

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

**ФАКУЛЬТЕТ ІНЖЕНЕРНИХ СИСТЕМ ТА ЕКОЛОГІЇ**

**КАФЕДРА ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ**

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА  
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР  
ЗА ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНОЮ ПРОГРАМОЮ**

на тему:

**«Проектування гідровузла з урахуванням екологічних аспектів»**

**Шевченко Олександр Сергійович**

Київ 2024 р.

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології  
Кафедра водопостачання та водовідведення

ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри  
водопостачання та водовідведення  
\_\_\_\_\_Хоружий В.П.  
„\_\_\_” \_\_\_\_\_ 2024 року

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА  
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР  
ЗА ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНОЮ ПРОГРАМОЮ**

**«Проектування гідровузла з урахуванням екологічних аспектів»**

<p><i>Як здобувач вищої освіти КНУБА розумію і підтримую політику закладу з академічної доброчесності. Я не надавав(-ла) і не одержував(-ла) недозволена допомогу під час підготовки цієї роботи. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело.</i></p>	<p>Здобувач: Шевченко Олександр Сергійович Спеціальність: 194. Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології Освітня програма: Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами Керівник: _____ Дупляк О.В. _____ к.т.н., доцент Рецензент: <u>Величко С.В., к.т.н., доцент</u> <i>Ідентичність підтверджую</i></p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Факультет інженерних систем та екології

Випускова кафедра: водопостачання та водовідведення

Освітній ступінь: магістр

Спеціальність: 194. Гідротехнічне будівництво водна інженерія та водні технології

Освітня програма: Водогосподарське будівництво і управління водними ресурсами та системами

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

\_\_\_\_\_ В.П. Хоружий  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2024 року

З А В Д А Н Н Я  
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ  
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЮ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР  
за освітньо-професійною програмою

**Шевченку Олександрю Сергійовичу**

(Прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема роботи: «Проектування гідровузла з урахуванням екологічних аспектів»  
затверджені наказом ректора КНУБА № \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_ 2024 року
2. Керівник роботи Дупляк Олена Віталіївна, к.т.н, доцент  
(Прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
3. Строк подання здобувачем роботи до захисту \_\_\_\_\_
4. Вихідні дані до проекту:  
Запроектувати гідротехнічний вузол для потреб захисту території від підтоплення. Грунтова гребля на водонепроникній основі, з протифільтраційний пристроєм – глиняне ядро, споруда для пропуску паводкової витрати – баштовий водоскид. Відмітка НПР = 125,50 м; відмітка рівеня мертвого об'єму водосховища РМО = 122,00 м, розрахункова паводкова витрата водоскиду  $Q_{0,5\%} = 18,0 \text{ м}^3/\text{с}$ ; ґрунт для тіла греблі – пісок дрібний, ґрунт основи супісок. Запроектувати систему водопостачання міста, з населенням 68000 мешканців, в першому районі - 42000 осіб з нормою водопостачання 230 л/(ос\*доб), в другому районі - 26000 осіб з нормою водопостачання 150 л/(ос\*доб).
5. Зміст пояснювальної записки по розділам:  
Р. 1. Проектування греблі з ґрунтових матеріалів;

- Р. 2. Розрахунок та проектування паводкового водоскиду;
- Р. 3. Водозабірні споруди;
- Р. 4. Насосна станція II-го підйому;
- Р. 5. Водопостачання населеного пункту;
- Р. 6. Пільдерна система. Інженерний захист території від затоплення;
- Р. 7. Екологічний вплив водосховища на навколишнє середовище;
- Р. 8. Охорона праці.

#### 6. Графічний матеріал по розділам

- Р. 1. Генеральний план М 1:500;
- Р. 2. Рлан гідровузла з ґрунтовою греблею. Поперечний переріз ґрунтової греблі розріз 1-1;
- Р. 3. Повздовжній профіль ґрунтової греблі. Залежність об'єму (V) і площі дзеркала (S) проти паводкової ємності від рівня води (H). Батиграфічні характеристики водосховища.
- Р. 4. Повздовжній переріз по осі водоскиду. План водоскиду. Розріз 1-1;
- Р. 5. Ситуаційний план. План та схема водозабірних споруд. План оголовку та розріз 1-1. Водоприймальний колодязь план та розріз 1-1. Специфікація;
- Р. 6. План НС-II. Розріз 1-1. Розріз 2-2. Ситуаційний план. Висотна схема;
- Р. 7. Генплан міста зі схемою магістральної водопровідної мережі;
- Р. 8. Монтажна схема кільця №3, фрагмент плану магістральної водопровідної мережі кільця №3 схеми водопровідних колодязів, специфікація;
- Р. 9. Графік п'єзометричних напорів;
- Р. 10. Генплан, поперечні перерізи дамби, повздовжній профіль магістрального каналу;
- Р. 11. Трубчастий регулятор з коробчастим затвором. Розріз 2-2;

#### 7. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи

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

8. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1.	
Розділ 2.	
Розділ 3.	
Розділ 4.	
Розділ 5.	
Розділ 6.	
Розділ 7.	
Розділ 8.	
Остаточне оформлення роботи	
Направлення роботи для перевірки на плагіат	
Попередній захист роботи на кафедрі	
Направлення роботи на рецензування	

8. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи

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

9. Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

Керівник \_\_\_\_\_  
(підпис)

Дупляк О.В.

