на рис. 3.

Рис. 3.3 Дротяний фільтр свердловини:



- 1 – дірчастий каркас;
- 2 – підкладові поздовжні стержні;
- 3 – дротяна обмотка

Дротяний фільтр складається з трубчастого каркаса з круглою перфорацією. По його зовнішньому периметру закріплені поздовжні дроти діаметром 4-5 мм на певній відстані один від одного. Згори, за допомогою токарного верстата, механічно намотується дріт діаметром 3 мм, залишаючи просвіт між витками від 0,5 до 3 мм.

3.3 Визначення орієнтовного дебіту свердловини

Максимальний дебіт свердловини (Q_{\max}) розраховується, виходячи з площі фільтрувальної поверхні фільтра (F_{ϕ}) та допустимої швидкості руху води (V_{ϕ}) у точці виходу з водоносного пласта до свердловини.

$$F_{\phi} = \pi D_{\phi} l_{\phi}, \text{ м}^2,$$

де D_{ϕ} – діаметр фільтра, м; l_{ϕ} – довжина робочої частини фільтра, м.

Приймаємо $D_{\phi} = 200 \text{ мм} = 0,2 \text{ м}$.

Для досконалих за ступенем розкриття водоносного пласта свердловин

$$l_{\phi} = H_{\text{ст}} - S_{\text{дон}} - h_{\text{нф}} - h_{\text{вст}} = 18 - 6 - 3 - 2 = 7 \text{ м},$$

де $h_{\text{нф}}$ – довжина надфільтрової труби, приймаємо $h_{\text{нф}} = 3 \text{ м}$;

$h_{\text{вст}}$ – довжина відстійника, приймаємо $h_{\text{вст}} = 2 \text{ м}$.

Отже $F_{\phi} = \pi D_{\phi} l_{\phi} = 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7 = 4,4 \text{ м}^2$.

Допустима швидкість виходу води з пласта (вхідна швидкість фільтрації) для дротяного фільтра визначається за наступною формулою:

$$V_{\phi} = 65 \sqrt[3]{K_{\phi}} = 65 \sqrt[3]{100} = 301,7 \text{ м/добу}.$$

Отже, максимально можливий дебіт свердловини дорівнює:

$$Q_{\max} = F_{\phi} V_{\phi} = 4,4 \cdot 301,7 = 1327,5 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Для приблизних розрахунків орієнтовний дебіт свердловини можна встановити на 10-20% нижче максимального.

Отже $Q_p = 0,85 Q_{\max} = 1128,4 \text{ м}^3/\text{добу} = 47 \text{ м}^3/\text{год} = 13,1 \text{ л/с}$.

3.4 Компонування споруд на генплані міста. Розрахунок кількості свердловин та відстаней між ними

На генеральному плані міста, вздовж лінії протифільтраційної завіси, komponуємо споруди, призначені для захисту міста від підтоплення. До них належать дренажні свердловини, гілки сифонних збірних водоводів та водозбірні колодязі з насосними станціями.

Відповідно до методичних вказівок, для свердловин із розрахунковою витратою $Q_p = 47 \text{ м}^3/\text{год}$, які відводять воду з гравійних водоносних порід, рекомендована відстань між водозабірними свердловинами становить 150-200 м. Проте, щоб підвищити ефективність протифільтраційної завіси, цю відстань доцільно зменшити. Таким чином, у попередніх дослідженнях ми приймаємо відстань між дренажними свердловинами $l = 140 \text{ м}$ і з цим кроком розміщуємо їх вздовж лінії протифільтраційної завіси.

Знаючи відстані між свердловинами (l) та загальну протяжність протифільтраційної завіси (L_{nz}), ми визначаємо необхідну кількість свердловин у системі захисту населеного пункту від підтоплення.

$$n_{cv} = 1 + (L_{nz}/l) = 1 + (2660/140) = 20 \text{ свердловин. (одна ламана лінія 665)}$$

На генеральному плані визначаємо місця для збірних колодязів дренажних вод з насосними станціями та плануємо прокладання до них ліній сифонних збірних водоводів. Для забезпечення надійності системи на початковому етапі досліджень приймаємо, що кожна гілка водоводів транспортуватиме воду від п'яти дренажних свердловин.

Таким чином, передбачається використання трьох збірних колодязів, до кожного з яких з різних боків підводяться по дві гілки водоводів. Отже, єдина протифільтраційна система складатиметься з трьох окремих ділянок. Кожна така ділянка включатиме 10 свердловин, 2 гілки сифонних водоводів та один водозбірний колодязь дренажних вод з насосною станцією (рис. 4).

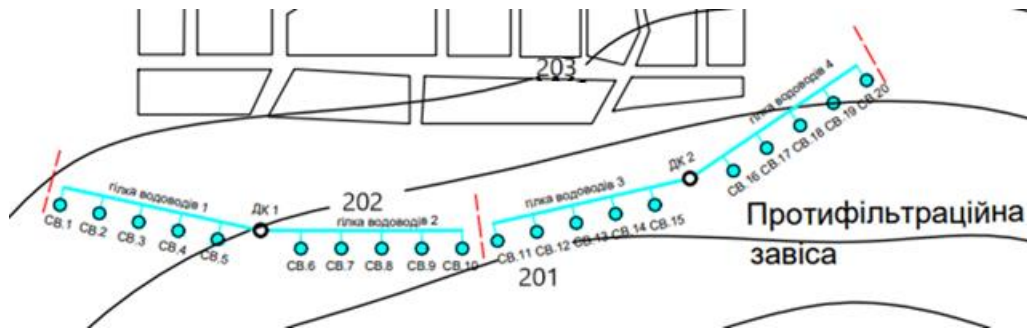


Рис. 3.4 Споруди протифільтраційного захисту

3.5 Встановлення попередніх показників сумарної подачі води в системі.

Складання розрахункової схеми подачі води у збірний колодезь

У попередніх розрахунках загальну витрату води в системі протифільтраційного захисту ми визначаємо як суму витрат від усіх свердловин, що входять до її складу:

$$Q_{\text{заг}} = \sum_1^n Q_i$$

де n – кількість свердловин в системі протифільтраційного захисту; Q_i – витрата i -ої свердловини.

$$Q_{\text{заг}} = 20 \cdot 13,1 = 262 \text{ л/с.}$$

Орієнтовна витрата насосної станції, що забиратиме воду із кожного водозбірного колодезя складе

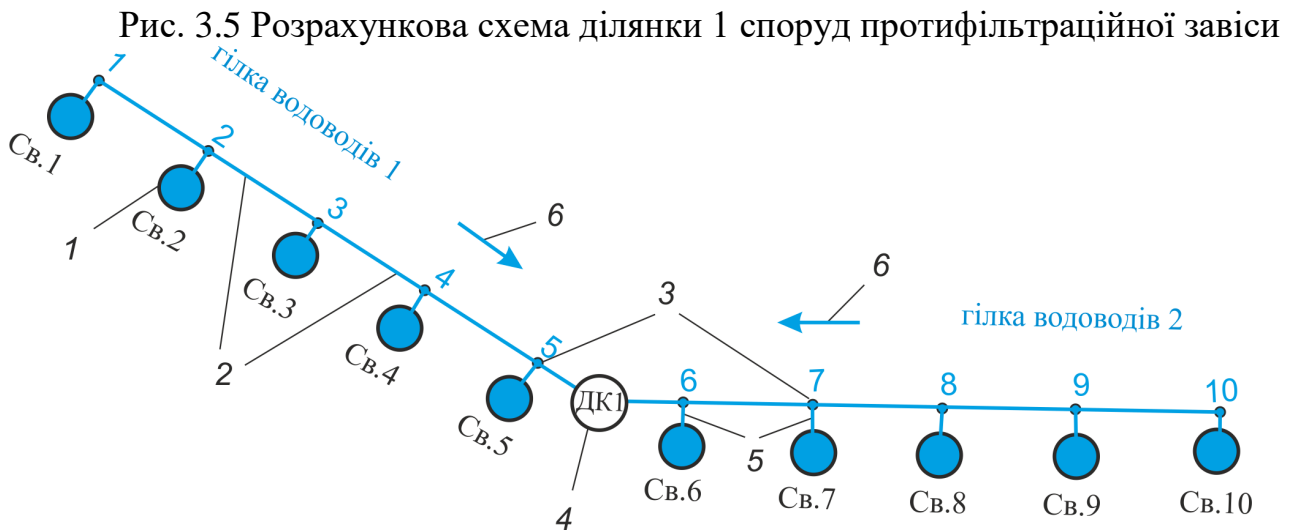
$$Q_{\text{нс}} = 262 / 2 = 131 \text{ л/с.}$$

Орієнтовна витрата, що надходитиме однією гілкою сифонного водоводу, становить

$$Q_{\text{гил}} = 262 / 4 = 65,5 \text{ л/с.}$$

Розрахункова схема ділянки 1 споруд протифільтраційного захисту представлена на рис. 5. Подача води до збірного колодезя відбувається за допомогою двох гілок сифонного водоводу, що підходять з різних боків. Ця схема охоплює 10 свердловин, 10 вузлів підключення свердловин до водоводу та 10 ділянок водоводу, що ведуть від кінцевих вузлів до збірного колодезя.

Кожну гілку сифонного водоводу, разом з підключеними до неї свердловинами, потрібно розраховувати окремо.



при подачі у збірний колодязь дренажних вод від десяти свердловин двома гілками сифонних водоводів: 1 – свердловини; 2 – ділянки сифонного водоводу; 3 – вузли приєднання свердловин до водоводу; 4 – водозбірний колодязь з насосною станцією; 5 – підключаючі трубопроводи; 6 – напрямок руху води гілками водоводів

Для системи протифільтраційного захисту передбачаємо використання поліетиленових труб. Вони вирізняються високими показниками якості, герметичністю з'єднання, морозостійкістю та невеликою вартістю.

Кожну ділянку сифонного збірного водоводу ми розглядаємо окремо. Встановлюємо витрати, які транспортуються ними від свердловин до збірного колодязя, та призначаємо відповідні діаметри. Це дозволяє визначити показники гідравлічного опору кожної ділянки за формулою:

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

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

Результати обчислень, виконаних відповідно до розрахункової схеми, представлені на рис. 6, наведені у табл. 1. Для обох гілок водоводів цієї схеми всі розрахунки, починаючи від кінцевих ділянок і рухаючись до колодязя, будуть ідентичними.

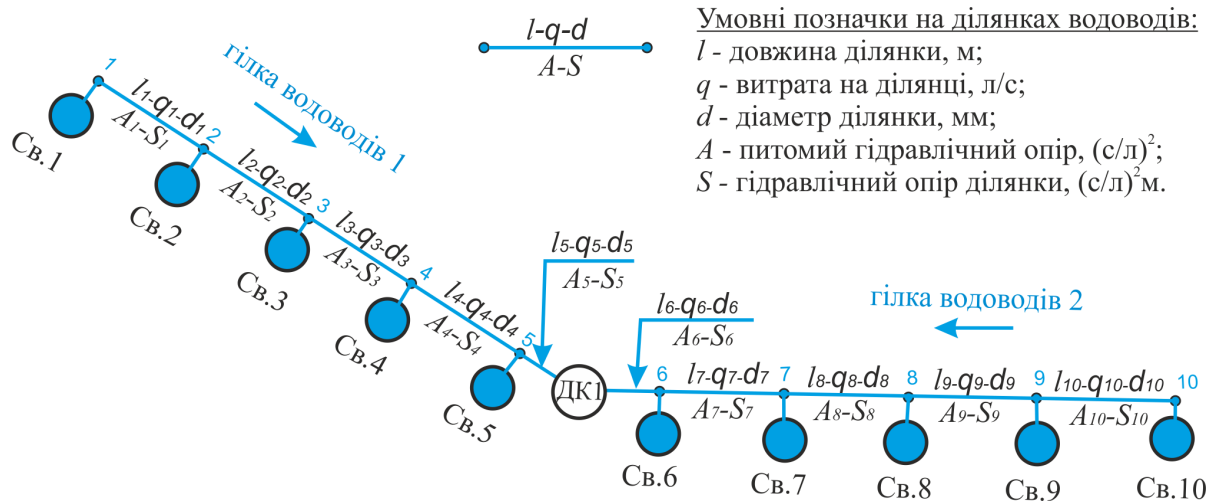


Рис. 3.6 Схема до розрахунку ділянок сифонного водоводу при подачі у збірний колодязь ДК1 дренажних вод від свердловин Св.1-Св.10

Результати розрахунку ділянок сифонного водоводу за схемою рис. 6

№№ ділянок	l , м	q , л/с	d , мм	A , $(с/л)^2$	V , м/с	K_1	S , $(с/л)^2 м$
1-2; 9-10	140	13,1	140	0,00009247	0,848	1,043	0,0135024694
2-3; 8-9	140	26,2	225	0,000005069	0,664	1,102	0,00078204532
3-4; 7-8	140	39,3	225	0,000005069	0,995	1,0	0,00070966
4-5; 6-7	140	52,4	225	0,000005069	1,327	0,943	0,00066920938
5-ДК1; 6-ДК1	70	65,5	280	0,000001308	1,060	0,991	0,00009073596

3.6 Визначення параметрів гідравлічної взаємодії свердловин

Для кожної свердловини в розрахунковій схемі гілки водоводу ми визначаємо значення $\lg (R/r_i)$. Цей показник відображає вплив інших свердловин, які розташовані ближче, ніж радіус депресійної воронки R .

Знаменник r_i - це відстань від поточної (i -ї) свердловини до сусідніх взаємодіючих свердловин. Для самої досліджуваної свердловини він дорівнює її радіусу, який становить $r = 0,1$ м. Свердловини, що знаходяться за межами радіуса впливу R , не матимуть впливу на досліджувану свердловину.

При $R = 600$ м та відстані між свердловинами 100 м, вплив на зниження рівня води здійснюватиметься від чотирьох свердловин, розташованих з кожного боку відносно досліджуваної.

У результаті розрахунку, для кожної свердловини ми встановлюємо загальний вплив від інших свердловин як суму всіх отриманих значень $\lg (R/r_i)$.

Параметри гідравлічної взаємодії дренажних свердловин,
підключених до гілки водоводів 1

№№ свердловин впливу	$\lg (R/r_i)$ для свердловин досліджуваної гілки водоводів				
	1	2	3	4	5
1	3,78	0,63	0,33	0,15	0,03
2	0,63	3,78	0,63	0,33	0,15
3	0,33	0,63	3,78	0,63	0,33
4	0,15	0,33	0,63	3,78	0,63
5	0,03	0,15	0,33	0,63	3,78
6	0,00	0,03	0,15	0,33	0,63
7	0,00	0,00	0,03	0,15	0,33
8	0,00	0,00	0,00	0,03	0,15
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03
Сума	4,93	5,56	5,89	6,04	6,07

Параметри гідравлічної взаємодії дренажних свердловин,
підключених до гілки водоводів 2

№№ свердловин впливу	lg (R/г _i) для свердловин досліджуваної гілки водоводів				
	6	7	8	9	10
2	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,15	0,03	0,00	0,00	0,00
4	0,33	0,15	0,03	0,00	0,00
5	0,63	0,33	0,15	0,03	0,00
6	3,78	0,63	0,33	0,15	0,03
7	0,63	3,78	0,63	0,33	0,15
8	0,33	0,63	3,78	0,63	0,33
9	0,15	0,33	0,63	3,78	0,63
10	0,03	0,15	0,33	0,63	3,78
11	0,00	0,03	0,15	0,33	0,63
12	0,00	0,00	0,03	0,15	0,33
13	0,00	0,00	0,00	0,03	0,15
14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03
Сума	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07

3.7 Ітераційні розрахунки взаємодійних свердловин

Оскільки свердловини розташовані на різних відстанях від збирного колодязя, а різні гілки водоводу чинять неоднаковий вплив на свердловини, додатково знижуючи рівень води в них, визначити показники відбору води із взаємодіючих свердловин за допомогою сифонного збирного водоводу досліджуваної гілки можливо лише шляхом ітерацій. Послідовність дій така:

1. Задаються орієнтовними, попередньо встановленими значеннями витрати Q_i дренажних свердловин, що входять до розрахункової схеми гілки водоводу.
2. Обчислюють значення умовного гідравлічного опору S всіх загальних ділянок сифонного водоводу гілки для кожної з n свердловин при подачі з неї витрати води $S_{e,i}$ із системи рівнянь.

$$\left. \begin{aligned}
\text{для Св.1} \quad S_{\epsilon 1} &= \frac{\left(\sum_1^n Q_i\right)^2 S_5 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5\right)^2 S_4 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5 - Q_4\right)^2 S_3 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5 - Q_4 - Q_3\right)^2 S_2 + Q_1^2 S_1}{Q_1^2}; \\
\text{для Св.2} \quad S_{\epsilon 2} &= \frac{\left(\sum_1^n Q_i\right)^2 S_5 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5\right)^2 S_4 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5 - Q_4\right)^2 S_3 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5 - Q_4 - Q_3\right)^2 S_2}{Q_2^2}; \\
\text{для Св.3} \quad S_{\epsilon 3} &= \frac{\left(\sum_1^n Q_i\right)^2 S_5 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5\right)^2 S_4 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5 - Q_4\right)^2 S_3}{Q_3^2}; \\
\text{для Св.4} \quad S_{\epsilon 4} &= \frac{\left(\sum_1^n Q_i\right)^2 S_5 + \left(\sum_1^n Q_i - Q_5\right)^2 S_4}{Q_4^2}; \\
\text{для Св.5} \quad S_{\epsilon 5} &= \frac{\left(\sum_1^n Q_i\right)^2 S_5}{Q_5^2}.
\end{aligned} \right\}$$

3. визначають для кожної свердловини зниження рівня води $\Delta h_{c.i}$ з урахуванням впливу від інших взаємодійних свердловин, користуючись виразами

$$\Delta h_{c.i} = \sum_1^n (H_{cm} - \sqrt{H_{cm}^2 - A Q_{c.i} \lg(R/r_i)}) , \quad A = \frac{1}{1,36 K_{\phi}} ;$$

4. встановлюють величину розрахункового напору в системі H_p

$$H_p = \frac{1}{n} \sum_1^n (\Delta h_{c.i} + S_{\epsilon.i} Q_i^2) ;$$

5. для кожної свердловини уточнюють витрати води Q_i' за формулою

$$Q_i' = \sqrt{\frac{H_p - \Delta h_{c.i}}{S_{\epsilon.i}}} ;$$

6. для усіх свердловин перевіряють виконання умови

$$\Delta Q = Q_i' - Q_i \leq |\Delta Q_{\text{дон}}| ,$$

де $|\Delta Q_{\text{дон}}|$ – допустима похибка (приймається 0,5 л/с);

7. якщо хоча б для однієї зі свердловин гілки ця умова не виконується, то визначають нові витрати води кожної із свердловин за формулою

$$Q_i'' = \frac{Q_i' + Q_i}{2}$$

і розрахунок поновлюють та ведуть його до виконання вказаної умови.