Здобувач \_\_\_\_\_  
(підпис)

Шевченко О.С.

<b>РЕЗЮМЕ</b> (summary)		<i>Шевченко Олександр Сергійович</i> <i>Oleksandr Shevchenko</i>	
до кваліфікаційної роботи здобувача:			
Назва ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	«Проектування гідровузла з урахуванням екологічних аспектів» « <b>Designing a hydrotechnical complex taking into account environmental aspects</b> »		
Освітній ступень	Магістр за освітньо-професійною програмою навчання		
Факультет	Інженерних систем та екології		
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 Олена Віталіївна		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
	109	8	11
Розділ 1	Проектування греблі з ґрунтових матеріалів		
Розділ 2	Розрахунок та проектування паводкового водоскиду		
Розділ 3	Водозабірні споруди		
Розділ 4	Насосна станція II-го підйому		
Розділ 5	Водопостачання населеного пункту		
Розділ 6	Польдерна система. Інженерний захист території від затоплення		
Розділ 7	Екологічний вплив водосховища на навколишнє середовище		
Розділ 8	Охорона праці		
Висновки по роботі:	В даній роботі було запроєктовано гідротехнічний вузол та комплекс споруд для захисту від руйнівної дії води, що складається з захисної дамби і польдеру. Також було запроєктовано систему водопостачання населеного пункту з населенням 68000 людей. Передбачено береговий водозабір руслового з насосною станцією 1 підйому роздільного типу, насосну станцію 2 підйому яка живить мережу міста, що складається з		

<p>Conclusions:</p>	<p>двох кілець. Також розроблено польдерну систему, призначену для запобігання руйнівній дії паводкових вод.</p> <p>In the work, a hydrotechnical unit and a complex of protective structures against the destructive action of water, consisting of a protective dam and a polder, were designed. The water supply system of the village with a population of 68,000 people was also designed. There is a coastal water intake channel with a detachable lifting pumping station 1, lifting pumping station 2 feeds the city network, which consists of two rings. A polder system designed to prevent the destructive effects of flood waters has also been designed.</p>
<p><b>Ключові слова:</b> Водосховище, захисна дамба, водопостачання, водопровідна мережа, інженерний захист території.</p> <p><b>Keywords:</b> reservoir, protective dam, water supply, water supply network, engineering protection of the territory.</p>	

Укладач: \_\_\_\_\_ / Шевченко О.С. /

Керівник: \_\_\_\_\_ / Дупляк О. В. /

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2024

## Зміст

<b>ВСТУП.....</b>	<b>9</b>
<b>Визначення класу наслідків споруди.....</b>	<b>10</b>
<b>1. Проектування греблі з ґрунтових матеріалів.....</b>	<b>11</b>
<b>2. Розрахунок та проектування паводкового водоскиду.....</b>	<b>30</b>
<b>3. Водозабірні споруди.....</b>	<b>39</b>
<b>4. Насосна станція другого підйому.....</b>	<b>55</b>
<b>5. Водопостачання населеного пункту.....</b>	<b>61</b>
<b>6. Пільдерна система. Інженерний захист території від затоплення.....</b>	<b>85</b>
<b>7. Екологічний вплив водосховища на навколишнє середовище.....</b>	<b>99</b>
<b>8. Охорона праці.....</b>	<b>100</b>
<b>Список використаних джерел.....</b>	<b>107</b>

## ВСТУП

Розвиток сучасних міст та їх інфраструктури вимагає використання передових технологій та комплексних рішень у сфері гідротехнічного будівництва. У цьому контексті особливу увагу необхідно приділяти гідротехнічним споруди, які гарантують надійне управління водними ресурсами, захист територій від підтоплення та створення комфортних умов для проживання населення. Проектування таких споруд вимагає глибоких знань природних умов, сучасних будівельних технологій і технічних рішень.

Метою роботи була розробка комплексного гідровузла, для запобігання впливу паводків на навколишнє середовище. Для досягнення цієї мети було проведено детальний аналіз природних умов та виконано необхідні розрахунки. Була перевірена висота греблі, проведені фільтраційні та розрахунки стійкості схилу вниз за течією. Пропускна здатність баштового водоскиду була перевірена на відповідність очікуваному максимальному паводковому потоку і розроблені технічні рішення для забезпечення стійкості і довговічності споруди.

У роботі розроблено міську кільцеву систему водопостачання та водозабірну споруду з поверхневих джерел для забезпечення водопостачання та інших потреб населеного пункту, який складається з двох районів та має загальну чисельність населення 68000 осіб. Були розраховані траси кільцевої водопровідної мережі селища з урахуванням мінімального, максимального та протипожежного водоспоживання.

Також передбачаємо польдерну систему для захисту сільськогосподарських угідь від затоплення.

Для створення належних умов праці проводимо розрахунки впливу виробничого шуму, та вживаємо заходи для уникнення негативного впливу виробничих факторів на робітників.

## **Визначення класу наслідків споруди**

Клас капітальності споруди призначається відповідно до ДСТУ 8855:2019 "Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності)". Це стандарт, який диктує вимоги по визначенню класів наслідків споруд, об'єктів, інфраструктури і т.д.

Даний клас характеризує рівень можливої небезпеки для здоров'я і життя людей, які завжди або періодично перебувають на об'єкті, та матеріальних збитків причинених підчас зупинки або не повному функціонуванню споруди.

Можливі 3 класи відповідальності, які представлені нижче:

- СС1(незначний)- якщо на об'єкті трапляється аварія, вона завдає незначних збитків і соціальних втрат людям.
- СС2(середній)- нещасний випадок на об'єкті спричиняє шкоду або соціальні втрати для людей, які перебувають на об'єкті або поблизу нього.
  - СС3(значний)- нещасні випадки на об'єкті спричиняють серйозні збитки, соціальні втрати та майнову шкоду.

Фактори, що впливають на класифікацію результатів (призначення об'єкта, кількість людей, які постійно та періодично перебувають на об'єкті, вплив аварії на навколишнє середовище).

Розрахункові показники для визначення класів наслідків (відповідальності) та категорій складності будівництва

№ пп	Характеристики наслідків	Од.виміру показника	Нормативний показник	Розрахунковий показник	Клас наслідків (відповідальності)
1	Висота греблі на основі типу I	м	<20	7.5	СС1
2	Підпірні споруди гідровузлів при об'ємі водосховища	млн./м <sup>3</sup>	<50	1.1	СС1
3	Постійна наявність людей на об'єкті	осіб	<50	3	СС1
4	Періодична наявність людей на об'єкті	осіб	<100	10	СС1
5	Люди, що перебувають поза об'єктом	осіб	100-50000	471	СС2
6	Втрата об'єктів культурної спадщини	наявн.	-	-	СС1
7	Необхідність виконання ОДВ				СС2

Результат. За положеннями, представленими в ДСТУ 8855:2019 , ДБН В.1.2-14-2009, ДБН В.2.4-3:2010, відповідно вимогам по максимальному показнику, обраний гідровузол належить до класу наслідків СС2.

## 1. Проектування греблі з ґрунтових матеріалів.

### 1.1.Визначення відмітки гребеня греблі та її конструкція.

Користуючись СНиП 2.06.04-82\* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения при визначенні висоти гребеня дамби необхідно враховувати два розрахункових випадки:

НПР та ФПР.

- 1) Знаходження НПР, при обраній швидкості вітру  $V_{4\%} = 10$  м/с та довжині розгону вітрової хвилі  $L = 1100$  м.

Безрозмірні значення:

$$\frac{gL}{V_w^2} = \frac{9.81 \cdot 1100}{10^2} = 107.91 ; \quad (1)$$

$$\frac{gt}{V_w} = \frac{9.81 \cdot 6 \cdot 3600}{10} = 21\,189.6 . \quad (2)$$

За верхньою обвідною кривою графіка розраховуємо значення :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh}{V_w^2} \right) = 0.018 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 1.58 \end{array} \right. ; \quad (3) \quad \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh_d}{V_w^2} \right) = 0.1 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 4.6 \end{array} \right. . \quad (4)$$

Порівнюємо результати і обираємо менше значення:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh_d}{V_w^2} \right) = 0.018 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 1.58 \end{array} \right. ;$$

$$h_d = \frac{0.018 \cdot 10^2}{9.81} = 0.18 \text{ м}, \quad (5) \quad T = \frac{1.58 \cdot 10}{9.81} = 1.61 \text{ с}. \quad (6)$$

Середня довжина хвилі:

$$\lambda_d = \frac{9.81 \cdot (1.61)^2}{2 \cdot 3.14} = 4.05 \text{ м}. \quad (7)$$

Висота хвилі 1% забезпеченості з графіка,  $k_{1\%} = 2.1$

$$H_{1\%} = k_{1\%} \cdot \bar{h}_d = 2.1 \cdot 0.18 = 0.38 \text{ м.} \quad (8)$$

Висота валу на хвильовому схилі з покриттям 1% визначається за залежністю:

$$h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}, \quad (9)$$

де  $k_r = 1$ ;

$k_p = 0.9$  – бетонні плити (табл.6)[8] ;

$k_{sp} = 1.1$  (табл. 7.  $V = 10$  м/с) [8];

За допомогою рівняння визначаємо пологість хвиль:

$$\frac{\lambda_d}{h_{d1\%}} = \frac{4.09}{0.38} = 10.47 \quad (10)$$

З графіка при зазначеній пологості  $m = 3$ .

$k_{run} = 1.2$  (Рис. 10,  $\text{ctg } \varphi = 3$ ) [8];

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0.9 \cdot 1.1 \cdot 1.2 \cdot 0.38 = 0.45 \text{ м.}$$

Вітрового нагону хвилі та його висота:

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{V^2 \cdot L}{g \cdot H} \cos \alpha, \quad (11)$$

$$K_w = 2.1 \cdot 10^{-6} = 0.0000021 ;$$

$$H = \text{НПР} - \text{Дно} = 4.5 \text{ м} ;$$

$$\cos \alpha = 1;$$

$$\Delta h_{set} = 0.0000021 \frac{100 \cdot 1100}{9.81 \cdot 4.5} \cdot 1 = 0.005 \text{ м.}$$

$$\text{Запас } a \text{ призначається } 0.5 \text{ м або } 0.1 * h_{1\%} = 0.1 * 0.38 = 0.038 \text{ м,} \quad (12)$$

$$a = 0.5 \text{ м.}$$

За першим розрахунковим випадком відмітка  $\downarrow \Gamma \uparrow \Gamma$ :

$$\downarrow \Gamma \uparrow \Gamma = \text{НПР} + h_{\text{run}} + \Delta h_s + a = 124.5 + 0.45 + 0.005 + 0.5 = 125.455 \text{ м.}$$

$$(5.455 \text{ м}). \quad (13)$$

1) Розрахунок ФПР, при обраній швидкості вітру  $V_{30\%} = 8 \text{ м/с}$  та довжині розгону хвилі вітру  $L = 1100 \text{ м}$ .

Безрозмірні значення:

$$\frac{gL}{V_w^2} = \frac{9.81 * 1100}{8^2} = 168.61;$$

$$\frac{gt}{V_w} = \frac{9.81 * 6 * 3600}{8} = 26\,487.$$

Верхня обвідна крива графіка відповідає значенням:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh}{V_w^2} \right) = 0.022 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 1.7 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh_d}{V_w^2} \right) = 0.11 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 5.0 \end{array} \right. .$$

Порівнявши значення, потрібно обирати менше:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{gh_d}{V_w^2} \right) = 0.022 \\ \left( \frac{gT}{V_w} \right) = 1.7 \end{array} \right. ;$$

$$h_d = \frac{0.022 * 8^2}{9.81} = 0.14 \text{ м,}$$

$$T = \frac{1.7 * 8}{9.81} = 1.39 \text{ с.}$$

Середня довжина хвилі :

$$\lambda_d = \frac{9.81 * (1.39)^2}{2 * 3.14} = 3.02 \text{ м.}$$

Знаходимо висоту хвилі 1% забезпеченості з графіка,  $k_{1\%} = 2.1$

$$h_{1\%} = k_{1\%} \cdot \bar{h}_d = 2.1 \cdot 0.14 = 0.29 \text{ м.}$$

За залежністю знаходимо висоту нахату на укіс хвилі 1%:

$$h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%},$$

де  $k_r = 1$ ;

$k_p = 0.9$  – бетонні плити (табл.6) ;

$k_{sp} = 1.1$  (табл. 7.  $V = 10$  м/с);

Пологість хвиль визначається за формулою:

$$\frac{\lambda_d}{h_{d1\%}} = \frac{3.02}{0.29} = 10.41.$$

Із графіка можна побачити, що при зазначеній пологості  $m = 3$ .

$k_{run} = 1.2$  (Рис. 10,  $\text{ctg } \varphi = 3$ ) ;

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0.9 \cdot 1.1 \cdot 1.2 \cdot 0.29 = 0.34 \text{ м.}$$

Висотою вітрового нагону хвилі буде:

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{V^2 \cdot L}{g \cdot H} \cos \alpha ,$$

$$K_w = 2.1 * 10^{-6} = 0.0000021 ;$$

$$H = \text{ФПР} - \text{Дно} = 5.5 \text{ м} ;$$

$$\cos \alpha = 1 ;$$

$$\Delta h_{set} = 0.0000021 \frac{64 * 1100}{9.81 * 5.5} * 1 = 0.003 \text{ м.}$$

Запас  $a$  призначається 0.5 м або  $0.1 * h_{1\%} = 0.1 * 0.29 = 0.029$  м,

$$a = 0.5 \text{ м.}$$

Знаходимо перевищення гребеня греблі із другого розрахункового випадку:

$$\downarrow \Gamma \rho \Gamma = \text{ФПР} + h_{run} + \Delta h_s + a = 125.5 + 0.34 + 0.003 + 0.5 = 126.34 \text{ м. (6.34 м) .}$$

Висновок. Порівнявши дві відмітки  $\downarrow \Gamma \rho \Gamma_1$  і  $\downarrow \Gamma \rho \Gamma_2$  приймаємо більшу з них, тобто:

$$\downarrow \Gamma \rho \Gamma = 126.34 \text{ м.}$$

Висота греблі:  $h_{гр} = 6.34$  м.

## 1.2. Проектування поперечного профілю греблі.

Градiєнт укосів слід обирати, виходячи з умов стійкості. Коефіцієнт закладання укосу може бути визначений за допомогою наступного рівняння:

$$m_b = \text{ctg } \varphi = 3; \tag{14}$$

$$m_n = \text{ctg } \varphi - 0.25 = 3 - 0.25 = 2.75 . \tag{15}$$

Укоси ґрунтових дамб можна захищати спеціальними кріпленнями, розрахованими на вплив хвиль, льоду, водних течій, перепадів рівнів, опадів,

вітру та звісно ж інших руйнівних факторів. Елементи конструкції для кріплення на укосі:

- а) саме кріплення захищає укіс від механічної шкоди;
- б) підготовка може підкладатись під кріплення для вирівнювання поверхні схилу, при коливаннях рівня водойми та захисту від винесення дрібних частинок ґрунту внаслідок хвильової дії (зворотній фільтр);
- в) стопори, які захищають нижню частину кріплення від підмиву і забезпечують стабільність.