Результати ітераційних розрахунків, виконаних для гілки 1, подаємо у табличній формі. У ній наведено результати 1-го, 2-го та 11-го (останнього) наближень.

У першому наближенні ми приймаємо, що витрати води для кожної із свердловин розрахункової гілки водоводів є однаковими. Ці значення були орієнтовно встановлені за попередніми розрахунками під час дослідження дебіту свердловини.

$$Q_i = 13,1 \text{ л/с.}$$

Таким чином, приблизна витрата води, яка надходитиме до збірного колодязя від п'яти дренажних свердловин по одній гілці сифонного водоводу, згідно з розрахунковою схемою в першому наближенні, становить:

$$\Sigma Q = 26,1 \cdot 5 = 65,5 \text{ л/с.}$$

Розрахунок умовного гідравлічного опору для всіх спільних ділянок сифонного водоводу першої гілки, припускаючи однакову витрату $Q_i = 13,1 \text{ л/с}$

У подальших наближеннях до цієї системи рівнянь підставляємо оновлені, уточнені значення витрат Q_i , які для різних свердловин вже відрізнятимуться.

Параметр A , який використовується у формулі для обчислення зниження рівня води $\Delta h_{c,i}$ у свердловині, з урахуванням впливу інших взаємодіючих свердловин, при відомому коефіцієнті фільтрації водоносного пласта $K_{\phi} = 100 \text{ м/добу}$, дорівнює:

$$A = 1/(1,36 \cdot 100) = 0,00735294 \text{ доба/м}$$

Показники відбору води із п'яти взаємодійних свердловин, що входять до гілки 1 сифонного збірного водоводу, розраховані методом ітерацій

1 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин				
		св.1	св.2	св.3	св.4	св.5
Витрата води, Q_i , л/с		13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{v,i}$		0,03599334	0,02249087	0,01936269	0,01298	0,0022684
Витрата свердловини, $Q_{c,i}$, м ³ /добу		1131,84	1131,84	1131,84	1131,84	1131,84
Δh _{c,i} , м, при відборі води із свердловин	Св.1	0,90	0,15	0,08	0,04	0,01
	Св.2	0,15	0,90	0,15	0,08	0,04
	Св.3	0,08	0,15	0,90	0,15	0,08
	Св.4	0,04	0,08	0,15	0,90	0,15
	Св.5	0,01	0,04	0,08	0,15	0,90
	Св.6	0,00	0,01	0,04	0,08	0,15
	Св.7	0,00	0,00	0,01	0,04	0,08
	Св.8	0,00	0,00	0,00	0,01	0,04
	Св.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
	□	1,16	1,31	1,39	1,42	1,43
Δh _{c,i} + S _{v,i} Q _i ² , м		7,34	5,17	4,71	3,65	1,82
Розрахунковий напір Н _р , м		4,54	4,54	4,54	4,54	4,54
Витрати води за ф.(5)		9,68	11,98	12,76	15,49	37,02
ΔQ		-3,42	-1,12	-0,34	2,39	23,92
Нові витрати води Q _i ', л/с		11,39	12,54	12,93	14,30	25,06

2 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин					
		св.1	св.2	св.3	св.4	св.5	
Витрата води, Q_i , л/с		11,39	12,54	12,93	14,30	25,06	76,21
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{в.i}$		0,0419425	0,023468912	0,019399734	0,01115	0,00084	
Витрата свердловини, $Q_{с.i}$, м ³ /добу		984,19	1083,42	1116,99	1235,25	2164,98	
$\Delta h_{с.i}$, м, при відборі води із свердловин	Св.1	0,78	0,14	0,08	0,04	0,01	
	Св.2	0,13	0,86	0,14	0,08	0,07	
	Св.3	0,07	0,14	0,88	0,16	0,15	
	Св.4	0,03	0,07	0,14	0,98	0,28	
	Св.5	0,01	0,03	0,08	0,16	1,76	
	Св.6	0,00	0,01	0,04	0,08	0,28	
	Св.7	0,00	0,00	0,01	0,04	0,15	
	Св.8	0,00	0,00	0,00	0,01	0,07	
	Св.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	
	□	1,01	1,25	1,37	1,55	2,78	
$\Delta h_{с.i} + S_{в.i}Q_i^2$, м		6,45	4,94	4,61	3,83	3,30	
Розрахунковий напір H_p , м		4,63	4,63	4,63	4,63	4,63	
Витрати води за ф.(5)		9,29	11,99	12,96	16,61	46,95	97,80
ΔQ		-2,10	-0,55	0,04	2,31	21,89	
Нові витрати води Q_i' , л/с		10,34	12,27	12,95	15,45	36,00	87,01

11 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин					
		св.1	св.2	св.3	св.4	св.5	
Витрата води, Q_i , л/с		7,91	12,36	14,15	20,95	39,43	94,79
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{в.i}$		0,07795	0,02636	0,01852	0,00653	0,00052	
Витрата свердловини, $Q_{с.i}$, м ³ /добу		683,13	1068,09	1222,26	1810,17	3406,59	
Δh _{с.i} , м, при відборі води із свердловин	Св.1	0,54	0,14	0,08	0,06	0,02	
	Св.2	0,09	0,84	0,16	0,12	0,11	
	Св.3	0,05	0,14	0,97	0,24	0,23	
	Св.4	0,02	0,07	0,16	1,46	0,45	
	Св.5	0,00	0,03	0,08	0,24	2,86	
	Св.6	0,00	0,01	0,04	0,12	0,45	
	Св.7	0,00	0,00	0,01	0,06	0,23	
	Св.8	0,00	0,00	0,00	0,01	0,11	
	Св.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	
	□	0,70	1,23	1,50	2,30	4,47	
Δh _{с.i} + S _{в.i} Q _i ² , м		5,57	5,26	5,21	5,16	5,28	
Розрахунковий напір Н _р , м		5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	
Витрати води за ф.(5)		7,68	12,41	14,32	21,43	39,76	95,61
ΔQ		-0,22	0,05	0,17	0,48	0,33	
Нові витрати води Q _i ', л/с		7,79	12,39	14,23	21,19	39,60	95,20

Аналогічно, розрахунки для свердловин, приєднаних до гілки 2 сифонного збірного водоводу, виконуються за тією ж методикою. Єдина відмінність полягає в збільшенні кількості свердловин впливу. Результати цих досліджень представлені в таблиці, де наведено ітераційні розрахунки для 1-го, 2-го та 11-го (фінального) наближень. Останнє наближення було обрано, оскільки похибка обчислень витрат свердловин (ΔQ) не перевищує допустимих 0,5 л/с.

Показники відбору води із п'яти взаємодійних свердловин, що входять до гілки 2 сифонного збірного водоводу, розраховані методом ітерацій

1 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин				
		св.6	св.7	св.8	св.9	св.10
Витрата води, Q_i , л/с		13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{в.i}$		0,002268	0,012976	0,019363	0,022491	0,035993
Витрата свердловини, $Q_{с.i}$, м ³ /добу		1131,8	1131,8	1131,8	1131,8	1131,8
Δh _{с.i} , м, при відборі води із свердловин	Св.2	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
	Св.3	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00
	Св.4	0,08	0,04	0,01	0,00	0,00
	Св.5	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00
	Св.6	0,90	0,15	0,08	0,04	0,01
	Св.7	0,15	0,90	0,15	0,08	0,04
	Св.8	0,08	0,15	0,90	0,15	0,08
	Св.9	0,04	0,08	0,15	0,90	0,15
	Св.10	0,01	0,04	0,08	0,15	0,90
	Св.11	0,00	0,01	0,04	0,08	0,15
	Св.12	0,00	0,00	0,01	0,04	0,08
	Св.13	0,00	0,00	0,00	0,01	0,04
	Св.14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
	□	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43
Δh _{с.i} + S _{в.i} Q _i ² , м		1,82	3,65	4,75	5,29	7,60
Розрахунковий напір Н _р , м		4,62	4,62	4,62	4,62	4,62
Витрати води за ф.(5)		37,53	15,69	12,85	11,92	9,42
ΔQ		24,43	2,59	-0,25	-1,18	-3,68
Нові витрати води Q _i ', л/с		25,32	14,40	12,97	12,51	11,26

2 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин					
		св.6	св.7	св.8	св.9	св.10	
Витрата води, Q_i , л/с		25,32	14,40	12,97	12,51	11,26	76,45416
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{в.i}$		0,0008276	0,01100398	0,019243486	0,02352	0,04252659	
Витрата свердловини, $Q_{с.i}$, м ³ /добу		2187,2	1243,807739	1120,853781	1080,82	972,937353	
$\Delta h_{с.i}$, м, при відборі води із свердловин	Св.2	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Св.3	0,07	0,01	0,00	0,00	0,00	
	Св.4	0,15	0,04	0,01	0,00	0,00	
	Св.5	0,28	0,08	0,04	0,01	0,00	
	Св.6	1,78	0,16	0,08	0,03	0,01	
	Св.7	0,28	0,99	0,15	0,07	0,03	
	Св.8	0,15	0,16	0,89	0,14	0,07	
	Св.9	0,07	0,08	0,15	0,85	0,13	
	Св.10	0,01	0,04	0,08	0,14	0,77	
	Св.11	0,00	0,01	0,04	0,07	0,13	
	Св.12	0,00	0,00	0,01	0,03	0,07	
	Св.13	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	
	Св.14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	
	□	2,81	1,57	1,41	1,36	1,22	
$\Delta h_{с.i} + S_{в.i}Q_i^2$, м		3,34	3,85	4,65	5,04	6,62	
Розрахунковий напір H_p , м		4,70	4,70	4,70	4,70	4,70	
Витрати води за ф.(5)		47,83	16,86	13,07	11,91	9,04	98,72
ΔQ		22,52	2,47	0,10	-0,60	-2,22	
Нові витрати води Q_i , л/с		36,57	15,63	13,02	12,21	10,15	87,59

11 наближення

Показники роботи свердловин		№ свердловин					
		св.6	св.7	св.8	св.9	св.10	
Витрата води, Q_i , л/с		40,11	21,39	14,34	12,21	7,67	95,7221
Умовний гідравлічний опір водоводу $S_{в.i}$		0,00052	0,00634	0,01815	0,02711	0,08213	
Витрата свердловини, $Q_{с.i}$, м ³ /добу		3465,33	1848,32	1238,85	1054,86	663,031	
$\Delta h_{с.i}$, м, при відборі води із свердловин	Св.2	0,021	0,000	0,000	0,000	0,000	
	Св.3	0,110	0,011	0,000	0,000	0,000	
	Св.4	0,236	0,059	0,008	0,000	0,000	
	Св.5	0,453	0,125	0,039	0,006	0,000	
	Св.6	2,909	0,240	0,084	0,033	0,004	
	Св.7	0,453	1,488	0,161	0,071	0,021	
	Св.8	0,236	0,240	0,983	0,137	0,045	
	Св.9	0,110	0,125	0,161	0,833	0,086	
	Св.10	0,021	0,059	0,084	0,137	0,519	
	Св.11	0,000	0,011	0,039	0,071	0,086	
	Св.12	0,000	0,000	0,008	0,033	0,045	
	Св.13	0,000	0,000	0,000	0,006	0,021	
	Св.14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,004	
	□	4,549	2,359	1,566	1,329	0,831	
$\Delta h_{с.i} + S_{в.i}Q_i^2$, м		5,38	5,26	5,30	5,37	5,67	
Розрахунковий напір H_p , м		5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	
Витрати води за ф.(5)		40,46	21,89	14,52	12,25	7,46	96,57
ΔQ		0,35	0,49	0,19	0,04	-0,22	
Нові витрати води Q_i' , л/с		40,28	21,64	14,43	12,23	7,56	96,15

3.8 Встановлення втрат напору на ділянках збірного водоводу та відміток динамічного рівня води в свердловинах. Побудова лінії гідродинамічного напору у пласті

Щоб оцінити ефективність роботи протифільтраційної завіси, необхідно визначити позначки динамічного рівня води у свердловинах $Z_{\partial,i}$ та збірному колодязі Z_k , а також побудувати лінію гідродинамічного напору в пласті. Схему, яка ілюструє необхідні розрахункові параметри для гілки 1 сифонного водоводу, показано на рис. 7.

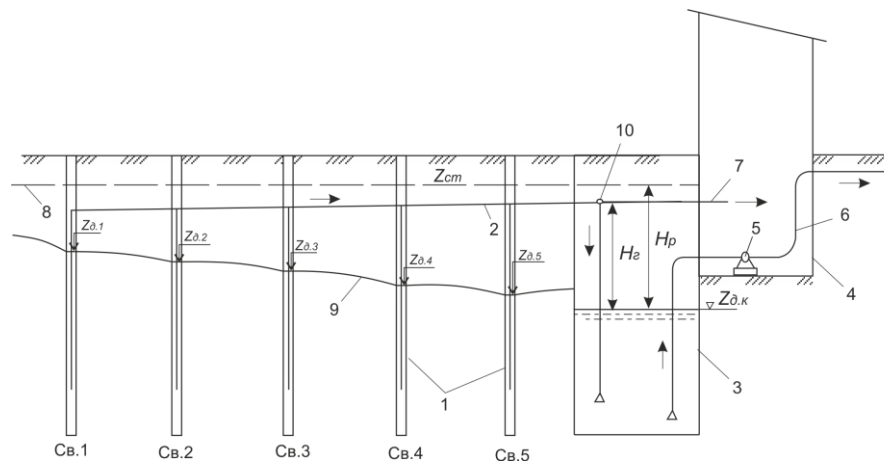


Рис. 3.7 Розрахункова схема забору води з п'яти взаємодійних свердловин і транспортування її гілкою 1 сифонного водоводу до збірного колодязя ДК1: 1 – свердловина; 2 – сифонний водовід; 3 – водоприймальний колодязь; 4 – насосна станція; 5 – відцентровий насос з горизонтальним валом; 6 – напірний трубопровід; 7 – труба до вакуум-насоса; 8 – лінія статичного рівня води в пласті; 9 – лінія гідродинамічного рівня води у пласті при відкачуванні води з колодязя; 10 – найвища точка сифонного водоводу

Ці розрахунки виконують після завершення ітераційних обчислень. Спочатку визначаємо втрати напору на ділянках водоводу за формулою:

$$h_{v,i} = S_i Q_{v,i}^2,$$

де S_i – гідравлічний опір ділянки водоводу, по якій проходить витрата $Q_{v,i}$

Для гілки 1 сифонного водоводу:

$$h_{v,1-2} = 0,0135024694 \cdot 7,91^2 = 0,84 \text{ м.}$$

$$h_{6.2-3} = 0,00078204532 \cdot (7,91 + 12,36)^2 = 0,32 \text{ м};$$

$$h_{6.3-4} = 0,00070966 \cdot (7,91 + 12,36 + 14,15)^2 = 0,84 \text{ м};$$

$$h_{6.4-5} = 0,00066920938 \cdot (7,91 + 12,36 + 14,15 + 20,95)^2 = 2,05 \text{ м};$$

$$h_{6.5-ДК} = 0,00009073596 \cdot 94,79^2 = 0,82 \text{ м};$$

Для гілки 2 сифонного водоводу:

$$h_{6.10-9} = 0,0135024694 \cdot 7,67^2 = 0,79 \text{ м}.$$

$$h_{6.9-8} = 0,00078204532 \cdot (7,67 + 12,21)^2 = 0,31 \text{ м};$$

$$h_{6.8-7} = 0,00070966 \cdot (7,67 + 12,21 + 14,34)^2 = 0,83 \text{ м};$$

$$h_{6.7-6} = 0,00066920938 \cdot (7,67 + 12,21 + 14,34 + 21,39)^2 = 2,07 \text{ м};$$

$$h_{6.6-ДК} = 0,00009073596 \cdot 95,72^2 = 0,83 \text{ м};$$

Відмітки динамічного рівня води в свердловинах, визначаємо як

$$Z_{\partial,i} = Z_{cm} - \square \Delta h_{c,i}, \text{ м}.$$

$$Z_{\partial,1} = 200,7 - 0,70 = 200 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,2} = 200,7 - 1,23 = 199,47 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,3} = 200,7 - 1,50 = 199,2 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,4} = 200,7 - 2,30 = 198,4 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,5} = 200,7 - 4,47 = 196,23 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,6} = 200,7 - 4,55 = 196,15 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,7} = 200,7 - 2,36 = 198,34 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,8} = 200,7 - 1,57 = 199,13 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,9} = 200,7 - 1,33 = 199,37 \text{ м};$$

$$Z_{\partial,10} = 200,7 - 0,83 = 199,87 \text{ м}.$$

Висота розташування найвищої точки сифону (позначена як точка 10 на рис. 7) над найнижчим (динамічним) рівнем води у колодязі $Z_{\partial,k}$ визначається за наступним виразом:

$$H_z = H_{\text{вак}} - h_m - \Sigma h ,$$

де $H_{\text{вак}}$ – допустимий вакуум в сифоні (приймаємо 8 м); $h_m = 0,1$ м – втрати напорів у низхідній ділянці водоводу від точки 10 до низу колодязя; Σh – сумарні втрати напорів у сифонному водоводі, що становлять різницю відміток динамічного рівня води в останній свердловині та збірному колодязі.

$$\text{Для гілки 1: } \Sigma h = Z_{\partial,1} - Z_{\partial,k}; \quad \text{для гілки 2: } \Sigma h = Z_{\partial,10} - Z_{\partial,k};$$

Відмітка динамічного рівня води в колодязі:

$$\text{- для гілки 1: } Z_{\partial,k,1} = Z_{cm} - H_{p,1} = 200,7 - 5,30 = 195,4 \text{ м};$$

$$\text{- для гілки 2: } Z_{\partial,k,2} = Z_{cm} - H_{p,2} = 200,7 - 5,40 = 195,3 \text{ м}.$$

Оскільки обидві гілки водоводів з'єднані з одним колодязем, для подальших розрахунків ми обираємо нижче з двох визначених значень позначок динамічного рівня води в цьому колодязі ($Z_{\partial,k} = 195,3$ м).

Таким чином, втрати напорів в сифонному водоводі становлять:

$$\text{- для гілки 1: } \Sigma h = Z_{\partial,1} - Z_{\partial,k} = 200 - 195,3 = 4,7 \text{ м};$$

$$\text{- для гілки 2: } \Sigma h = Z_{\partial,10} - Z_{\partial,k} = 199,87 - 195,3 = 4,57 \text{ м}.$$

а висота розташування найвищої точки сифону складає:

$$\text{- для гілки 1: } H_z = 8 - 0,1 - 4,7 = 3,2 \text{ м};$$

$$\text{- для гілки 2: } H_z = 8 - 0,1 - 4,57 = 3,33 \text{ м}.$$

На профіль сифонного водозабору ділянки 1 протифільтраційної завіси, який охоплює гілки водоводів 1 і 2 (рис. 8), ми наносимо результати проведених розрахунків. Далі будуюмо лінію гідродинамічного напорів в пласті при відкачуванні води насосами зі збірного колодязя. Ця вода надходить двома гілками водоводів із загальною витратою $Q_H = 94,79 + 95,72 = 190,51$ л/с.