Проектом передбачається кріплення укосу зверху плитами, а кріплення схилу знизу – засіванням трав.

Ширину гребеня дамби задають в залежності від умов виконання робіт і експлуатації. Верх дамби призначається для проїзду транспорту, ширину дороги приймаємо залежно від її категорії, яка там буде проходити.

По гребеню греблі проектується дорога V категорії, провідні розміри якої показано в таблиці 2.

Покриття дороги це асфальт, який вкладають на підготовку гравійно-піщаного ґрунту.

Таблиця 2

Ширина і земляне полотно проїжджої частини автомобільних доріг

<b>Елементи дороги</b>	<b>Розміри, м</b>
Ширина проїзної частини	4.5
Ширина обочин	1.75
Ширина земляного полотна	8.0

Для забезпечення стоку опадів верхня частина греблі виконується має двосхилу поверхню з боковим ухилом в обидві сторони від осі 0.02. Уздовж дороги по обочинах з інтервалом 2 м встановлюються надовби висотою 1.0м.

Форма гребеня греблі знаходиться за формулою:

$$V_{гр} = V_{п.ч.} + 2V_{об} = 4,5 + 2*1,75 = 8,0 \text{ м.} \quad (16)$$

Основна задача дренажного обладнання :

- а) він сконструйований таким чином, що вода, відфільтрована тілом греблі та фундаментом, стікає вниз за течією;
- б) запобігає потраплянню фільтраційних потоків на нижчі схили та ділянки, що піддаються ризику замерзання;
- в) економічно ефективно зниження депресійної поверхні для покращення стійкості схилу;
- г) підвищення стійкості верхнього схилу при швидкому спорожненні резервуара;
- д) скидання води, відфільтрованої антифільтраційними пристроями.

Дренажна призма – влаштовується на руслових ділянках гребель з кам'яного накиду, у вигляді трапеції, висота якої залежить від положення максимального рівня води нижнього б'єфу з урахуванням запасу на можливе хвилювання води , але не менше 0,5м.

В дипломному проекті використовуємо дренажну призму.

Рієнь води НБ  $h=N_2=1.38$  м. Ширина призми зверху  $b_6=3.0$ м. У внутрішній укіс призми вкладається зворотний фільтр.

### 1.3. Фільтраційний розрахунок.

**1.3.1. Тестовий випадок:** вище за течією ФПР, нижче за течією паводковий потік 0.5 % забезпеченості.

Фільтраційний розрахунок через однорідну земляну греблю з дренажною призмою на водонепроникній основі :

$$\frac{q}{k_{зр}} = \frac{H_1^2 - H_0^2}{2L_p}, \quad (2.17)$$

де  $q$  – питома витрата, м<sup>2</sup>/добу;

$k_{гр}$  – коефіцієнт фільтрації ґрунту тіла греблі, м/добу;

$H_1$  і  $H_2$  – глибини води в б'єсах, м;

$L_p$  – розрахункова довжина, що знаходиться за залежністю :

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H + \Delta L_{я}, \quad (18)$$

$$\Delta L_B = \beta_B \cdot H_1, \quad (19)$$

$$\beta_B = \frac{m_h}{2m_h + 1}. \quad (20)$$

$L$  – відстань від початку координат до точки перетину внутрішнього укусу дренажу, визначається графічно або аналітично за відомими геометричними розмірами споруди;

$$\Delta L_H = \frac{m_1 \cdot H_2}{3}, \quad (21)$$

$m_1$  – коефіцієнт закладання внутрішнього укусу дренажної призми.

$$\Delta L_{я} = \frac{k_{зр}}{k_{я}} * \delta_{сер}. \quad (22)$$

$k_{гр}$  – коефіцієнт фільтрації тіла греблі ;

$k_{\text{я}}$  - коефіцієнт фільтрації ядра ;

$$\delta_{\text{сер}} = \frac{0.8+2}{2} = 1.4 \text{ м.} \quad (23)$$

За заданими значеннями  $x$ , вертикальна координати кривої депресії обчислюється за такою формулою:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_m} * (L - x_1 + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2} \quad (24)$$

$$H_0 = f(m_1) \frac{q}{k_m} - H_2. \quad (25)$$

$$\beta_B = \frac{3}{2*3+1} = 0.429 ,$$

$$\Delta L_B = 0.429 * 5.5 = 2.36 \text{ м.}$$

$$\Delta L_H = \frac{1.5*1.38}{3} = 0.69 \text{ м.}$$

$$\Delta L_{\text{я}} = \frac{5*10^{-5}}{3*10^{-8}} * 1.4 = 2333.33(3) \text{ м.}$$

$$\delta_{\text{сер}} = \frac{0.8+2}{2} = 1.4 \text{ м.}$$

$$L_p = 2.36 + 20 + 0.69 + 2333.333 = 2356.38 \text{ м.}$$

$$\frac{q}{k_{\text{сп}}} = \frac{(5.5)_1^2 - (1.38)_0^2}{2*2356.38} = 0.006 .$$

$f(m_1)$  – залежить від закладання укусу, для призми  $1.5 = 0.96$  ,

$$H_0 = 0.96 * 0.006 - 1.38 = -1.37 - \text{приймаємо } H_0 = 0.$$

$$h_{x_1} = \sqrt{2 \frac{q}{k_m} * (L + \Delta L_{\text{я}} - x_1 + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}$$

$$h_{x_1} = \sqrt{2 * 0.006(20 + 2333.333 - 6 + 0.69) + (1.38)^2} = 5.48 \text{ м.}$$

$$h_{x2} = \sqrt[2]{2 \frac{q}{k_m} * (L + \Delta L_{я} - (x2 + \Delta L_{я}) + \Delta L_{н}) + (H2 + H0)^2}$$

$$h_{x2} = \sqrt[2]{2 * 0.006 * (20 + 2333.333 - (8 + 2333.333) + 0.69) + (1.38)^2} = 1.43 \text{ м.}$$

Знаходимо параметри, щоб побудувати кривої депресії (табл.3):

Таблиця 3

x	2	4	6	8	11	14	17	20
h <sub>x</sub>	5.49	5.486	5.48	1.43	1.421	1.408	1.395	1.38

Фільтраційна міцність ядра буде

У відповідній греблі з ядром  $l_{est}$ , м:

$$l_{est,m} = \frac{z_1}{\delta_{сер}}, \quad (26)$$

де  $l_{est,m}$  – діючий середній градієнт напору,

$z_1$  – витрати напору в ядрі,  $z_1 = 5.48 - 1.43 = 4.05$  м;

$$l_{est,m} = \frac{4.05}{1.4} = 2.89 .$$

Дотримання умови доводить, що фільтраційна міцність тіла греблі і її основи зберігається:

$$l_{est,m} < \frac{1}{\gamma_n} l_{cr,m} , \quad (27)$$

$l_{cr,m}$  - критичний середній градієнт напору, для попередніх розрахунків обирається зі СНиП.

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності.

$$\frac{1}{\gamma_n} l_{cr, m} = \frac{8}{1.5} = 5.33(3) .$$

$$2.89 < 5.33(3)$$

Ми можемо бачити, що ядро є фільтраційно-стійким , середній градієнт відповідає значенню 2.89.

#### 1.4. Визначення стійкості низового укосу

##### 1.4.1. Перевірочний випадок

За допомогою метода круглоциліндричних поверхонь, визначаємо стійкість нижнього схилу. Тут передбачається, що сповзання частини ґрунтового масиву йде по радіальній кривій відносно певного центра ковзання (точка  $O_1$ ).

Стійкість схилу необхідно перевірити на всіх можливих поверхнях ковзання із знаходженням найнебезпечнішої призми зсуву.

Всі кругло циліндричні криві ковзання описуються положенням свого центру  $O_1$  і радіусом  $R$ . За даними В.В. Аристовського малі коефіцієнти стійкості складаються при положенні центрів кривих ковзання в межах багатокутника  $bb_1Oe_1eb$ . Щоб побудувати цю найнебезпечнішу зону, проводимо вертикальну лінію з центру нижнього схилу. Від тої точки  $a$  з урахуванням ухилу  $85^\circ$  до укосу проводимо лінію  $ad$ . З точки  $B$  і  $C$ , як із центру проводимо коло радіусами  $R_1$ .

$$R_1 = \frac{(R_H + R_B)}{2} , \quad (28)$$

де  $R_H$  - нижнє значення радіуса поверхні ковзання, м;

$R_B$  - верхнє значення радіуса поверхні ковзання, м.

$$R_H = k_1 * H_{гp} = 1.6 * 6.34 = 10.144 \text{ м}; \quad (29)$$

$$R_B = k_1 * H_{гр} = 2.82 * 6.34 = 17.88 \text{ м}, \quad (30)$$

де  $H_{гр}$  – висота греблі ;

$k_1$  і  $k_2$  – коефіцієнти прийняті за табл. 4.

Таблиця 4.

Значення  $k_1, k_2$

$m_{тср}$	2	3	4
$k_1$	1.4	1.65	1.9
$k_2$	2.5	2.9	3.2

$$R_1 = \frac{(17.88 + 10.144)}{2} = 14 \text{ м.}$$

Радіус  $R_1$  кривих, перетинається в точці  $O$ . З точки  $a$ , як із центру, проводимо дугу  $be$  радіусом  $R_2 = \frac{aO}{2} = \frac{10.28}{2} = 5.14 \text{ м.}$

Фігура з багатьма кутами  $bb_1Oe_1eb$  представляє зону центрів найнебезпечніших поверхонь ковзання. В.В. Аристовський показав, що в більшості випадків центри найбільше небезпечних кривих ковзання розташовуються поблизу лінії  $bo$ . Обираємо дану лінію як лінію тестових центрів.

На лінії тестових центрів відмічаємо точку  $O_1$ , з якої радіусом  $R_k = 15 \text{ м}$  креслимо криву ковзання. Наступним кроком визначаємо цій кривій ковзання коефіцієнт стійкості  $k_\gamma$ .

## Ділення на відсіки

Область, яка обмежена кривою ковзання і ділимо на вертикальні відсіки з шириною  $b=0,1R=0,1*15=1,5$  м.

Нульовий відсік показуємо симетрично до вертикальної лінії, яка проходить через центр кривої ковзання. Нумерація відсіків, розташованих від нульового відсіку у бік укосу, приймаємо зі знаком плюс, а в протилежному напрямку – із знаком мінус. Відповідно центру  $O_1$  розробляємо рівняння моментів сил діючих на відсік.