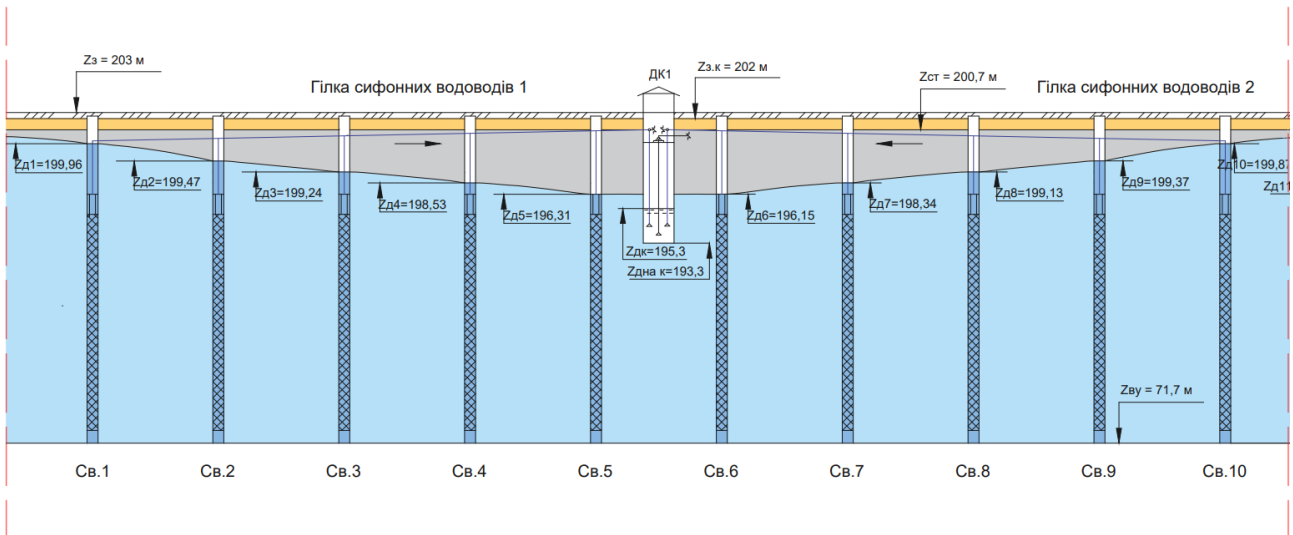


Рис. 3.8 Профіль сифонного водозабору ділянки 1 протифільтраційної завіси

Результати розрахунку гілки 4 сифонних водоводів на ділянці 2 протифільтраційної завіси будуть такими ж, як і для гілки 1 ділянки 1, оскільки обидві ці гілки є кінцевими. Єдина відмінність полягатиме в дзеркальному відображенні свердловин гілки 4 відносно збірного колодязя ДК2 на схемі.

Враховуючи це, ми можемо побудувати профіль по всьому контуру лінії протифільтраційної завіси. Він включатиме 20 свердловин, 2 водозбірні колодязі та 4 гілки сифонних водоводів. Цей профіль, побудований у масштабі з усіма запроектованими спорудами, розрахунковими позначками та рівнями води в пласті, свердловинах і колодязях, буде винесений на лист креслень.

3.9 Визначення розмірів водозбірного колодязя та параметрів насоса

Розміри колодязя повинні забезпечувати оптимальні умови для подачі води до всмоктувальної труби насоса. При цьому слід врахувати розташування подавальних труб діаметром 280 мм, які йдуть від гілок сифонного збірного водоводу і транспортують воду з дренажних свердловин. Забір води з колодязя може здійснюватися одним або кількома насосами. Для підвищення надійності системи та можливості використання дренажної води для різних потреб, на насосній станції передбачаємо встановлення двох відцентрових насосів з горизонтальним валом. У такому випадку діаметри всмоктувальних і напірних труб, підведених до них, також встановлюємо 280 мм. Оскільки в колодязі буде розташовано чотири труби однакового діаметру (дві подавальні та дві

всмоктувальні), його доцільніше скомпонувати у вигляді квадратної камери в плані (рис. 9).

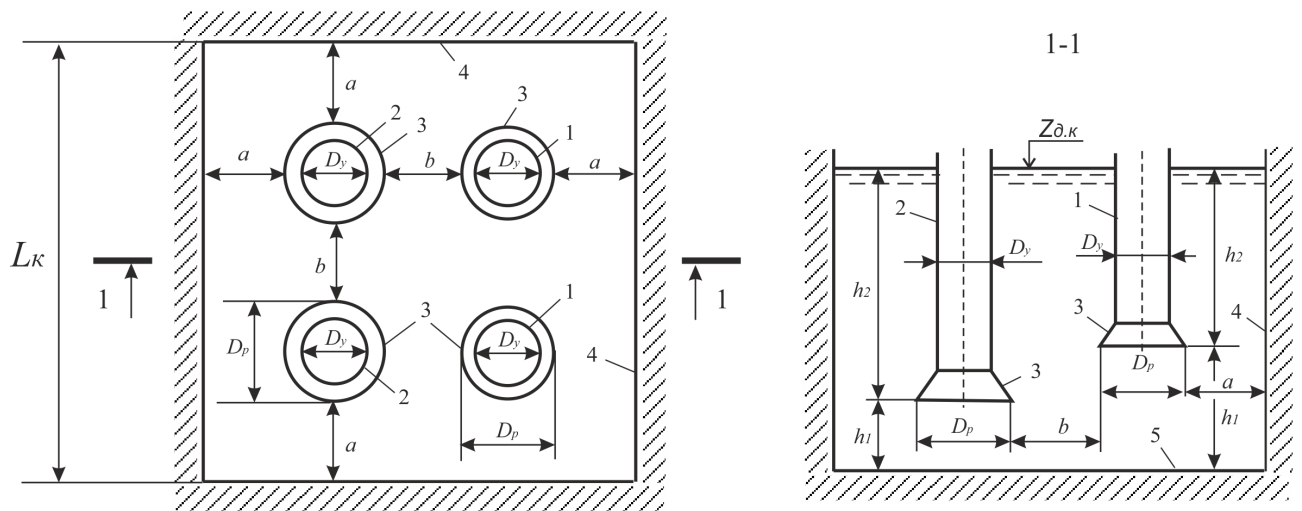


Рис. 3.9 Схема до визначення розмірів водозбірної камери:

1 – подавальна труба; 2 – всмоктувальна труба; 3 – розтруб; 4 – стінки камери;
5 – дно камери

Щоб запобігти підсмоктуванню повітря у всмоктувальну трубу насоса, глибина занурення її вхідного отвору під найнижчий (динамічний) рівень води у всмоктувальній камері має бути $h_2 \geq 2D_p$. Тут D_p – це діаметр розтруба, який дорівнює $(1,3-2)D_y$, де $D_y = 280$ мм – діаметр труби.

Для всмоктувальної труби приймаємо $D_p = 2 \cdot 280 = 560$ мм = 0,56 м.

Отже $h_2 = 2D_p = 2 \cdot 560 = 1120$ мм = 1,12 м.

Для подавальної труби приймаємо $D_p = 1,4 \cdot 280 = 392$ мм = 0,39 м.

Тоді для неї $h_2 = 2D_p = 2 \cdot 392 = 784$ мм = 0,78 м.

Від дна камери вхідний отвір всмоктувальної труби повинен бути розташований на висоті $h_1 \geq 0,8D_p$, але не менш ніж 0,5 м.

Приймаємо $h_1 = 0,78$ м. Отже $\Sigma h = h_2 + h_1 = 1,12 + 0,74 = 1,86$ м.

Для подавальної труби $h_1 = \Sigma h - 0,78 = 1,08$ м.

Від стін камери труби необхідно розміщувати на відстані $a \geq 0,75D_p$.

Приймаємо $a = 0,5$ м.

Оскільки в одному колодязі розташовується більше двох труб, то відстань між ними (для запобігання їх взаємодії) має бути $b \geq 1,5D_p$.

Приймаємо $b = 1,0$ м.

Таким чином, довжина і ширина камери має становити щонайменше

$$L_k = 0,5 + 0,56 + 1,0 + 0,56 + 0,5 = 3,12 \text{ м.}$$

Конструктивно призначаємо внутрішні розміри камери у плані 4,0 x 4,0 м, а товщину плити днища δ та зовнішніх стінок – 0,8 м.

Загальна глибина підземної частини водозбірної камери, що залежить від положення динамічного рівня води у ній $Z_{\partial,k}$ відносно поверхні землі $Z_{з,k}$, а також значення Σh , визначається за формулою

$$H_k = Z_{з,k} - Z_{\partial,k} + \Sigma h = 202 - 195,3 + 1,86 = 8,56 \text{ м.}$$

Тоді відмітка дна камери

$$Z_{\text{дна},k} = Z_{з,k} - H_k = 202 - 8,56 = 193,44 \text{ м.}$$

Камеру об'єднуємо з приміщенням насосної станції. Над підземною частиною споруди плануємо зведення службового павільйону для моніторингу та управління системою.

Відцентрові насоси з горизонтальним валом, призначені для відкачування води з камери, слід підбирати відповідно до розрахункових значень витрати та напору.

Напір насоса залежить від геометричної висоти водопідйому та втрат напору. Ці втрати виникають як на самій насосній станції, так і під час транспортування розрахункових об'ємів води напірною лінією.

Таким чином, розрахункові параметри насоса (за витратою та напором) залежатимуть від того, куди саме буде спрямовуватися вода після відкачування

з камери. Вона може повертатися у водосховище або використовуватися для технічного водопостачання, зрошення, виробничих, протипожежних чи інших потреб споживачів населеного пункту, включаючи можливість її доочищення до необхідних стандартів якості. Наприклад, для ДК1 було б доцільно розглянути направлення відкачаної дренажної води на виробничі потреби розташованого поруч промислового підприємства, але для цього потрібна інформація про особливості виробничих процесів.

Окрім основного насосного обладнання, необхідно передбачити вакуум-насос для відкачування повітря та створення вакууму в сифонному водоводі. Також потрібні засоби для періодичного очищення дна водозбірної камери від осаду та запобігання затопленню приміщення насосної станції.

РОЗДІЛ 4:
ЗОВНІШНІ МЕРЕЖІ ВОДОПОСТАЧАННЯ МІСТА

Консультант / _____ /

Здобувач(ка) / _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

4.1 Визначення розрахункових добових витрат води

Процес визначення розрахункових добових витрат води для міських населених пунктів розпочинається з оцінки обсягів водоспоживання їхнім населенням, дані щодо якого представлено у Таблиці 1.

Розрахункова (середньорічна) добова витрата води, необхідна для задоволення господарсько-питних потреб населення кожного житлового району міста, обчислюється за допомогою наступної формули:

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

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 [1] (додаток 1 методичних вказівок).

Розрахункові обсяги води, призначені для задоволення господарсько-питних потреб населення, які припадають на добу максимального та мінімального водоспоживання, визначаються на основі наступних виразів:

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

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

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

Таблиця 1

Водоспоживання населення міста

Райони міста	N, осіб	q _ж , л/ос·добу	Q _{доб.ср} , м ³ /добу	K _{доб.мах}	Q _{доб.мах} , м ³ /добу	K _{доб.мін}	Q _{доб.мін} , м ³ /добу
I	26000	2600	6760	1,2	8112	0,8	5408
II	12000	220	2640	1,2	3168	0,8	2112
Разом	38000	-	9400	-	12280	-	7520

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

Таблиця 2

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	$q_v, \text{ м}^3/\text{од}$	$N_{\text{прод}}, \text{ од./зміну}$	$Q_v, \text{ м}^3/\text{зміну}$
М'ясокомбінат	1	т	12	250	3000
	2	-	-	-	-
	3	-	-	-	-
	Всього			250	3000
Віскозної текстильної нитки	1	т	15	155	2325
	2	т	15	145	2175
	3	-	-	-	-
	Всього			300	4500
Виробництво емальованих ванн	1	т	90	20	1800
	2	т	90	15	1350
	3	т	90	15	1350
	Всього			50	4500
Разом					12000

Розрахунок витрат води на виробничі потреби підприємств базується на обсязі продукції, що випускається за кожну робочу зміну, а також на питомих витратах води для технологічних процесів (відповідно до поставленого завдання). При цьому, перша зміна роботи підприємства вважається максимальною за споживанням води.

Витрати води на господарсько-питні потреби працівників на підприємствах протягом зміни передбачаються у таких обсягах:

- Для гарячих цехів: $q_r - 45 \text{ л/особу}$;
- Для холодних цехів: $q_x - 25 \text{ л/особу}$.

Кількість працівників, які користуються душем, визначається відповідно до завдання. Витрата води на 1 особу для душу ($q_{\text{душ}}$) на кожному підприємстві

призначається з Додатка 2 методичних вказівок, що залежить від характеру виробничих процесів.

Для переведення літрів у кубічні метри (м) при визначенні загальної витрати Q, добуток кількості споживачів (N) на питому витрату води (q) необхідно розділити на 1000.

Таблиця 3

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття душу

№ під-приємства	№ 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	140	-	45	-	140	25	3.5	3.5	-	-	-	
	2	-	-		-	-		-	-	-		-	-
	3	-	-		-	-		-	-	-		-	-
	Σ	140	-	-	-	140	-	3.5	3.5	-	-	-	
2	1	460	138	45	6.21	322	25	8.05	14.26	276	25	6.9	
	2	440	132		5.94	308		7.7	14.64	264		6.6	
	3	-	-		-	-		-	-	-		-	
	Σ	900	270	-	12.15	630	-	15.75	27.9	540	-	13.5	
3	1	800	480	45	21.6	320	25	8	29.6	640	53.5	34.24	
	2	750	450		20.25	300		7.5	27.75	600		32.1	
	3	750	450		20.25	300		7.5	27.75	600		32.1	
	Σ	2300	72	-	62.1	920	-	23	85.1	1840	-	98.44	
Разом	-	3340	1650	-	74.25	1690	-	42.25	116.5	2380	-	111.94	

З огляду на відсутність детальних даних щодо площ за видами благоустрою, максимальний добовий обсяг водоспоживання для поливу вулиць та зелених насаджень (як зазначено в Таблиці 4) розраховується на основі кліматичного району та чисельності населення населеного пункту. Цей розрахунок здійснюється відповідно до Додатка 3.2 методичних вказівок.

Таблиця 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	26000	50	1300
II	12000	50	600
Разом	38000	-	1900

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

Таблиця 5

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	6760	8112	5408
	Невраховані витрати	676	811.2	540.8
	Разом	7436	8923.2	5948.8
2	Населення II району	2640	3168	2112
	Невраховані витрати	264	316.8	211.2
	Разом	2904	3484.8	2323.2
3	Підприємство 1			
	Виробничі потреби	3000	3000	3000
	Господарсько-питні	3.5	3.5	3.5
	Душові	-	-	-
	Разом	3003.5	3003.5	3003.5
4	Підприємство 2			
	Виробничі потреби	4500	4500	4500
	Господарсько-питні	27.9	27.9	27.9
	Душові	13.5	13.5	13.5
	Разом	4541.4	4541.4	4541.4
5	Підприємство 3			
	Виробничі потреби	4500	4500	4500

	Господарсько-питні	85.1	85.1	85.1
	Душові	98.44	98.44	98.44
	Разом	4683.54	4683.54	4683.54
	Полив			
6	I район	650	1300	0
	II район	300	600	0
	Разом	950	1900	0
Всього по місту		23518.44	26536.44	20500.44

Згідно з положеннями ДБН, обсяг водоспоживання для потреб місцевої промисловості, а також невраховані витрати води, встановлюються у розмірі 10% від загальних витрат води на господарсько-питні потреби населеного пункту.

Середньодобові витрати води для поливу вулиць і зелених насаджень приймаються на рівні 50% від обсягу води, що використовується для цих потреб у добу максимального водоспоживання. Слід зазначити, що у добу мінімального водоспоживання полив не здійснюється.

4.2 Визначення погодинних витрат води

Для кожного району міста необхідно розрахувати максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності водоспоживання населенням:

$$K_{г.маx} = \alpha_{маx} \cdot \beta_{маx} ;$$

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

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

I район:

$$K_{г.маx.I} = 1.43 ;$$

II район:

$$K_{г.маx.II} = 1.5$$

Розподіл сумарних витрат води за годинами здійснюється для доби максимального водоспоживання, як це представлено в Таблиці 6.

Погодинні витрати води для населення кожного з районів міста обчислюються на основі графіків водоспоживання аналогічних водопроводів (Додаток 5 методичних вказівок). Для першого району містар приймаємо коефіцієнт $K_{г.маx} = 1,4$ а для другого $K_{г.маx} = 1,5$

Витрати води на виробничі та господарсько-питні потреби підприємств вважаються рівномірними протягом зміни. Для всіх підприємств встановлюється 8-годинна зміна, при цьому перша зміна починається о 8:00. Важливо зазначити, що вода в душових споживається протягом 45 хвилин після закінчення кожної зміни.

Розподіл витрат води на полив зелених насаджень, вулиць і площ здійснюється з урахуванням вимог ДБН. Згідно з ними, полив має проводитися в години мінімального та середнього водоспоживання.

Графік водоспоживання за годинами доби (Рис. 1) будується на основі сумарних погодинних витрат, які вказані у графі 22 Таблиці 6.