В цілому виділений відсік ґрунту знаходиться під дією власної ваги, тиску з боку сусідніх мас ґрунту і тиску фільтраційного потоку.

Особиста вага відсіку :

$$G = \gamma_{\text{пр}} b \sum h_{\text{пв}}, \quad (31)$$

$$\text{де } \gamma_{\text{пр}} = \rho_{\text{пр}} * g ; \quad (32)$$

$$\sum h_{\text{пв}} = h_{\text{пв}} + h_{\text{нас}} \frac{\rho_{\text{нас}}}{\rho_{\text{пр}}} ; \quad (33)$$

$$P_{\text{нас}} = \frac{\rho_s - \rho_0}{1 + e} ; \quad (34)$$

$$e = \frac{n}{1 - n} . \quad (35)$$

$\gamma_{\text{пр}}$  – питома вага ґрунту греблі ( природної вологості - вище кривої фільтрації, і насиченого водою – нижче кривої депресії, т/м<sup>3</sup>) ;

$b$  - ширина відсіку, м ;

$h_{\text{пв}}$  - середня висота смуги ґрунту вище кривої депресії, м ;

$h_{\text{нас}}$  - середня висота смуги ґрунту нижче кривої депресії, м ;

Найперше значення тиску фільтруючого потоку, який діє на  $n$ -й відсік:

$$W_{\varphi} = \frac{\gamma * h * n * b}{\cos \alpha n}, \quad (36)$$

де  $\alpha_n$  – кут нахилу підошви відкосу до горизонту.

Показуємо силу ваги  $G_n$  на підошві відсіку і розділяємо на складові :

$$\text{- нормальну} - N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n; \quad (37)$$

$$\text{- дотичну} - T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n; \quad (38)$$

Сила, що виникає на підошві відсіку, сила тертя :

$$S_n = (N_n - W\varphi) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i, \quad (39)$$

де  $\varphi_i$  – кут внутрішнього тертя ґрунту .

Сила зчеплення :

$$C_n = c_i \cdot l_i, \quad (40)$$

де  $c_i$  – питома сила зчеплення,

$l_i$  – довжина ділянки кривої ковзання.

По мимо вказаних сил на масив ґрунту впливає тиск води зі сторони нижнього б'єфу:

$$W_0 = 0,5 \cdot \gamma \cdot H_2, \quad (41)$$

де  $H_2$  – глибина води в нижньому б'єфі.

Для всього масиву сили і моменти, коефіцієнт стійкості укосу являється:

$$k_\gamma = \frac{(G_n \cdot \cos \alpha_n - W\varphi) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum c_i \cdot l_i + W_0 \cdot r / R}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n}; \quad (42)$$

де  $r$  – радіус дії сили  $W_0$  щодо центру кривої ковзання .

$$W_0 = 0.5 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot (1.38)^2 = 9.34 \text{ кН.}$$

$$\frac{W_0 \cdot r}{R} = \frac{9.34 \cdot 10.1}{15} = 6.29. \quad (43)$$

Коеф. стійкості укосу відповідає:

$$k_{\gamma} = \frac{286.5+672.28+6.29}{468.11} = 2.06 .$$

Проводимо перевірку на виконання умови стійкості :  $k_{\gamma} \geq \frac{\gamma n * \gamma l c}{\gamma c}$  ,  
(44)

$$1.06 \geq \frac{1.15 * 1.0}{1.0} = 1.15.$$

Положення кривої ковзання являється стійким, умова виконується.

Таблиця 5.

Визначення коефіцієнта стійкості  $k_\gamma$ 

№	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	$W_\varphi$	$\operatorname{tg} \varphi$	$(G_n \cos \alpha_n - W_\varphi) * \operatorname{tg} \varphi$	$c_i$	$l_i$	$c_i * l_i$
9	0.9	0.44	60.65	54.29	26.68	-	0.42	11.2	0.4	3.6	1.44
8	0.8	0.60	125.81	100.65	75.49	-	0.42	31.7	0.4	2.5	1
7	0.7	0.71	153.89	107.72	109.26	35.44	0.42	31.0	0.4	2.1	0.84
6	0.6	0.80	166.83	100.10	133.46	65.18	0.58	39.6	30	1.9	57
5	0.5	0.87	173.40	86.7	150.86	83.31	0.58	39.2	30	1.7	51
4	0.4	0.92	174.68	69.87	160.71	95.42	0.58	37.9	30	1.6	48
3	0.3	0.95	172.40	51.72	163.78	104.53	0.58	34.4	30	1.6	48
2	0.2	0.98	166.87	33.37	163.53	109.73	0.58	31.2	30	1.5	45
1	0.1	0.99	155.69	15.57	154.13	113.12	0.58	23.8	30	1.5	45
0	0	1	149.85	0	149.85	118.60	0.58	18.1	30	1.5	45
-1	-0.1	0.99	130.70	-13.07	129.39	118.61	0.58	6.3	30	1.5	45
-2	-0.2	0.98	127.1	-25.42	124.56	114.90	0.58	5.6	30	1.5	45
-3	-0.3	0.95	118.90	-35.67	112.95	109.98	0.58	1.7	30	1.6	48
-4	-0.4	0.92	81.53	-32.61	75.00	88.62	0.58	-7.9	30	1.6	48
-5	-0.5	0.87	49.15	-24.58	42.76	56.49	0.58	-7.9	30	1.7	51
-6	-0.6	0.80	28.55	-17.13	22.84	35.69	0.58	-7.3	30	1.9	57
-7	-0.7	0.71	5.29	-3.70	3.76	7.45	0.58	-2.1	30	1.2	36
				$\Sigma 468.11$				$\Sigma 286.5$			$\Sigma 672.28$