Визначення погодинних витрат у місті

Години 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	ра-зом	ви-роб-ничі	госп-питні	ду-шові	ра-зом	ви-роб-ничі	госп-питні	ду-шові	ра-зом		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	2,5	223,08	1	34,848	257,93							6,60	6,60	168,75	3,47	32,10	204,32	468,85				468,85	
1-2	2,65	236,46	1	34,848	271,31									168,75	3,47		172,22	443,53				443,53	
2-3	2,2	196,31	1	34,848	231,16									168,75	3,47		172,22	403,38				403,38	
3-4	2,25	200,77	1	34,848	235,62									168,75	3,47		172,22	407,84				407,84	
4-5	3,2	285,54	2	69,696	355,24									168,75	3,47		172,22	527,46				527,46	
5-6	3,9	348,00	3	104,544	452,55									168,75	3,47		172,22	624,77	162,5	120		907,27	
6-7	4,5	401,54	5	174,24	575,78									168,75	3,47		172,22	748,00	162,5	120		1030,50	
7-8	5,1	455,08	6,5	226,512	681,60									168,75	3,47		172,22	853,81	162,5			1016,31	
8-9	5,35	477,39	6,5	226,512	703,90	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70	32,10	260,80	1632,55				1632,55	
9-10	5,85	522,01	5,5	191,664	713,67	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1610,22				1610,22	
10-11	5,35	477,39	4,5	156,816	634,21	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1530,75				1530,75	
11-12	5,25	468,47	5,5	191,664	660,13	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1556,68				1556,68	
12-13	4,6	410,47	7	243,936	654,40	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1550,95				1550,95	
13-14	4,4	392,62	7	243,936	636,56	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1533,10				1533,10	
14-15	4,6	410,47	5,5	191,664	602,13	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1498,68				1498,68	
15-16	4,6	410,47	4,5	156,816	567,28	375	0,44		375,44	290,625	1,78		292,41	225	3,70		228,70	1463,83				1463,83	
16-17	4,9	437,24	5	174,24	611,48					271,875	1,71	6,90	280,48	168,75	3,47	34,24	206,46	1098,42				1098,42	
17-18	4,6	410,47	6,5	226,512	636,98					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	1082,78				1082,78	
18-19	4,7	419,39	6,5	226,512	645,90					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	1091,70				1091,70	
19-20	4,5	401,54	5	174,24	575,78					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	1021,58	162,5			1184,08	
20-21	4,4	392,62	4,5	156,816	549,44					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	995,24	162,5			1157,74	
21-22	4,2	374,77	3	104,544	479,32					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	925,12	162,5	120		1207,62	
22-23	3,7	330,16	2	69,696	399,85					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	845,65	162,5	120		1128,15	
23-24	2,7	240,93	1	34,848	275,77					271,875	1,71		273,58	168,75	3,47		172,22	721,57	162,5	120		1004,07	
Всього	100	8923,2	100	3484,8	12408,00	3000	3,5	0	3003,50	4500	27,90	6,90	4541,40	4500,00	85,10	98,44	4683,54	24636,44	1300	600		26536,44	

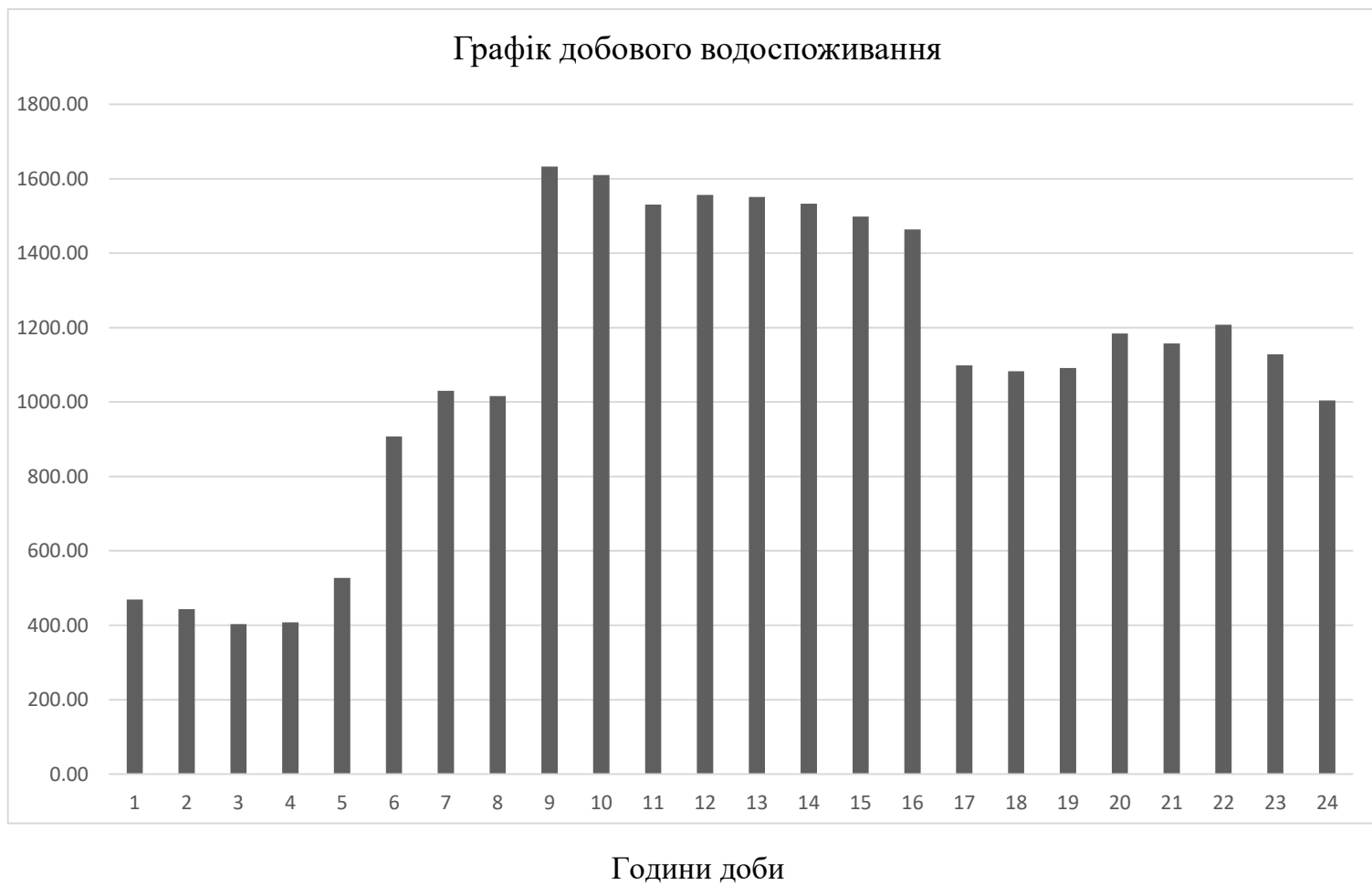


Рис. 4.1 Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Графік роботи насосів, що подають воду до водопровідної мережі, встановлюється як триступеневий (Рис. 1). При цьому, подача води насосами першого підйому (НС-I) та тривалість функціонування кожної ступені на насосній станції другого підйому (НС-II) призначаються таким чином:

Таблиця 7

Визначення подачі насосів на насосних станціях

Насосна станція	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м ³ /год	Подача, м ³ /добу
НС - II 1 ступінь	5	450,212	2251,06
НС - II 2 ступінь	11	1082,604	11908,64
НС - II 3 ступінь	8	1547,095	12376,76
НС - I	24	1105,68	26536,46

4.3 Трасування водопровідної мережі

На плані міста першочергово визначаються місця підключення водоводів від насосної станції другого підйому (НС-II), після чого здійснюється трасування магістральної водопровідної мережі. Діаметри розподільних ліній закладаються конструктивно і становлять 100 мм.

Далі, намічаються та нумеруються вузли магістральної мережі. Ці вузли розташовуються у точках перетину магістралей, у місцях підключення великих споживачів (підприємств), а також у точках приєднання водоводів до магістральної мережі. Після цього фіксуються довжини ділянок мережі між вузлами.

Водоводи, що прямують від НС-II до магістральної водопровідної мережі, проектується у дві паралельні нитки. Ці нитки підключаються до вузла 6 (як показано на Рис. 2).

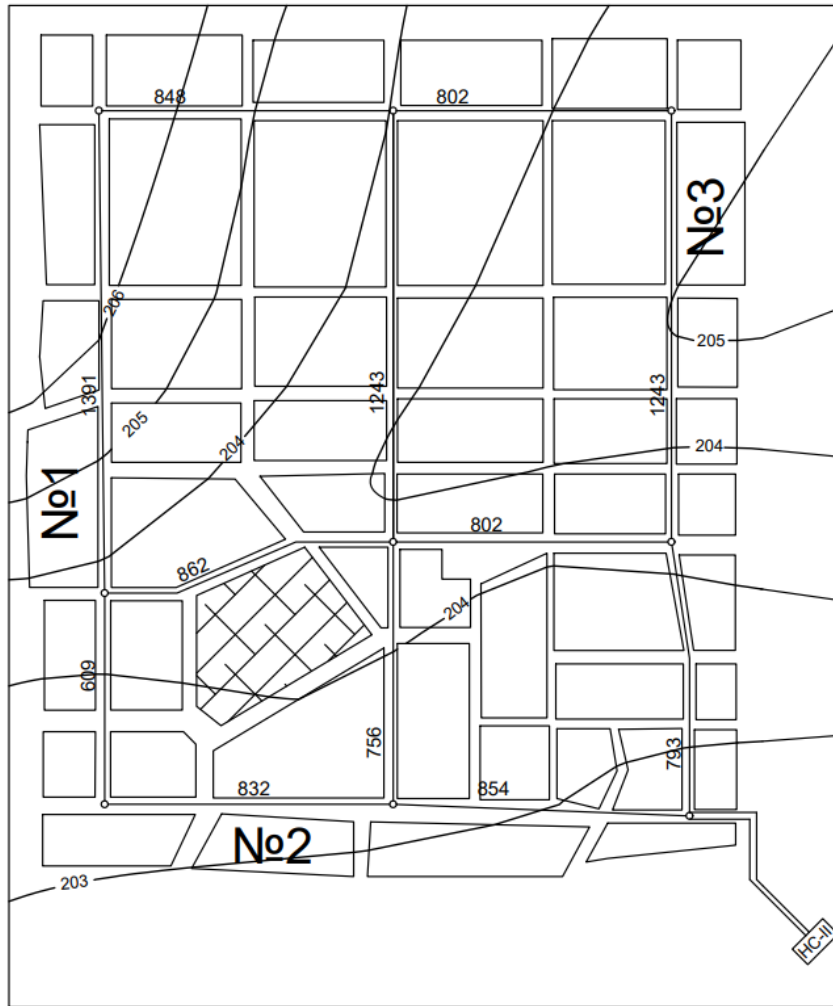


Рис. 4.2 Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

4.4 Визначення місткості регулюючих споруд

Таблиця 8

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	Qнс-І, м ³ /год	Qнс-ІІ, 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	1105,68	468,85	636,83	0	636,83
1-2	1105,68	443,53	662,15	0	1298,98
2-3	1105,68	403,38	702,3	0	2001,28
3-4	1105,68	407,84	697,84	0	2699,12
4-5	1105,68	527,46	578,22	0	3277,34

5-6	1105,68	907,27	198,41	0	3475,75
6-7	1105,68	1030,5	75,18	0	3550,93
7-8	1105,68	1016,31	89,37	0	3640,3
8-9	1105,68	1632,55	0	526,87	3113,43
9-10	1105,68	1610,22	0	504,54	2608,89
10-11	1105,68	1530,75	0	425,07	2183,82
11-12	1105,68	1556,68	0	451	1732,82
12-13	1105,68	1550,95	0	445,27	1287,55
13-14	1105,68	1533,1	0	427,42	860,13
14-15	1105,68	1498,68	0	393	467,13
15-16	1105,68	1463,83	0	358,15	108,98
16-17	1105,68	1098,42	7,26	0	116,24
17-18	1105,68	1082,78	22,9	0	139,14
18-19	1105,68	1091,7	13,98	0	153,12
19-20	1105,68	1184,08	0	78,4	74,72
20-21	1105,68	1157,74	0	52,06	22,66
21-22	1105,68	1207,62	0	101,94	-79,28
22-23	1105,68	1128,15	0	22,47	-101,75
23-24	1105,68	1004,074	101,61	0	-0,14
Всього	26536,32	26536,46	3786,05	3786,19	

$$W_{\text{рег.р}} = 3640,3 + 101,75 = 3742,05 \text{ м}^3.$$

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 $W_{\text{в.п}} = 0,06 \cdot Q_{\text{доб.мах}} = 0,06 \cdot 26536,46 = 1592,19 \text{ м}^3$); $W_{\text{пож.р}}$ – 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 І категорії; $q_{\text{п}}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, ($q_{\text{п}} = 2 \cdot 25 = 50$ л/с з додатка 6 методичних вказівок); $Q_1 = 1105,68 \text{ м}^3/\text{год}$ – подача води НС-І в РЧВ; $3,6$ – коефіцієнт переведення л/с у $\text{м}^3/\text{год}$; $W_{\text{госп}} = 1632,55 + 1610,22 + 1530,75 = 4773,52 \text{ м}^3$ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання (графа 19 табл.6).

$$W_{\text{пож.р}} = 3 \cdot (3,6 \cdot 50 - 1105,68) + 4773,52 = 1996,48 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{рчв}} = 3742,05 + 1996,48 + 1592,19 = 7330,72 \text{ м}^3.$$

За додатком 8 приймаємо два прямокутні 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:

$$\text{– регулюючого } h_{\text{рег.р}} = W_{\text{р.р}} / nF_{\text{рчв}} = 3742,05 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 2,16 \text{ м};$$

$$\text{– пожежного } h_{\text{пож.р}} = 1996,48 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 1,15 \text{ м};$$

$$\text{– на власні потреби } h_{\text{в.п}} = 1592,19 / 2 \cdot 36 \cdot 24 = 0,92 \text{ м}.$$

Відмітка максимального рівня води в резервуарі:

$$Z_{\text{max.р}} = Z_{\text{з.р}} + \Delta h_{\text{р}} = 202,0 + 1,0 = 203,0 \text{ м},$$

де $Z_{\text{з.р}}$ – відмітка поверхні землі в місці знаходження майданчика РЧВ і НС-ІІ, м;

$\Delta h_{\text{р}}$ – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, м.

Відмітка дна РЧВ:

$$Z_{\text{д.р}} = Z_{\text{max.р}} - h_{\text{р}} = 203,0 - 4,84 = 198,16 \text{ м},$$

Відмітка мінімального рівня води в РЧВ:

$$Z_{\text{min.р}} = Z_{\text{max.р}} - h_{\text{рег.р}} - h_{\text{в.п}} = 203,0 - 2,16 - 0,92 = 199,92 \text{ м}.$$

4.5 Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води

Оскільки проєктом передбачено безбаштову схему водопостачання міста, перевірка мережі здійснюється для трьох розрахункових режимів у добу максимального водоспоживання. Ці режими включають:

- години максимального водовідбору з мережі (години 8-9, згідно з Таблицею 6);
- години мінімального водовідбору (години 23-24, згідно з Таблицею 6);
- режим гасіння пожежі при максимальному водовідборі.

Для виконання гідравлічного розрахунку магістральної водопровідної мережі, витрати води на різні потреби, що відповідають годинам максимального та мінімального водоспоживання (виписані з Таблиці 6), необхідно перевести в секундні витрати. Це здійснюється шляхом ділення відповідних значень на 3,6. Отримані результати заносяться до Таблиці 9.

Таблиця 9

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	477,39	226,512	375,44	292,41	260,80	0	0	1632,552
л/с	132,6	62,92	104,29	81,22	72,44	0	0	453,47
година мінімального водоспоживання								
м ³ /Год	196,31	34,848	0	0	172,22	0	0	403,34
л/с	54,53	9,68	0	0	47,84	0	0	112,05

Визначення секундних витрат живлення мережі для трьох розрахункових режимів.

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів	
м ³ /Год	max	1632,552	1632,552	
л/с		453,47	453,47	
м ³ /Год	min	403,34	403,34	
л/с		112,05	112,05	
м ³ /Год	max+пож	1812,49	1812,49	
л/с		453,47+50=503,47	503,47	

4.6 Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

На основі плану міста необхідно обчислити фактичну та розрахункову довжину ділянок магістральних ліній мережі, що обмежені вузлами.

Окремо для кожного району міста визначається фактична та розрахункова довжина магістральної водопровідної мережі (L_I і L_{II}). Ця довжина розраховується як сума розрахункових довжин ділянок у відповідному районі, і всі дані заносяться до Таблиці 11.

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

- при максимальному водоспоживанні

$$q_{пит.I} = \frac{q_{нас.I} + q_{пол.I}}{L_I} = \frac{136,2 + 0}{6359} = 0,02085 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{пит.II} = \frac{q_{нас.II} + q_{пол.II}}{L_{II}} = \frac{62,92 + 0}{4669} = 0,0134761 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

- при мінімальному водоспоживанні:

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{54.53 + 0}{6359} = 0,00857525 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{9.68 + 0}{4669} = 0,00207325 \text{ л/с} \cdot \text{м};$$

Для кожної розрахункової ділянки (здійснюючи розрахунок окремо для кожного району) дорожні витрати води ($q_{\text{д}}$) визначаються як добуток питомої витрати води ($q_{\text{пит}}$) для конкретного режиму на розрахункову довжину ділянки. Отримані результати заносяться до Таблиці 11.

Таблиця 11

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_{\text{д.мах}}$, л/с	$q_{\text{д.транз}}$, л/с
Район ІІ				
9-5	862,00	431,00	5,8081991	0,89357075
5-4	802,00	401,00	5,4039161	0,83137325
4-6	793,00	793,00	10,6865473	1,64408725
6-7	854,00	854,00	11,5085894	1,7705555
7-5	756,00	756,00	10,1879316	1,567377
7-8	832,00	832,00	11,2121152	1,724944
8-9	602,00	602,00	8,1126122	1,2480965
Разом	5501	L_{ІІ} = 4669,00	62,9199109	9,68000425
Район І				
4-5	802	401	8,36085	3,43867525
9-5	862	431	8,98635	3,69593275
4-3	1243	1243	25,91655	10,65903575
3-2	802	802	16,7217	6,8773505
2-5	1243	1243	25,91655	10,65903575
2-1	848	848	17,6808	7,271812
1-9	1391	1391	29,00235	11,92817275
Разом	7191	L_І = 6359	132,58515	54,53001475
Всього	12692	11028	195,5050609	64,210019

У Таблиці 12 для кожного розрахункового режиму визначаються вузлові витрати ($q_{\text{вузл}}$). Ці витрати обчислюються як половина суми всіх дорожніх витрат, які прилягають до відповідного вузла, і вимірюються у літрах на секунду (л/с).

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

Повна дорожня витрата лінії, що проходить на межі двох районів, розраховується як сума дорожніх витрат, отриманих для цієї лінії в кожному з відповідних районів.

У зосереджені витрати ($q_{\text{зос}}$) включаються (згідно з Таблицею 9) витрати підприємств ($q_{\text{підпр}}$), які приєднані до вузлів 3, 7 і 9.

Для режиму пожежогасіння, розрахункові витрати води для гасіння пожеж (q) призначаються у вузлах 1 і 2.

Таблиця 12

Визначення вузлових відборів

№ вузла	max			max+пож		min		
	$q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{зос}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{пож}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{вузл}}$, л/с	$q_{\text{зос}}$, л/с	$Q_{\text{вузл}}$, л/с
1	23,341575		23,341575	25	48,341575	9,599992375		9,599992375
2	30,159525		30,159525	25	55,159525	12,40409913		12,40409913
3	21,319125	72,44	93,759125		93,759125	8,768193125	0	8,768193125
4	25,1839317		25,1839317		25,1839317	8,28658575		8,28658575
5	32,3318984		32,3318984		32,3318984	10,54298238		10,54298238
6	11,09756835		11,09756835		11,09756835	1,707321375	0	1,707321375
7	16,4543181	81,22	97,6743181		97,6743181	2,53143825		2,53143825
8	9,6623637		9,6623637		9,6623637	1,48652025		1,48652025
9	25,95475565	104,29	130,2447557		130,2447557	8,882886375	47,84	56,72288638
Разом	195,5050609	257,95	453,4550609	50	503,4550609	64,210019	47,84	112,050019

4.7 Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

Для кожного із розрахункових режимів необхідно створити окрему розрахункову схему мережі (Рис. 3-5). На ці схеми слід нанести:

- номери вузлів та відповідні вузлові відбори;
- витрати водоводів, що надходять від НС-II до мережі;
- номери кілець у мережі.

Після цього намічається напрямок потоків води магістральною мережею та обчислюються розрахункові витрати для кожної окремої лінії.

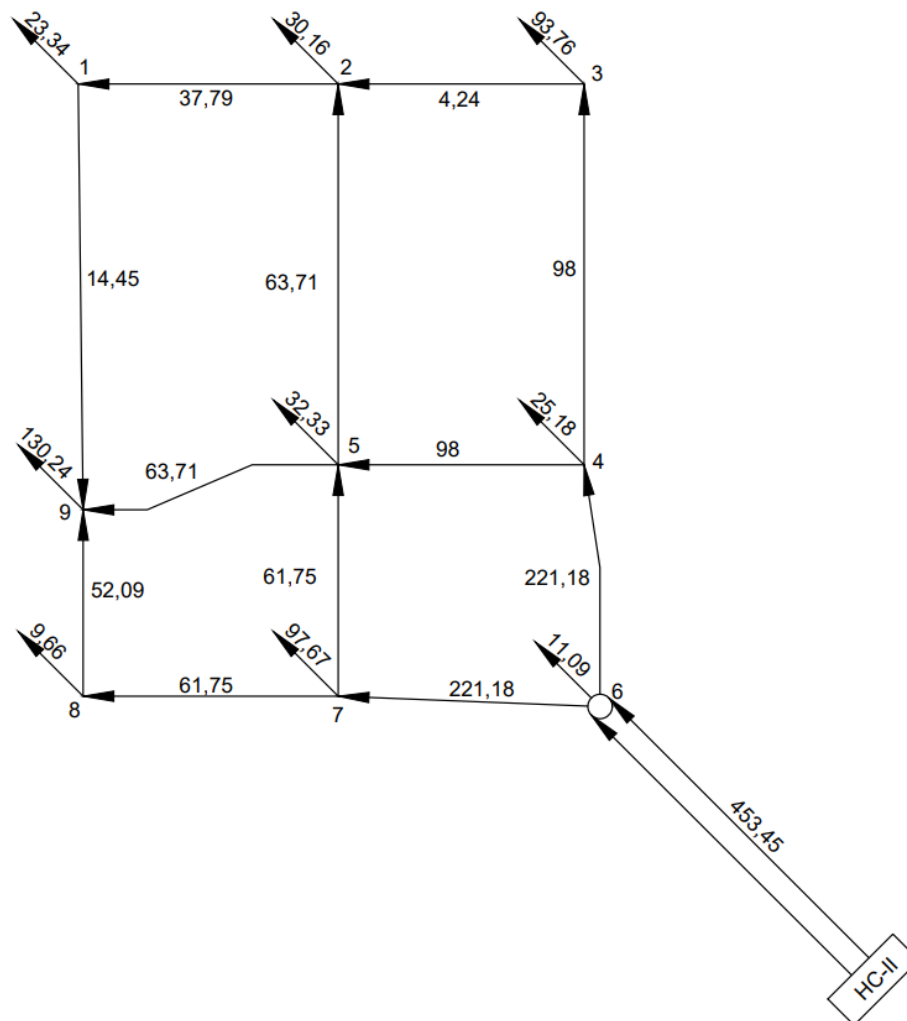


Рис. 4.3 Попередній розподіл витрат води для режиму макс. Водоспоживання

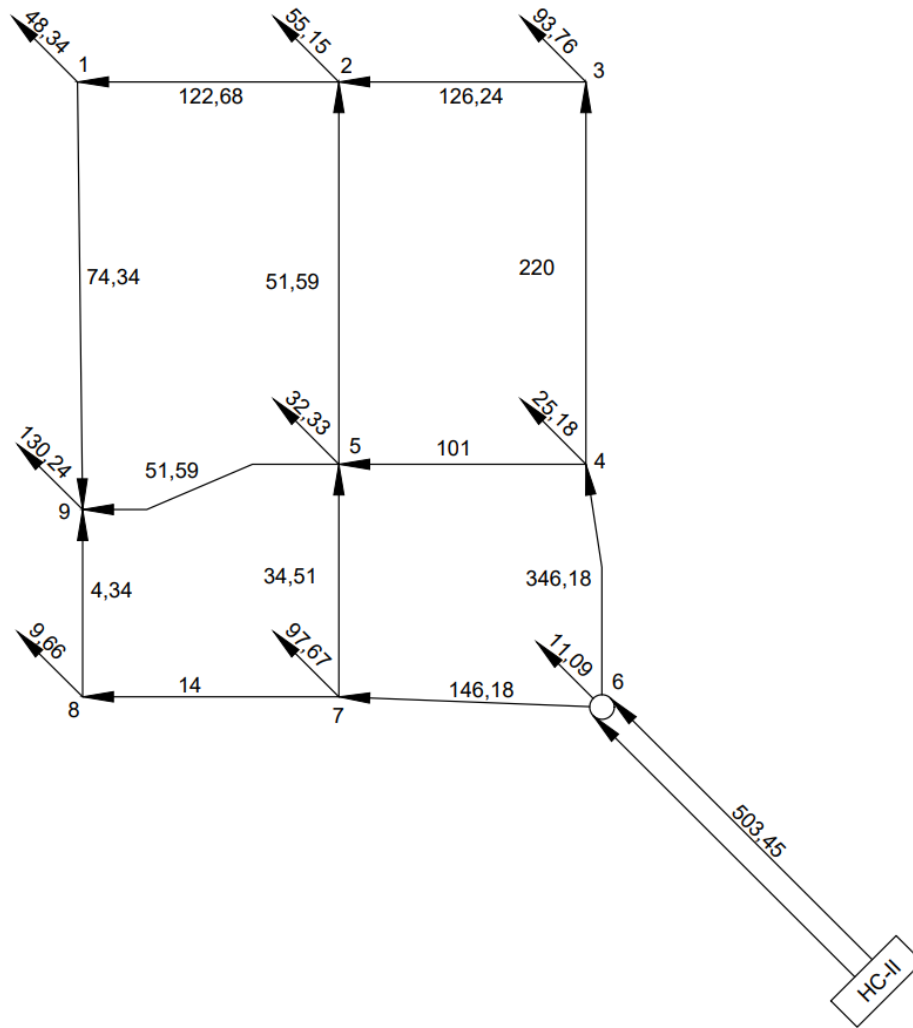


Рис. 4.4 Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

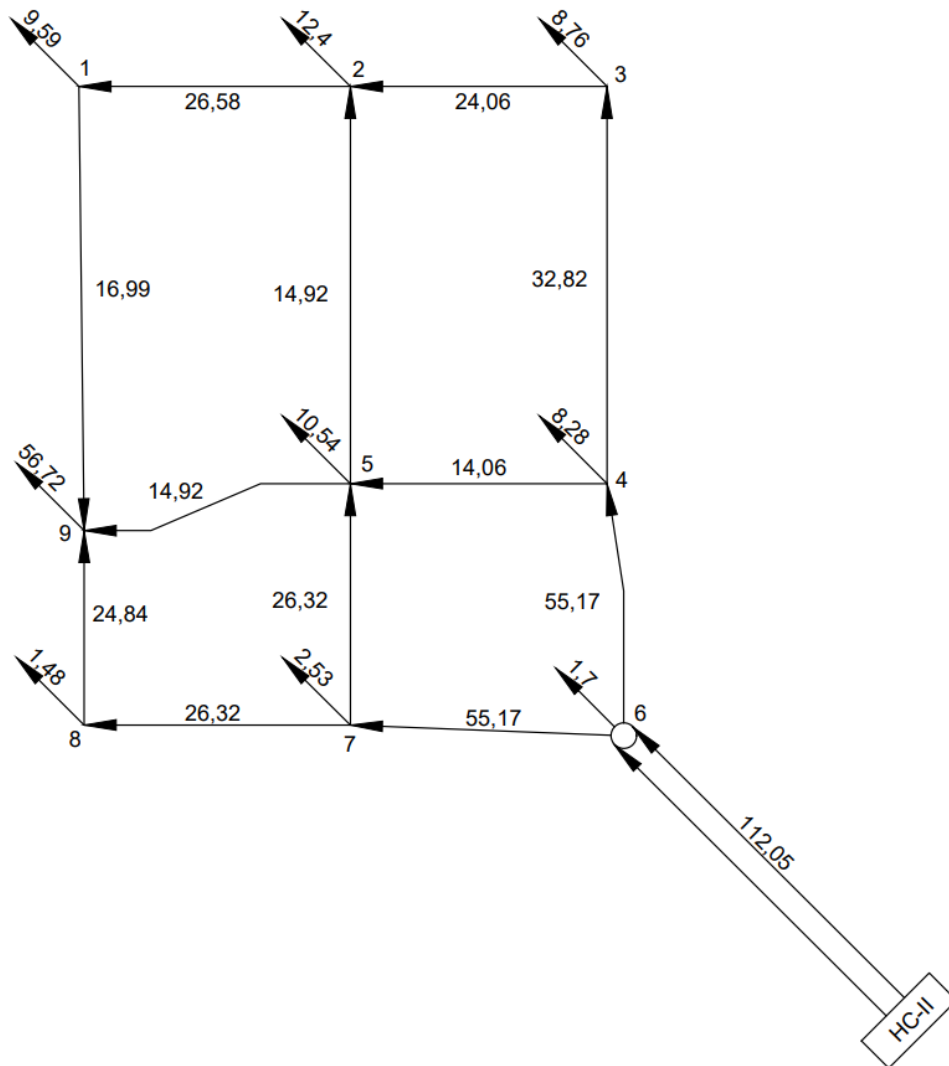


Рис. 4.5 Попередній розподіл витрат води для режиму мінімального водоспоживання

4.8 Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі

Для водопровідної мережі міста передбачається використання чавунних труб.

Виходячи з більшої витрати, що була визначена на ділянках мережі для режимів максимального та мінімального водоспоживання, необхідно обрати економічно вигідні діаметри головних магістральних ліній. Для цього слід скористатися таблицями для гідравлічного розрахунку.

Після призначення діаметрів, важливо перевірити їхню здатність забезпечувати пропуск води в режимі пожежогасіння. Діаметри перемичок призначаються на один сортамент менше, ніж діаметри магістралей, до яких вони примикають. Всі отримані результати фіксуються у Таблицях 13-15.

4.9 Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець

Гідравлічний розрахунок водопроводу виконується для всіх передбачених розрахункових режимів, дані яких містяться в Таблицях 13-15. Втрати напору на ділянках водопровідної мережі визначаються за наступною 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 л/с, то при обчисленнях опір ділянки S потрібно ділити на 1000000.

Поправочну витрату кільця Δq_k визначаємо за формулою

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

де Δh – нев'язка кільця, м.

Якщо знаки нев'язки кільця (Δh) та втрат напору на ділянці (h) збігаються, то поправочна витрата (Δq_k) віднімається від поточної витрати води (q) на даній ділянці. В протилежному випадку поправочна витрата додається.

Також, важливо врахувати поправочну витрату на лініях суміжних кілець (Δq суміжного кільця).

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

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

По контуру мережі допустима нев'язка становить:

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

Таблиця 13. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній поточкорозподіл								
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q
1	1-9	1391	250	14,45	0,29	2,528	1,29	3,261	4536,22	-1	-0,95	0,07
	1-2	848	250	37,79	0,77	2,528	1,066	2,695	2285,23	-1	-3,26	0,09
	2-5	1243	250	63,71	1,30	2,528	1	2,528	3142,30	-1	-12,75	0,20
	5-9	862	250	63,71	1,30	2,528	1	2,528	2179,14	1	8,85	0,14
											Δh кільця =	-8,12
										Δq кільця =	8,27	
2	2-3	802	350	4,24	0,04	0,4365	1,41	0,615	493,60	-1	-0,01	0,00
	3-4	1243	400	98	0,78	0,2189	1,064	0,233	289,51	-1	-2,78	0,03
	4-5	802	300	98	1,39	0,9485	1	0,949	760,70	1	7,31	0,07
	2-5	1243	250	63,71	1,30	2,528	1	2,528	3142,30	1	12,75	0,20
											Δh кільця =	17,27
										Δq кільця =	28,29	
3	4-5	802	300	98	1,39	0,9485	1	0,949	760,70	-1	-7,31	0,07
	4-6	793	450	221,18	1,39	0,1186	1	0,119	94,05	-1	-4,60	0,02
	6-7	854	450	221,18	1,39	0,1186	1	0,119	101,28	1	4,95	0,02
	5-7	756	250	61,75	1,26	2,528	1	2,528	1911,17	1	7,29	0,12
											Δh кільця =	0,34
	□									Δq кільця =	0,71	
4	5-7	756	250	61,75	1,26	2,528	1	2,528	1911,17	-1	-7,29	0,12
	7-8	832	250	61,75	1,26	2,528	1	2,528	2103,30	1	8,02	0,13
	5-9	862	250	63,71	1,30	2,528	1	2,528	2179,14	-1	-8,85	0,14
	8-9	609	200	52,09	1,66	8,092	1	8,092	4928,03	1	13,37	0,26
											Δh кільця =	5,26
										Δq кільця =	4,09	
										Δh контура =	14,75	

перше наближення									
$\Delta q_{\text{кільця}}$	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-8,27		-8,27	6,18	0,13	1,410	4958,19	-1	-0,19	0,03
-8,27		-8,27	29,52	0,60	1,115	2390,27	-1	-2,08	0,07
-8,27	-28,29	-36,56	27,15	0,55	1,130	3550,80	-1	-2,62	0,10
8,27	4,09	12,36	76,07	1,55	1,000	2179,14	1	12,61	0,17
							Δh кільця =	7,72	0,36
							Δq кільця =	10,62	
28,29		28,29	32,53	0,34	1,256	439,69	-1	-0,47	0,01
28,29		28,29	126,29	1,01	1,030	280,26	-1	-4,47	0,04
-28,29	0,71	-27,58	70,42	1,00	1,031	784,28	1	3,89	0,06
-28,29	-8,27	-36,56	27,15	0,55	1,130	3550,80	1	2,62	0,10
							Δh кільця =	1,57	0,20
							Δq кільця =	3,90	
0,71	-28,29	-27,58	70,42	1,00	1,031	784,28	-1	-3,89	0,06
0,71		0,71	221,89	1,40	1,000	94,05	-1	-4,63	0,02
-0,71		-0,71	220,47	1,39	1,000	101,28	1	4,92	0,02
-0,71	4,09	3,38	65,13	1,33	1,000	1911,17	1	8,11	0,12
							Δh кільця =	4,51	0,22
							Δq кільця =	10,12	
4,09	-0,71	3,38	65,13	1,33	1,000	1911,17	-1	-8,11	0,12
-4,09		-4,09	57,66	1,18	1,005	2112,76	1	7,03	0,12
4,09	8,27	12,36	76,07	1,55	1,000	2179,14	-1	-12,61	0,17
-4,09		-4,09	48,00	1,53	1,000	4928,03	1	11,36	0,24
							Δh кільця =	-2,33	0,65
							Δq кільця =	1,80	
							Δh контура =	11,47	

сьоме наближення									
Δq кільця	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
0,26		0,26	21,78	0,44	1,180	4149,41	-1	-1,97	0,09
0,26		0,26	45,12	0,92	1,039	2227,35	-1	-4,54	0,10
0,26	-0,82	-0,55	26,88	0,55	1,134	3563,37	-1	-2,57	0,10
-0,26	0,49	0,22	65,59	1,34	1,000	2179,14	1	9,37	0,14
							Δh кільця =	0,30	0,43
							Δq кільця =	0,34	
0,82		0,82	48,41	0,50	1,150	402,58	-1	-0,94	0,02
0,82		0,82	142,17	1,13	1,011	274,95	-1	-5,56	0,04
-0,82	0,38	-0,44	71,94	1,02	1,029	782,38	1	4,05	0,06
-0,82	0,26	-0,55	26,88	0,55	1,134	3563,37	1	2,57	0,10
							Δh кільця =	0,12	0,21
							Δq кільця =	0,29	
0,38	-0,82	-0,44	71,94	1,02	1,029	782,38	-1	-4,05	0,06
0,38		0,38	239,28	1,51	1,000	94,05	-1	-5,38	0,02
-0,38		-0,38	203,08	1,28	1,000	101,28	1	4,18	0,02
-0,38	0,49	0,11	52,86	1,08	1,020	1948,44	1	5,44	0,10
							Δh кільця =	0,19	0,20
							Δq кільця =	0,46	
0,49	-0,38	0,11	52,86	1,08	1,020	1948,44	-1	-5,44	0,10
-0,49		-0,49	52,54	1,07	1,020	2144,31	1	5,92	0,11
0,49	-0,26	0,22	65,59	1,34	1,000	2179,14	-1	-9,37	0,14
-0,49		-0,49	42,88	1,37	1,000	4928,03	1	9,06	0,21
							Δh кільця =	0,16	0,57
							Δq кільця =	0,14	
							Δh контура =	0,77	

Таблиця 14. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму максимального водоспоживання + пожежі

№ кільця	№ ділянки	L, м	D, мм	попередній поточкорозподіл									
				q, л/с	V, м/с	A	K ₁	A _п	S	знак	h = S*q ²	h/q	
1	1-9	1391	250	74,34	1,52	2,528	1	2,528	3516,45	-1	-19,43	0,26	
	1-2	848	250	122,68	2,50	2,528	1	2,528	2143,74	-1	-32,26	0,26	
	2-5	1243	250	51,59	1,05	2,528	1,0225	2,585	3213,01	-1	-8,55	0,17	
	5-9	862	250	51,59	1,05	2,528	1,0225	2,585	2228,17	1	5,93	0,11	
											Δh кільця =	-54,32	0,81
											Δq кільця =	33,73	
2	2-3	802	350	126,24	1,31	0,4365	1	0,437	350,07	-1	-5,58	0,04	
	3-4	1243	400	220	1,75	0,2189	1	0,219	272,09	-1	-13,17	0,06	
	4-5	802	300	101	1,43	0,9485	1	0,949	760,70	1	7,76	0,08	
	2-5	1243	250	51,59	1,05	2,528	1,0225	2,585	3213,01	1	8,55	0,17	
											Δh кільця =	-2,44	0,35
											Δq кільця =	3,51	
3	4-5	802	300	101	1,43	0,9485	1	0,949	760,70	-1	-7,76	0,08	
	4-6	793	450	346,18	2,18	0,1186	1	0,119	94,05	-1	-11,27	0,03	
	6-7	854	450	146,18	0,92	0,1186	1,039	0,123	105,23	1	2,25	0,02	
	5-7	756	250	34,51	0,70	2,528	1,085	2,743	2073,62	1	2,47	0,07	
											Δh кільця =	-14,31	0,20
		□									Δq кільця =	36,45	
4	5-7	756	250	34,51	0,70	2,528	1,085	2,743	2073,62	-1	-2,47	0,07	
	7-8	832	250	14	0,29	2,528	1,3	3,286	2734,28	1	0,54	0,04	
	5-9	862	250	51,59	1,05	2,528	1,0225	2,585	2228,17	-1	-5,93	0,11	
	8-9	609	200	4,34	0,14	8,092	1,41	11,410	6948,52	1	0,13	0,03	
											Δh кільця =	-7,73	0,25
											Δq кільця =	15,17	
										Δh контура =	-78,80		

перше наближення

$\Delta q_{\text{кільця}}$	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-33,73		-33,73	40,61	0,83	1,056	3713,37	-1	-6,12	0,15
-33,73		-33,73	88,95	1,81	1,000	2143,74	-1	-16,96	0,19
-33,73	3,51	-30,22	21,37	0,44	1,185	3723,63	-1	-1,70	0,08
33,73	-15,17	18,57	70,16	1,43	1,000	2179,14	1	10,73	0,15
							Δh кільця =	-14,06	0,57
							Δq кільця =	12,25	
-3,51		-3,51	122,73	1,28	1,000	350,07	-1	-5,27	0,04
-3,51		-3,51	216,49	1,72	1,000	272,09	-1	-12,75	0,06
3,51	-36,45	-32,93	68,07	0,96	1,034	786,56	1	3,64	0,05
3,51	-33,73	-30,22	21,37	0,44	1,185	3723,63	1	1,70	0,08
							Δh кільця =	-12,68	0,23
							Δq кільця =	26,98	
-36,45	3,51	-32,93	68,07	0,96	1,034	786,56	-1	-3,64	0,05
-36,45		-36,45	309,73	1,95	1,000	94,05	-1	-9,02	0,03
36,45		36,45	182,63	1,15	1,009	102,20	1	3,41	0,02
36,45	-15,17	21,28	55,79	1,14	1,011	1931,24	1	6,01	0,11
							Δh кільця =	-3,25	0,21
							Δq кільця =	7,76	
-15,17	36,45	21,28	55,79	1,14	1,011	1931,24	-1	-6,01	0,11
15,17		15,17	29,17	0,59	1,118	2351,48	1	2,00	0,07
-15,17	33,73	18,57	70,16	1,43	1,000	2179,14	-1	-10,73	0,15
15,17		15,17	19,51	0,62	1,109	5465,18	1	2,08	0,11
							Δh кільця =	-12,66	0,44
							Δq кільця =	14,52	
							Δh контура =	-42,64	

дев'яте наближення

Δq кільця	Δq сум.кільця	Δq	q, л/с	V, м/с	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-0,49		-0,49	8,50	0,17	1,410	4958,19	-1	-0,36	0,04
-0,49		-0,49	56,84	1,16	1,008	2159,82	-1	-6,98	0,12
-0,49	0,46	-0,03	37,00	0,75	1,070	3362,27	-1	-4,60	0,12
0,49	-0,27	0,22	73,35	1,49	1,000	2179,14	1	11,72	0,16
							Δh кільця =	-0,21	0,45
							Δq кільця =	0,24	
-0,46		-0,46	74,99	0,78	1,066	373,18	-1	-2,10	0,03
-0,46		-0,46	168,75	1,34	1,000	272,09	-1	-7,75	0,05
0,46	-0,58	-0,11	81,08	1,15	1,009	767,54	1	5,05	0,06
0,46	-0,49	-0,03	37,00	0,75	1,070	3362,27	1	4,60	0,12
							Δh кільця =	-0,20	0,26
							Δq кільця =	0,38	
-0,58	0,46	-0,11	81,08	1,15	1,009	767,54	-1	-5,05	0,06
-0,58		-0,58	275,01	1,73	1,000	94,05	-1	-7,11	0,03
0,58		0,58	217,35	1,37	1,000	101,28	1	4,78	0,02
0,58	-0,27	0,30	61,60	1,26	1,000	1911,17	1	7,25	0,12
							Δh кільця =	-0,12	0,23
							Δq кільця =	0,27	
-0,27	0,58	0,30	61,60	1,26	1,000	1911,17	-1	-7,25	0,12
0,27		0,27	58,08	1,18	1,003	2109,61	1	7,12	0,12
-0,27	0,49	0,22	73,35	1,49	1,000	2179,14	-1	-11,72	0,16
0,27		0,27	48,42	1,54	1,000	4928,03	1	11,56	0,24
							Δh кільця =	-0,30	0,64
							Δq кільця =	0,24	
							Δh контура =	-0,84	

Таблиця 15. Гідравлічний розрахунок мережі для режиму мінімального 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	1-9	1391	250	16,69	0,34	2,528	1,248	3,155	4388,53	-1	-1,22	0,07	
	1-2	848	250	26,58	0,54	2,528	1,134	2,867	2431,01	-1	-1,72	0,06	
	2-5	1243	250	10,54	0,21	2,528	1,394	3,524	4380,37	-1	-0,49	0,05	
	5-9	862	250	14,92	0,30	2,528	1,28	3,236	2789,29	1	0,62	0,04	
											Δh кільця =	-2,81	0,23
											Δq кільця =	6,22	
2	2-3	802	350	24,06	0,25	0,4365	1,33	0,581	465,60	-1	-0,27	0,01	
	3-4	1243	400	32,82	0,26	0,2189	1,32	0,289	359,16	-1	-0,39	0,01	
	4-5	802	300	14,06	0,20	0,9485	1,41	1,337	1072,58	1	0,21	0,02	
	2-5	1243	250	10,54	0,21	2,528	1,394	3,524	4380,37	1	0,49	0,05	
											Δh кільця =	0,04	0,08
											Δq кільця =	0,25	
3	4-5	802	300	14,06	0,20	0,9485	1,41	1,337	1072,58	-1	-0,21	0,02	
	4-6	793	450	55,175	0,35	0,1186	1,248	0,148	117,37	-1	-0,36	0,01	
	6-7	854	450	55,175	0,35	0,1186	1,248	0,148	126,40	1	0,38	0,01	
	5-7	756	250	26,32	0,54	2,528	1,138	2,877	2174,91	1	1,51	0,06	
											Δh кільця =	1,32	0,09
											Δq кільця =	7,71	
4	5-7	756	250	26,32	0,54	2,528	1,138	2,877	2174,91	-1	-1,51	0,06	
	7-8	832	250	26,32	0,54	2,528	1,138	2,877	2393,55	1	1,66	0,06	
	5-9	862	250	14,92	0,30	2,528	1,28	3,236	2789,29	-1	-0,62	0,04	
	8-9	609	200	24,84	0,79	8,092	1,062	8,594	5233,57	1	3,23	0,13	
											Δh кільця =	2,76	0,29
											Δq кільця =	4,73	
										Δh контура =	1,32		

перше наближення

$\Delta q_{\text{кільця}}$	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-6,22		-6,22	10,47	0,21	1,394	4901,93	-1	-0,54	0,05
-6,22		-6,22	20,36	0,42	1,195	2561,77	-1	-1,06	0,05
-6,22	-0,25	-6,47	4,07	0,08	1,410	4430,65	-1	-0,07	0,02
6,22	4,73	10,94	25,86	0,53	1,142	2488,57	1	1,66	0,06
							Δh кільця =	-0,01	0,19
							Δq кільця =	0,02	
0,25		0,25	24,31	0,25	1,330	465,60	-1	-0,28	0,01
0,25		0,25	33,07	0,26	1,320	359,16	-1	-0,39	0,01
-0,25	7,71	7,46	21,52	0,30	1,280	973,69	1	0,45	0,02
-0,25	-6,22	-6,47	4,07	0,08	1,410	4430,65	1	0,07	0,02
							Δh кільця =	-0,14	0,06
							Δq кільця =	1,16	
7,71	-0,25	7,46	21,52	0,30	1,280	973,69	-1	-0,45	0,02
7,71		7,71	62,88	0,40	1,208	113,61	-1	-0,45	0,01
-7,71		-7,71	47,47	0,30	1,290	130,66	1	0,29	0,01
-7,71	4,73	-2,98	23,34	0,48	1,165	2226,51	1	1,21	0,05
							Δh кільця =	0,61	0,09
							Δq кільця =	3,52	
4,73	-7,71	-2,98	23,34	0,48	1,165	2226,51	-1	-1,21	0,05
-4,73		-4,73	21,59	0,44	1,180	2481,89	1	1,16	0,05
4,73	6,22	10,94	25,86	0,53	1,142	2488,57	-1	-1,66	0,06
-4,73		-4,73	20,11	0,64	1,103	5435,61	1	2,20	0,11
							Δh кільця =	0,48	0,28
							Δq кільця =	0,86	
							Δh контура =	0,93	

друге наближення									
$\Delta q_{\text{кільця}}$	$\Delta q_{\text{сум.кільця}}$	Δq	$q, \text{ л/с}$	$V, \text{ м/с}$	K_1	S	знак	$h = S \cdot q^2$	h/q
-0,02		-0,02	10,45	0,21	1,394	4901,93	-1	-0,54	0,05
-0,02		-0,02	20,34	0,41	1,195	2561,77	-1	-1,06	0,05
-0,02	1,16	1,13	5,20	0,11	1,410	4430,65	-1	-0,12	0,02
0,02	0,86	0,88	26,74	0,55	1,134	2471,14	1	1,77	0,07
							Δh кільця =	0,05	0,19
							Δq кільця =	0,14	
-1,16		-1,16	23,16	0,24	1,346	471,20	-1	-0,25	0,01
-1,16		-1,16	31,92	0,25	1,330	361,88	-1	-0,37	0,01
1,16	3,52	4,68	26,19	0,37	1,224	931,09	1	0,64	0,02
1,16	-0,02	1,13	5,20	0,11	1,410	4430,65	1	0,12	0,02
							Δh кільця =	0,14	0,07
							Δq кільця =	0,98	
3,52	1,16	4,68	26,19	0,37	1,224	931,09	-1	-0,64	0,02
3,52		3,52	66,40	0,42	1,195	112,39	-1	-0,50	0,01
-3,52		-3,52	43,95	0,28	1,310	132,68	1	0,26	0,01
-3,52	0,86	-2,66	20,68	0,42	1,190	2274,29	1	0,97	0,05
							Δh кільця =	0,09	0,08
							Δq кільця =	0,56	
0,86	-3,52	-2,66	20,68	0,42	1,190	2274,29	-1	-0,97	0,05
-0,86		-0,86	20,74	0,42	1,190	2502,92	1	1,08	0,05
0,86	0,02	0,88	26,74	0,55	1,134	2471,14	-1	-1,77	0,07
-0,86		-0,86	19,26	0,61	1,112	5479,97	1	2,03	0,11
							Δh кільця =	0,37	0,27
							Δq кільця =	0,68	
							Δh контура =	0,65	

Гідравлічний розрахунок трубопроводів на відгалуженнях, призначених для підключення підприємств (для двох режимів), а також водоводів для всіх розрахункових режимів, виконується в Таблиці 16. При цьому використовуються спеціалізовані Таблиці для гідравлічного розрахунку водопровідних труб.

Важливо, що передбачається прокладання трубопроводів у дві нитки. Це забезпечує відповідність вимогам надійності водопостачання.

Таблиця 17

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

Ділянка	Довжина <i>l</i> , км	Діаметр <i>D</i> , мм	Витрата <i>q</i> , л/с	Швидкість <i>V</i> , м/с	1000 <i>i</i> , м/км	<i>h</i> = 1000 <i>i</i> * <i>l</i> , м
3 - № 3	0,25	200	72,44/2 = 36,22	1,13	10,9	2,72
7 - № 2	0,3	200	81,22/2 = 40,61	1,27	13,8	4,14
9 - № 1	0,1	250	104,29/2 = 52,145	1,03	6,99	0,7
НС-П – 9 (max)	1,2	450	453,45/2 = 226,725	1,42	6,06	7,27
НС-П – 9 (max+пож)	1,2	450	503,45/2 = 251,725	1,58	7,5	9,00
НС-П – 9 (min)	1,2	450	112,05/2 = 56,025	0,35	0,46	0,55

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

Для всіх розрахункових режимів роботи водопроводу визначаються вільні напори в кожному вузлі магістральної водопровідної мережі. З цією метою створюються розрахункові схеми мережі (Рис. 6-8), на яких відображаються значення, отримані в ході гідравлічного розрахунку.

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.

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

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

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

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

Диктуючою точкою у системі буде вузол 9. Для режиму пожежогасіння важливо, щоб вільні напори у всіх вузлах мережі становили не менше 10 метрів.

На основі результатів виконаного гідравлічного розрахунку мережі, а також визначених вільних напорів та п'єзометричних відміток, створюються розрахункові схеми для всіх передбачених режимів (Рис. 6-8). Додатково будується профіль по зовнішньому контуру водопровідної мережі (Рис. 9).

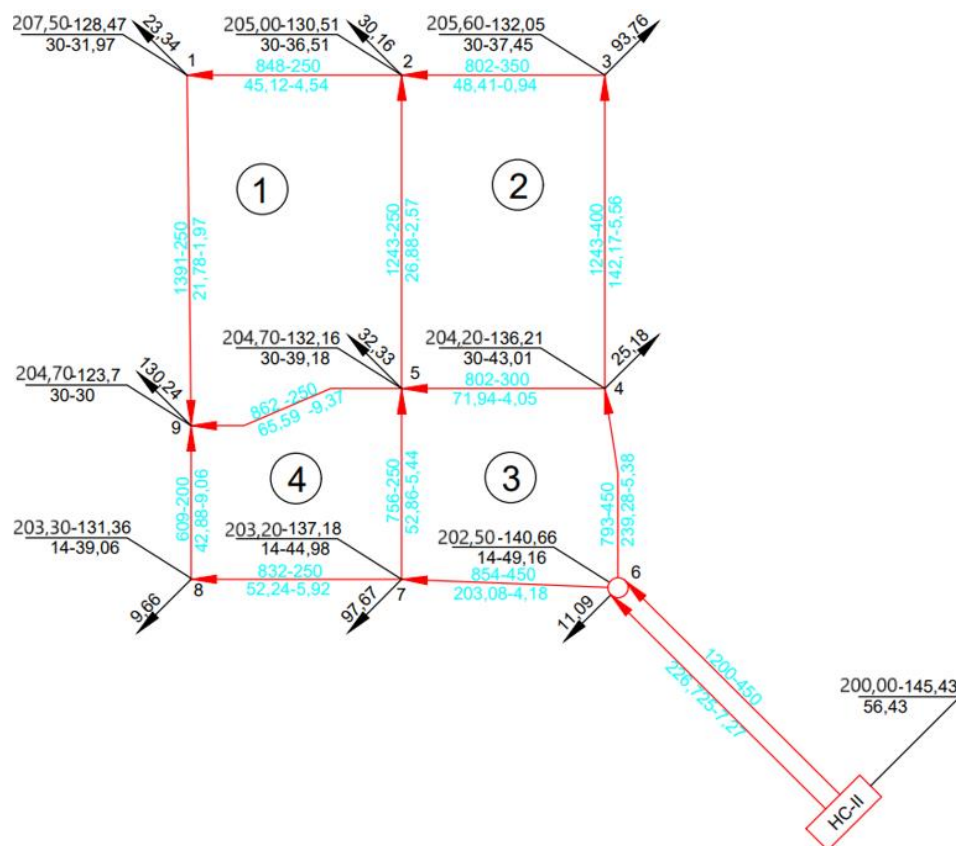


Рис. 4.6 Розрахункова схема мережі для режиму максимального водоспоживання

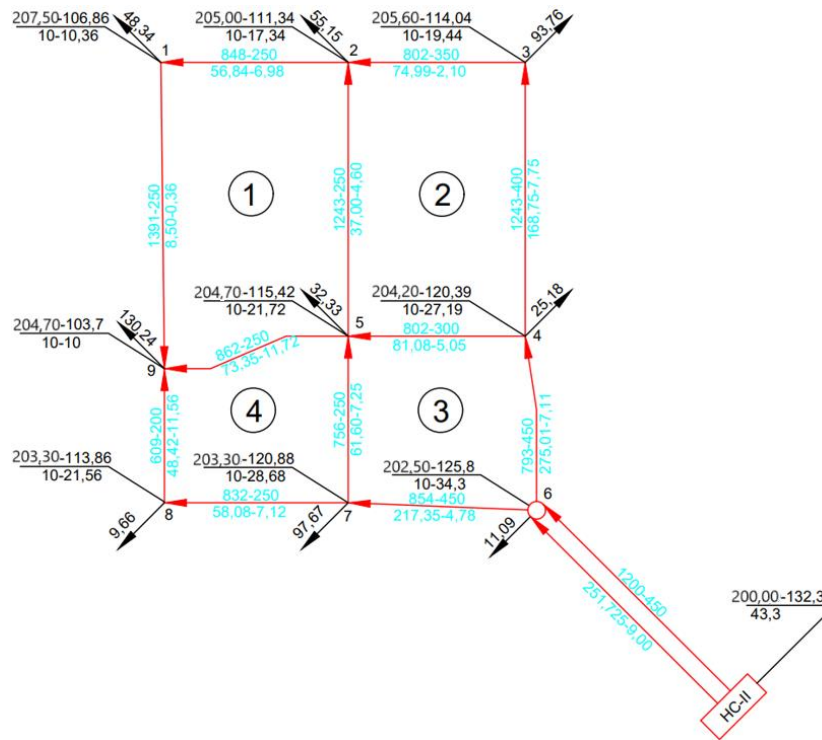


Рис. 4.7 Розрахункова схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

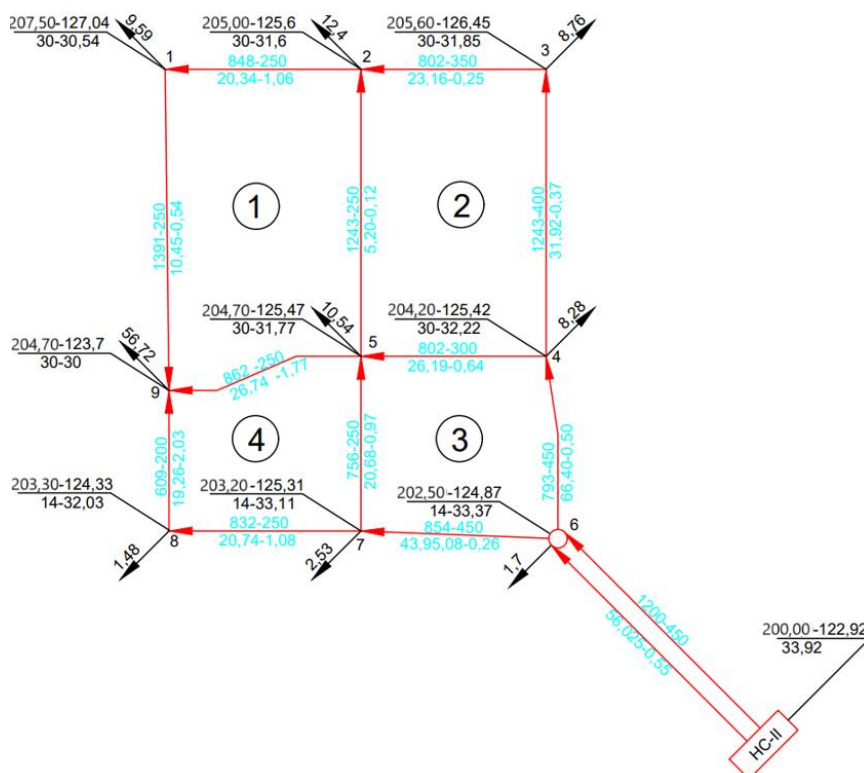
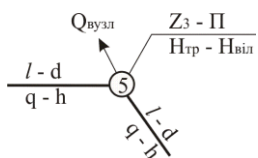


Рис. 4.8 Розрахункова схема мережі для режиму мінімального водоспоживання



Ключ позначок для рис.6-8: l – довжина ділянки, м; d – діаметр, мм; q – витрата води, л/с; h – втрати напіру, 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.

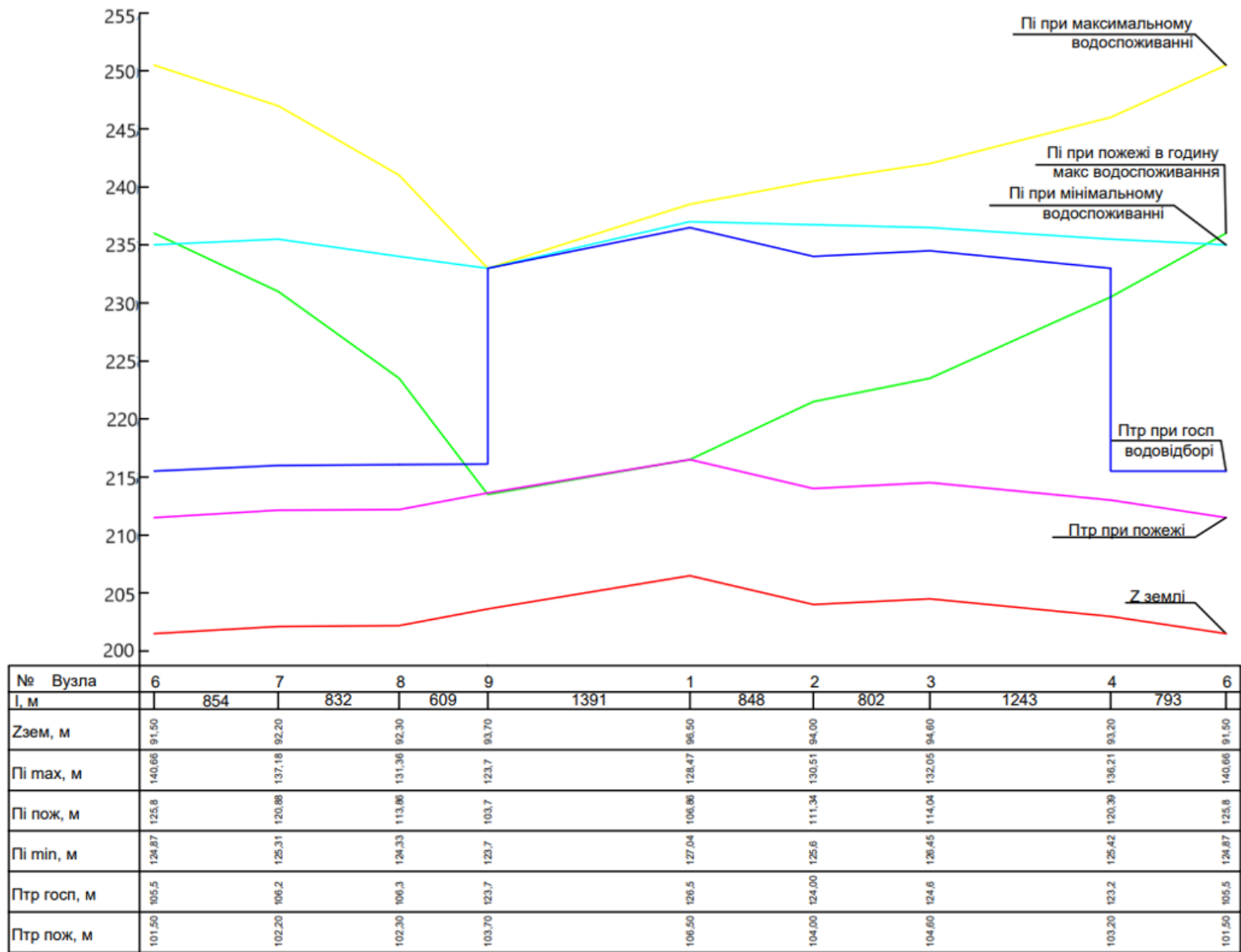


Рис. 4.9 Графік потрібних та фактичних п'езометричних напорів

РОЗДІЛ 5:

ТЕХНОЛОГІЯ РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ НАСИПУ ГРЕБЛІ

Консультант

/ _____ /

Здобувач(ка)

/ _____ /

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

5.1 Технічна характеристика та організаційні умови виконання робіт

Розробка монтажної технології будівництва зосереджена на ґрунтовій частині гідровузла, яка буде виконана з піску. Пісок для будівництва доставлятиметься з кар'єру, розташованого на відстані 1 км від місця проведення робіт.

Проектом не передбачаються монтажні роботи з влаштування бетонних плит, зворотного фільтра та облаштування проїжджої частини.

Генеральний план ґрунтової греблі М 1:1000

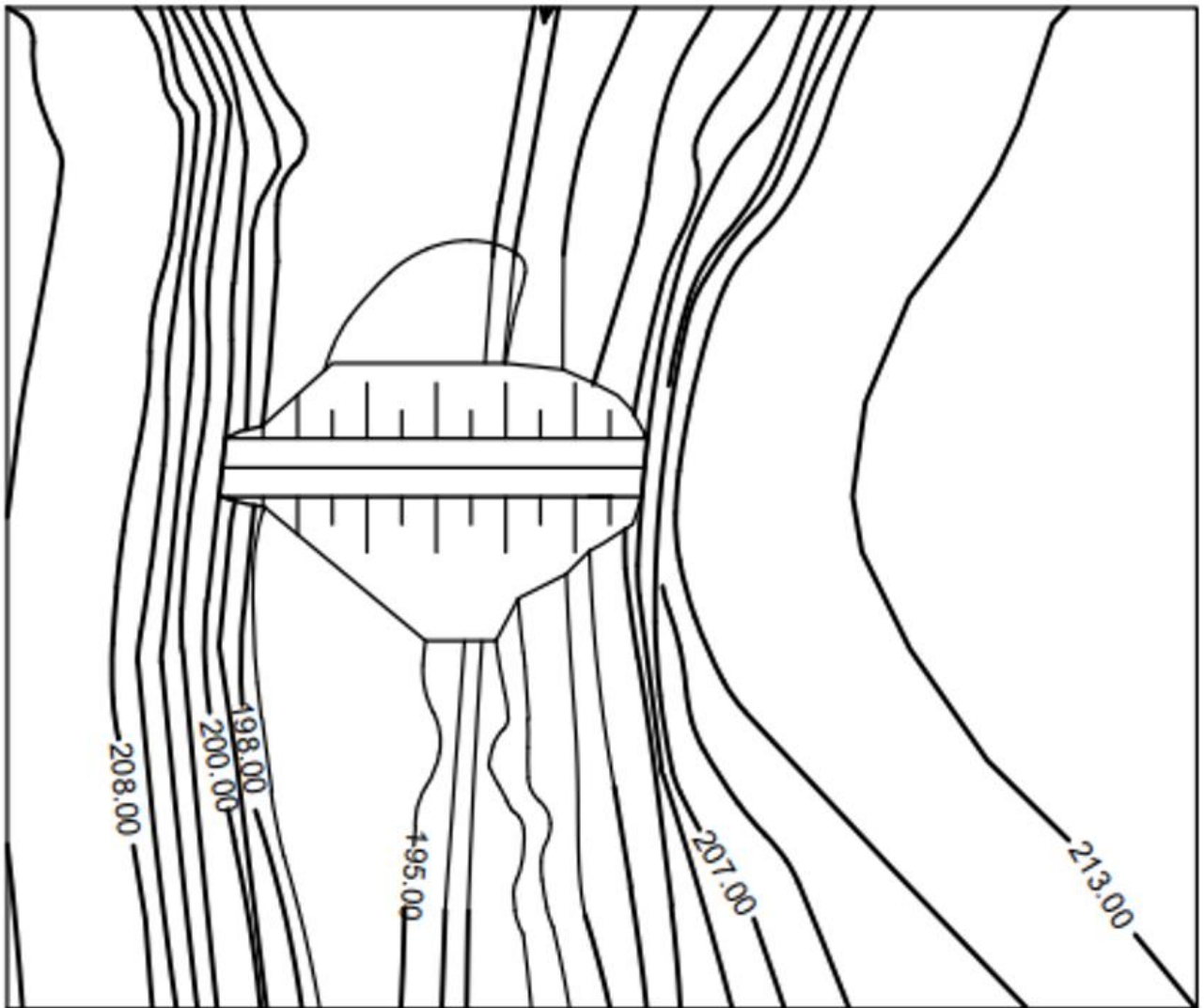


Рис. 5.1

5.2 Визначення об'єму земляних робіт

Обсяг земляних робіт, необхідних для будівництва ґрунтової частини бетонної греблі, розраховується на основі площ поперечних перерізів конструкції (які мають форму трапецій, див. (Рис. 2) та її повздовжнього профілю (див. Рис. 3).

Поперечний переріз ґрунтової греблі (розріз 1-1)

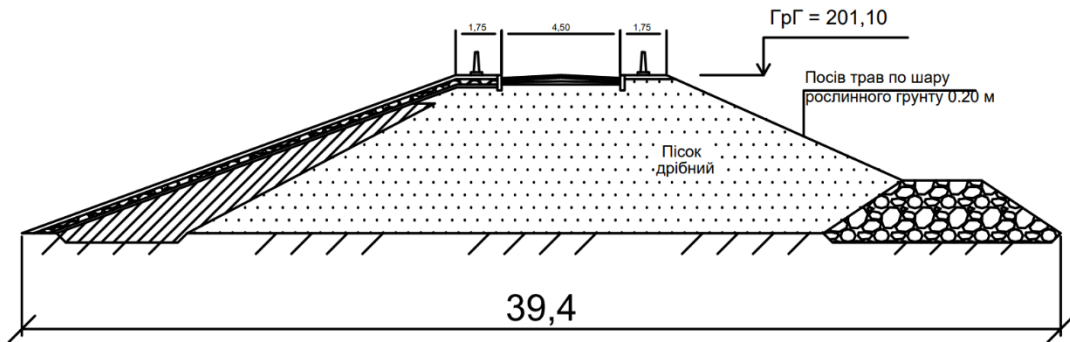


Рис. 5.2

Повздовжній профіль ґрунтової греблі

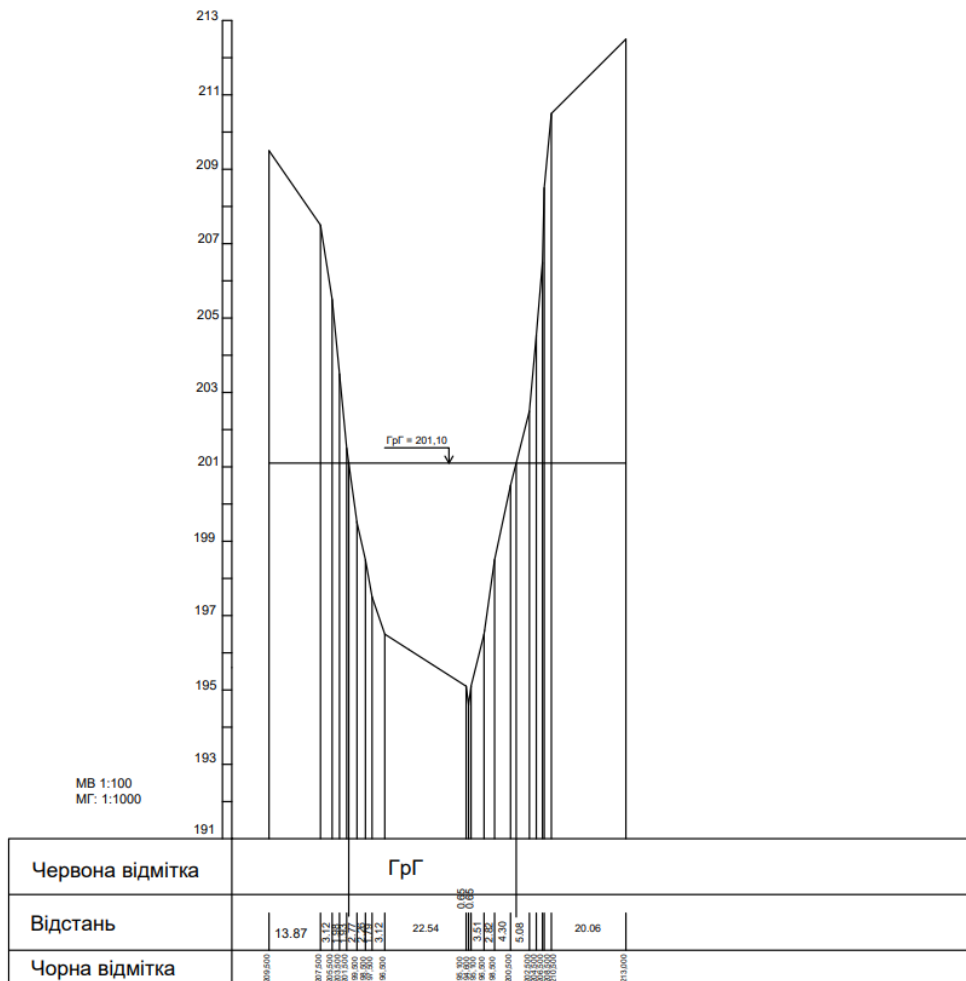


Рис. 5.3

Об'єм земляних робіт тіла греблі із зняттям рослинного шару глибиною 0,5 м.

№ відмітки	Робочі відмітки			Fcp.m2	Довжина ділянки l в м.	Об'єм робіт , м ³	
	H ₁	H ₂	H _{сер}			Насип (+)	Виймка (-)
5б	0,5	0,5	0,5	6,14	2,22		13,63
6	0,5	0,5	0,5	9,62	2,26		21,74
7	0,5	0,5	0,5	12,29	1,79		22,00
8	0,5	0,5	0,5	14,97	3,12		46,70
9	0,5	0,5	0,5	18,18	22,54		409,72
10	0,5	0,5	0,5	20,72	0,65		13,47
11	0,5	0,5	0,5	20,72	0,65		13,47
12	0,5	0,5	0,5	17,38	3,51		60,99
13	0,5	0,5	0,5	15,50	2,82		43,72
14	0,5	0,5	0,5	13,63	4,3		58,61
15	0,5	0,5	0,5	8,28	1,52		12,59
16а	0,5	0,5	0,5	4,80	3,56		17,10
							733,72

Об'єм земляних робіт тіла греблі (пісок)

№ відмітки	Робочі відмітки			Fcp.m2	Довжина ділянки l в м.	Об'єм робіт , м ³	
	H ₁	H ₂	H _{сер}			Насип (+)	Виймка (-)
1	-8,3	-6,3	7,3	179,78	13,87		2493,56
2	-6,3	-4,4	5,35	103,85	3,12		324,01
3	-4,4	-2,4	3,4	48,26	1,98		95,56
4	-2,4	-0,4	1,4	12,38	1,93		23,90
5а	-0,4	0	0,2	1,13	0,55		0,62
5б	0	1,6	0,8	5,79	2,22	12,86	
6	1,6	2,6	2,1	22,51	2,26	50,87	
7	2,6	3,6	3,1	41,52	1,79	74,31	
8	3,6	4,6	4,1	65,88	3,12	205,54	
9	4,6	6	5,3	102,17	22,54	2302,93	

5.3 Вибір комплектів машин

За технічними характеристиками вибираємо екскаватор: зворотня лопата Volvo ec220d, тривалість циклу 17 с., вмістимість лопати 1,27 м³.

$$\Pi_{\epsilon} = \frac{3600 \cdot c \cdot q \cdot k_e \cdot k_B}{t_{\text{ц}}}$$

де c – тривалість зменшення години = 8;

q – місткість ковша;

k_B – коефіцієнт використання в часі = 0,64

k_e – коефіцієнт використання місткості ковша:

$$k_e = \frac{k_H}{k_p};$$

де k_H – коефіцієнт наповнення ковша група ґрунтів I коефіцієнт = 0,9;

k_p – коефіцієнт початкового розрихлення ґрунту (1,1);

$$k_e = \frac{0,9}{1,1} = 0,81;$$

$$\Pi_{\epsilon} = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 1,27 \cdot 0,81 \cdot 0,64}{17} = 1115,35.$$

Приймаємо марку самоскиду: КрА3-65032, вантажопідемність: 16 т, Габаритні розміри: 2,5 x 8,55 x 3,2, вмістимість кузова: 12,0 м³.

Кількість ковшів: $M = \frac{P}{q \cdot k_e};$

де P – місткість кузова: $P = \frac{16}{1,7} = 9,41 \text{ м}^3;$

$$M = \frac{9,41}{1 \cdot 0,81} = 11,62.$$

Тривалість завантаження однієї машини: $t_n = \frac{M}{\Pi_T \cdot k_T};$

де k_T – коефіцієнт впливу транспорту = 0,85;

тупиковий з подачею однієї машини кількість машин 2-3 – 0,55-0,65

4-6 – 0,65-0,75

P_T – технічне число циклів за хвилину: $60/17=3,5$;

$$t_n = \frac{11,62}{3,5 \cdot 0,85} = 3,9.$$

$L_{тр}$ – 6 км.

Кількість самоскидів:

$$N = \frac{t_{ц}}{t_n} = \frac{t_n + \frac{2 \cdot 60 \cdot z}{v_c} + t_{р.м}}{t_n};$$

де t_n – тривалість завантаження однієї машина, хв;

z – відстань транспортування ґрунту з кар'єра, км;

v_c – середня швидкість руху самоскиду, км/год;

t_p – тривалість розвантаження з маневруванням, хв;

$$N = \frac{3,9 + \frac{2 \cdot 60 \cdot 1}{30} + 1,8}{3,9} = 2,49 = 3 \text{ шт.}$$

Приймаємо $N = 3$ машин

$$P_{б\text{уд.}} = \frac{V}{T};$$

де T - тривалість роботи екскаватора:

$$T = \frac{V_{н.тр.}}{P_e} = 14 \text{ змін.}$$

$$V_{н.тр.} = 1563,60$$

$$T = \frac{3606,47}{1115,35} = 3,23;$$

$$П_{\text{буд.}} = \frac{3606,47}{3,23} = 1116,64$$

Норма часу на 100 м³ ґрунту становить:

$$Н_{\text{часу}} = 100 \cdot \frac{С}{П}$$

Продуктивність роботи віброкотка:

$$П_{\text{к}} = \frac{V}{0,2} \cdot \frac{1}{T} = \frac{3606,47}{0,2} \cdot \frac{1}{3,23} = 5582,77$$

Норма часу для шести проходів віброкотка одним слідом на 100 м³ розраховуємо:

$$Н_{\text{часу}} = \frac{С \cdot 1000}{6 \cdot П_{\text{к}}} = \frac{8 \cdot 1000}{6 \cdot 5582,77} = 0,24$$

5.4 Складання калькуляції трудових витрат

№ з/п	Найменування процесів	Об'єм робіт		Обґрунтування за ЕНиР	Норма часу люди – год маш – год	Склад ланки		Трудовісткість за нормою люди · год маш – год
		Од. виміру	К-ть			Професія/ розряд	К-ть	
1	Розбивка ділянки	1000 м ²	2,43					
2	Розробка і переміщення ґрунту основи бульдозером Т-100 на відстань 25 м	100 м ³	7,33	Е 2-1-22 табл. 2 п. 3	$0,5 + \frac{25 - 10}{10} \cdot 0,43 = 1,15 = 1,2$ $\frac{1,2}{1,2}$	Машиніст 6-го розряду	1	$1,2 \cdot 7,33 = 8,79$ $1,2 \cdot 7,33 = 8,79$
3	Розробка ґрунту при влаштуванні виїмок екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім ковшем q = 1,27 м ³ група ґрунта I (пісок)	100 м ³	102,86	Е 2-1-9 табл. 3 п. 4а	$\frac{2,0}{2,0}$	Машиніст 6-го розряду	1	$2,0 \cdot 102,86 = 205,72$ $2,0 \cdot 102,86 = 205,72$
4	Транспортування ґрунту самоскидом КрАЗ-65032 на відстань 1000 м	100 м ³	66,8			Машиніст 6-го розряду	3	
5	Розрівнювання ґрунту бульдозером ДЗ-54 С	100 м ³	66,8	Е 2-1-28	$\frac{0,33}{0,33}$	Машиніст 6-го розряду	1	$0,33 \cdot 66,8 = 22,04$ $0,33 \cdot 66,8 = 22,04$
6	Ущільнення ґрунту насипу котком Ammann ASC 70D масою 7 т	100 м ³	66,8	Е 2-1-31 табл. 2	$\frac{0,31}{0,31}$	Машиніст 6-го розряду	1	$0,31 \cdot 66,8 = 20,7$ $0,31 \cdot 66,8 = 20,7$
7	Розробка ґрунту при влаштуванні насипів екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім ковшем q = 1,27 м ³ група ґрунта I (пісок)	100 м ³	36,06	Е 2-1-9 табл. 3 п. 4а	$\frac{2,0}{2,0}$	Машиніст 6-го розряду	1	$2,0 \cdot 36,06 = 72,12$ $2,0 \cdot 36,06 = 72,12$
8	Транспортування ґрунту самоскидом КрАЗ-65032 на відстань 1000 м	100 м ³	36,06			Машиніст 6-го розряду	3	

9	Розрівнювання ґрунту бульдозером ДЗ-54 С	100 м ³	36,06	Е 2-1-28	$\frac{0,33}{0,33}$	Машиніст 6-го розряду	1	$0,33 \cdot 36,06 = 11,9$ $0,33 \cdot 36,06 = 11,9$
10	Ущільнення ґрунту насипу котком Ammann ASC 70D масою 7 т	100 м ³	36,06	Е 2-1-31 табл. 2	$\frac{0,31}{0,31}$	Машиніст 6-го розряду	1	$0,31 \cdot 36,06 = 11,18$ $0,31 \cdot 36,06 = 11,18$
11	Розробка ґрунту в кар'єрі при влаштуванні виїмок і насипів екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім ковшем q = 1,27 м ³ група ґрунта I (супісок)	100 м ³	5,23	Е 2-1-9 табл. 3 п. 4а	$\frac{2,0}{2,0}$	Машиніст 6-го розряду	1	$2,0 \cdot 5,23 = 10,46$ $2,0 \cdot 5,23 = 10,46$
12	Прийом та розрівнювання ґрунту I(супісок) в екран греблі при вивантаженні його з автомобілів-самоскидів	100 м ³	5,23	Е §2-1-57 табл.1, п.1а	$\frac{0,07}{0,07}$	Земле. 1 р	1	$0,07 \cdot 5,23 = 0,36$ $0,07 \cdot 5,23 = 0,36$
13	Трамбування ґрунту I(супісок) в екрані греблі маркою електротрамбовником ИС-4502	100 м ²	5,23	Е §2-1-59 табл.3, п.1а	$\frac{2,3}{2,3}$	Земле. 3 р.	1	$2,3 \cdot 5,23 = 12,03$ $2,3 \cdot 5,23 = 12,03$
	ВСЬОГО:							366,3

	№ процесів	№ ланки	Назва процесів і посилання на пункти калькуляції	Об'єм роботи		Трудомісткість люди – зміна маш – зміна		Прийнятий склад ланок і бригад		Тривалість робіт/зміни	Виконання норм, %	Робочі дні (зміни)				
				Од. виміру	К-ть	За нормою	Прийнята	Професія/розряд	К-ть			10	20	30	40	50
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
1			Розбивка площі	1000 м ²	2,43		2					—				
2			Розробка і переміщення ґрунту основи бульдозером Т-100 на відстань 25 м	100 м ³	7,33	$\frac{8,79/8}{8,79/8} = 1,1$	2/2	маш. бр	1	2	55%	---				
3			Розробка ґрунту при влаштуванні виїмок екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім ковшем q = 1,27 м ³ група ґрунта І	100 м ³	102,86	$\frac{205,72/8}{205,72/8} = \frac{25,7}{25,7}$	26/26	маш. бр	1	26	98,8 %		—————			
4			Транспортування ґрунту самоскидом КрАЗ-65032 на відстань 1000 м	100 м ³	66,8		26/26	маш. бр	3	26			=====			
5			Розрівнювання ґрунту бульдозером ДЗ-54 С	100 м ³	66,8	$\frac{22,04/8}{22,04/8} = \frac{2,75}{2,75}$	26/26	маш. бр	1	26	10,6 %		—————			
6			Ущільнення ґрунту насипу котком Ammann ASC 70D масою 7 т	100 м ³	66,8	$\frac{20,7/8}{20,7/8} = \frac{2,56}{2,56}$	26/26	маш. бр	1	26	9,84 %		—————			
7			Розробка ґрунту при влаштуванні насипів екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім	100 м ³	36,06	$\frac{72,12/8}{72,12/8} = \frac{9,01}{9,01}$	10/10	маш. бр	1	10	90,1 %		-----			

			ковшем $q = 1,27 \text{ м}^3$ група ґрунта I (пісок)														
8			Транспортування ґрунту самоскидом КрАЗ-65032 на відстань 1000 м	100 м ³	36,06		10/10	маш. бр	3	10			-----				
9			Розрівнювання ґрунту бульдозером ДЗ-54 С	100 м ³	36,06	$\frac{11,9/8}{1,49}$ $= \frac{1,49}{1,49}$	10/10	маш. бр	1	10	14,9 %		-----				
10			Ущільнення ґрунту насипу котком Амман ASC 70D масою 7 т	100 м ³	36,06	$\frac{11,18/8}{1,4}$ $= \frac{1,4}{1,4}$	10/10	маш. бр	1	10	14%		-----				
11			Розробка ґрунту в кар'єрі при влаштуванні насипів екскаватором Volvo ec220d зі зворотнім ковшем $q = 1,27 \text{ м}^3$ група ґрунта I (супісок)	100 м ³	5,23	$\frac{10,46/8}{1,31}$ $= \frac{1,31}{1,31}$	2/2	маш. бр	1	2	65,5 %						—
12			Прийом та розрівнювання ґрунту I(супісок) в екран греблі при вивантаженні його з автомобілів-самоскидів	100 м ³	5,23	$\frac{0,36/8}{0,04}$ $= \frac{0,04}{0,04}$	2/2	зем. 1р	1	2	2%						—
13			Трамбування ґрунту I(супісок) в екрані греблі маркою електротрамб- овником ИС-4502	100 м ³	5,23	$\frac{12,3/8}{1,53}$ $= \frac{1,53}{1,53}$	2/2	зем. 3р	1	2	75%						—
						46,89	152										

5.5 Технологічні розрахунки

5.6 Визначення техніко-економічних показників

Вихідними даними для визначення техніко-економічних показників є таблиця технологічних розрахунків і графік виконання робіт та інших розрахунків

Табл.			
Техніко-економічні показники			
№ пор.	Назва показника	Одиниця вимірювання	Значення показника
1	Загальний об'єм земляних робіт	м ³	15148,88
2	Прийнята тривалість робіт змін	змін	32
3	Нормативна трудомісткість робіт	люд.-змін	46,89
4	Прийнята трудомісткість робіт	люд.-змін	152
5	Нормативна машиномісткість робіт	маш.-змін	46,89
6	Прийнята машиномісткість робіт	маш.-змін	152
7	Трудомісткість улаштування 1 м ³ ґрунту у тіло греблі	люд.-годин	0,065

5.7 Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах

Табл.				
Потреби в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристроях				
№ Пор.	Машини, устаткування, інструменти, інвентар та пристрої	Марка	Од. виміру	Кількість
1	Екскаватор	Volvo ec220d	шт.	1
2	Автосамоскид	КрАЗ-65032	шт.	3
3	Бульдозер	ДП-54 С	шт.	1
4	Коток	Ammann ASC 70D	шт.	1
5	Теодоліт, невелір	Оптичний стандартний з триногою	комплект	1
6	Рулетка.	Dnipro-M Profit – 25 м	шт.	2
7	Метр окладний дерев'яний	МОД	шт.	1
8	Тріщиномір	RMG 4015	шт.	2
9	Лопата	Л	шт.	4
10	Сокира	АЗ	шт.	4
11	Пила	-	шт.	2
12	Інвентарна метал. драбина	З огороженням	шт.	3
13	Переносна вежа освітлення у котловані	Інвентарна металева з трансформатором і двома прожекторами	шт.	10
14	Геодезична мірна стрічка	20м	м	1

Потреба в буд. конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах і устаткуванні				
№ Пор.	Конструкції, деталі, напівфабрикати, матеріали і устаткування	Марка	Од. виміру	Кількість
1	Пісок	-	м ³	3606,47
2	Супісок	-	м ³	522,88
3	Бруски 75мм	IV сорт	м ³	3,2
4	Дошки 25мм	IV сорт	м ³	2,4
5	Дошка 40мм	IV сорт	м ³	1,8
6	Гвіздки	-	кг	3

5.8 Операційний контроль якості робіт

План операційного контролю якості розробляється згідно з вимогами ДБН А.3.1-5-20016 «Організація будівельного виробництва» і оформлюється у формі таблиці. Цей документ деталізує підконтрольні операції, розподіляє обов'язки між майстром та виконавцями, а також вказує зміст операцій, методи контролю, терміни виконання та, за необхідності, відповідальні або залучені служби.

Табл.					
Операції, які підлягають підляганню контролю		Контроль якості виконаних операцій			
Виконавцем	Майстром	Склад	Спосіб	Строки	Залучені служби
Розбивка вісей і контурів греблі і підсіпок під їздів	Влаштування підсіпок для доріг	Точність виносу розбивки	Невелір, рулетка	До початку будівництва	Геодезисти
	Будівництво греблі	Товщину шарів нанесення, геометричні розміри, висотні маркери, ефективність ущільнення та кути нахилу укосів	Невелір, сталева рулетка, тріщиномір	В процесі будівництва	Геодезист

Будівництво греблі	Будівництва греблі	Товщину шарів нанесення , геометричні розміри , висотні маркери , ефективність ущільнення та кути нахилу укосів	Теж саме	В процесі будівництва	Геодезична служба , лабораторія
Планувальні роботи	Планувальні роботи	Проектні відмітки	нівелір	Після будівництва греблі	Геодезична служба , лабораторія

5.9 Заходи щодо охорони праці на будівництві

(відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»)

1. Організація безпечного ведення земляних робіт

- Перед початком робіт виконується геологічне та гідрогеологічне обстеження.
- Земляні роботи виконуються з дотриманням допустимих ухилів укосів відповідно до типу ґрунту.
- Робочі зони огорожуються, встановлюються попереджувальні знаки.

2. Забезпечення техніки безпеки при експлуатації будівельних машин

- До роботи допускається лише справна техніка.
- Оператори машин проходять інструктаж та медогляд.
- На кожній одиниці техніки встановлюється звукова та світлова сигналізація.

3. Контроль за стійкістю споруд і конструкцій

- Постійний геотехнічний контроль за осіданням і зсувами укосів греблі.
- Заборонено перебування працівників у зоні можливого обвалу.
- Використання інструментів для дистанційного контролю зсувів.

4. Облаштування тимчасових доріг і підходів

- Тимчасові під'їзні шляхи проектуються з урахуванням вантажопотоків.
- Використовується дорожнє покриття з ущільненого щебеню чи геотекстилю.
- Передбачено водовідведення для запобігання розмиттю полотна.

5. Забезпечення працівників засобами індивідуального захисту (ЗІЗ)

- Обов'язкове використання касок, сигнальних жилетів, черевиків з металевим носком.
- У випадках роботи біля води — рятувальні жилети.
- Постійний контроль дотримання ЗІЗ керівником робіт.

Висновки:

1. Проведено аналіз природних умов району будівництва, опрацьовано земляну частину підпірного гідровузла, визначені параметри греблі, проведені фільтраційні розрахунки, а також розрахунок стійкості укосів.
2. Визначено клас відповідальності споруди (СС2), виконано гідравлічний розрахунок пропускнуої спроможності водозливної греблі, розраховані споруди гасіння енергії в нижньому б'єфі та суцільна водобійна стінка. Також було визначено розміри кріплення дна в нижньому б'єфі, включаючи його товщину. Був проведений фільтраційний розрахунок підземного контуру, встановлене положення розрахункового водопору та визначені числові значення коефіцієнтів опору. Визначені навантаження на водозливну греблю, розраховані нормальні напруження та міцності основи. Також проведене перевірка стійкості водозливної греблі на зсув.
3. Встановлені характеристики водоносного пласта та визначені розрахункові відмітки. Було проведено вибір типу фільтра та його розрахунок, а також визначення орієнтовного дебіту свердловини. Скомпоновані споруди на генплані міста, розраховані необхідні кількості свердловин та відстані між ними. Встановлені попередні показники сумарної подачі води в системі та складена розрахункова схема подачі води у збірний колодезь. Також визначені параметри гідравлічної взаємодії свердловин та проведені ітераційні розрахунки взаємодіючих свердловин. Встановлені втрати напору на ділянках збірного водоводу, відміток динамічного рівня води у

свердловинах, побудовані лінії гідродинамічного напору у пласті, а також визначені розміри водозбірного колодязя та параметри насоса.

4. Визначено розрахункові добові та погодинні витрати води. Здійснено трасування водопровідної мережі та визначено місткість регулюючих споруд. Проведено визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води. Визначені дорожні витрати та вузлових відборів, а також попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі. Вибраний матеріал і діаметр труб, визначені втрати напору в трубах та проведена ув'язка кілець, а також розраховані вільні напори і п'єзометричні відмітки у вузлах водопровідної мережі та напори насосів.
5. Визначений обсяг земляних робіт та вибрані комплекти машин. Складена калькуляція трудових витрат та проведені технологічні розрахунки. Визначені техніко-економічні показники та потреба в матеріально-технічних ресурсах. Проведено операційний контроль якості робіт та зазначені заходи щодо охорони праці на будівництві.

Література:

1. Гідротехнічні споруди / За ред. А.Ф. Дмитрієва. – Р.: РДТУ, 1999. – 326 с.
2. Дупляк О.В. Гідротехнічні споруди: навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2008. – 156
3. М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук Гідротехнічні споруди. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2013. 241с.
4. Розрахунки гідротехнічних споруд з використання програмного комплексу GeoStudio: Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт / Уклад.: С.В. Величко, О.В. Дупляк – К.: КНУБА, 2023. – 44 с.
5. Гідротехнічні споруди. Грунтова гребля з баштовим водоскидом: Методичні вказівки до виконання курсового проекту/роботи / Уклад.: С.В. Величко, О.В. Дупляк – К.: КНУБА, 2024.
6. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 180 с.
7. Шевелєв Ф.А., Шевелєв А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М., Стройиздат, 1984. – 116 с.
8. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадур, С.Ю.Мартинів. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: Укрґеліотех, 2010. – 256с.
9. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. – КНУБА, 2001. – 256с.
10. Хоружий П.Д., Хомуцька Т.П., Хоружий В.П. Ресурсозберігаючі технології водопостачання. – К: Аграрна наука, 2008 – 534 с.
11. Хоружий П.Д., Ткачук О.А. Водопровідні системи і споруди: Навч. посібник. – К.: Вища шк., 1993. – 230 с.: іл.
12. Хомуцька Т.П. Методичні вказівки до виконання до курсового проекту «Проектування сифонної системи протифільтраційного захисту територій від підтоплення». – Київ: КНУБА, 2024. – 27 с.
13. Хомуцька Т.П., Хоружий В.П. Водозабірні споруди з поверхневих та підземних джерел: навч. посіб. – Київ: КНУБА, 2023. – 284 с.
14. Методичні вказівки до виконання курсової роботи - Технологія будівельного виробництва / уклад.: І.М. Уманець, В.В. Чепурний. – К.:КНУБА, 2018. – 28 с.
15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12).
16. Ущільнення ґрунтів у будівництві: навчальний посібник / Т17 Уклад.: В.І Терновий; І.М. Уманець, Л.С. Саушева; О.С. Молодід. – К.: «ЦП КОМПРИНТ», 2015, - 136 с. ISBN 978-617-7202-90-4.
17. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і спорудження фундаментів. – К. : Мінрегіон від 18.07.2013 р. N 136.