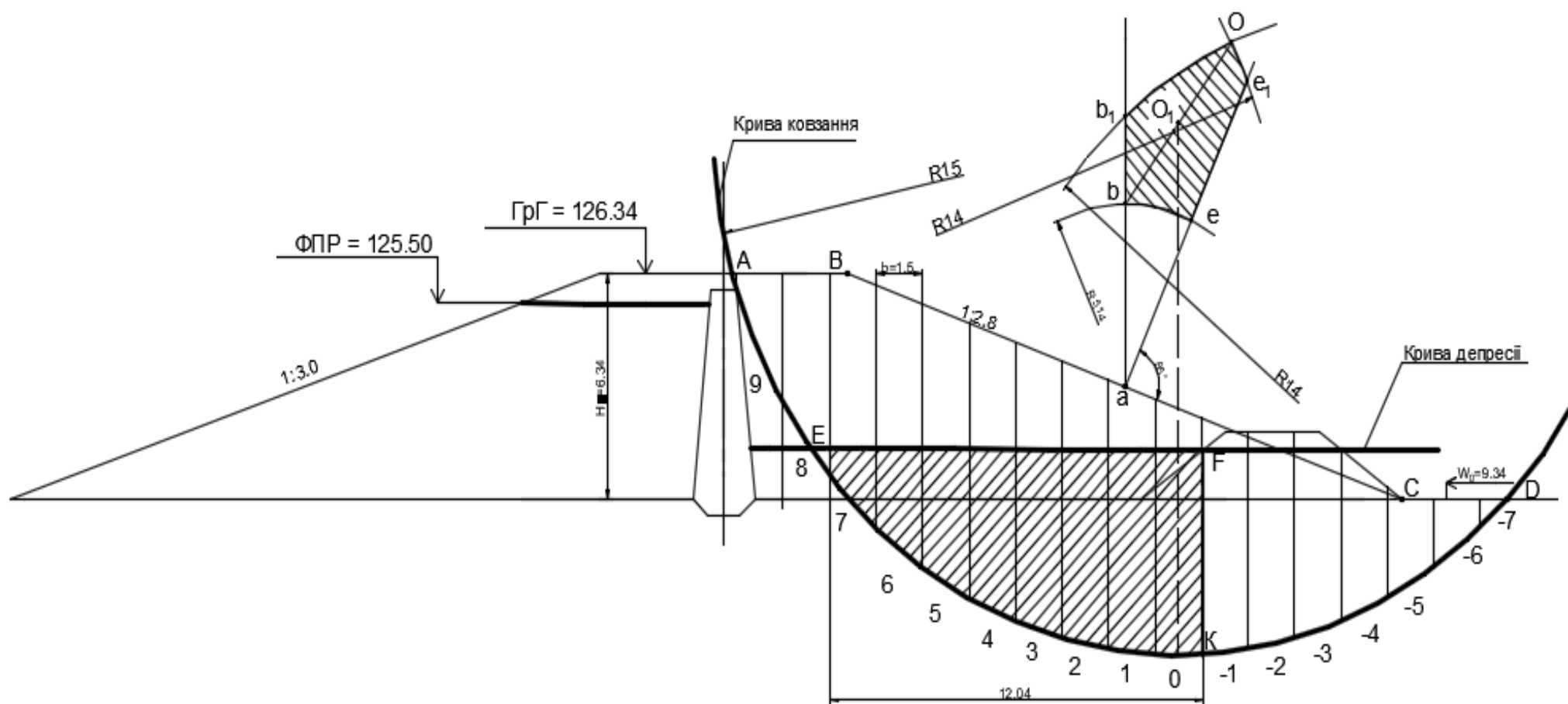


Рис.1. Розрахункова схема до розрахунку стійкості укосу. Перевірочний випадок

### **1.4.2. Розрахунок стійкості укосу. Основний випадок**

Завдяки використанню програмного комплексу GeoStudio : Slope/w розраховуємо коефіцієнт стійкості за методом Моргенштейна - Прайса. Представлений метод враховує вертикальні та горизонтальні сили внутрішньої взаємодії між відсіками.

#### **Аналіз результатів розрахунків**

Результатом розрахунку стійкості схилу є мінімальний коефіцієнт стійкості схилу; контур кривої ковзання з мінімальним коефіцієнтом стійкості; значення коефіцієнтів у кожному вузлі області та контури коефіцієнтів стійкості; контури поверхні ковзання; розрахунковий переріз.

За допомогою Draw Slip Surface Color Map, можна поставити необхідні данні площини центрів ковзання та легенду.

Значення стійкості схилу площини ковзання дорівнює 1.349 .

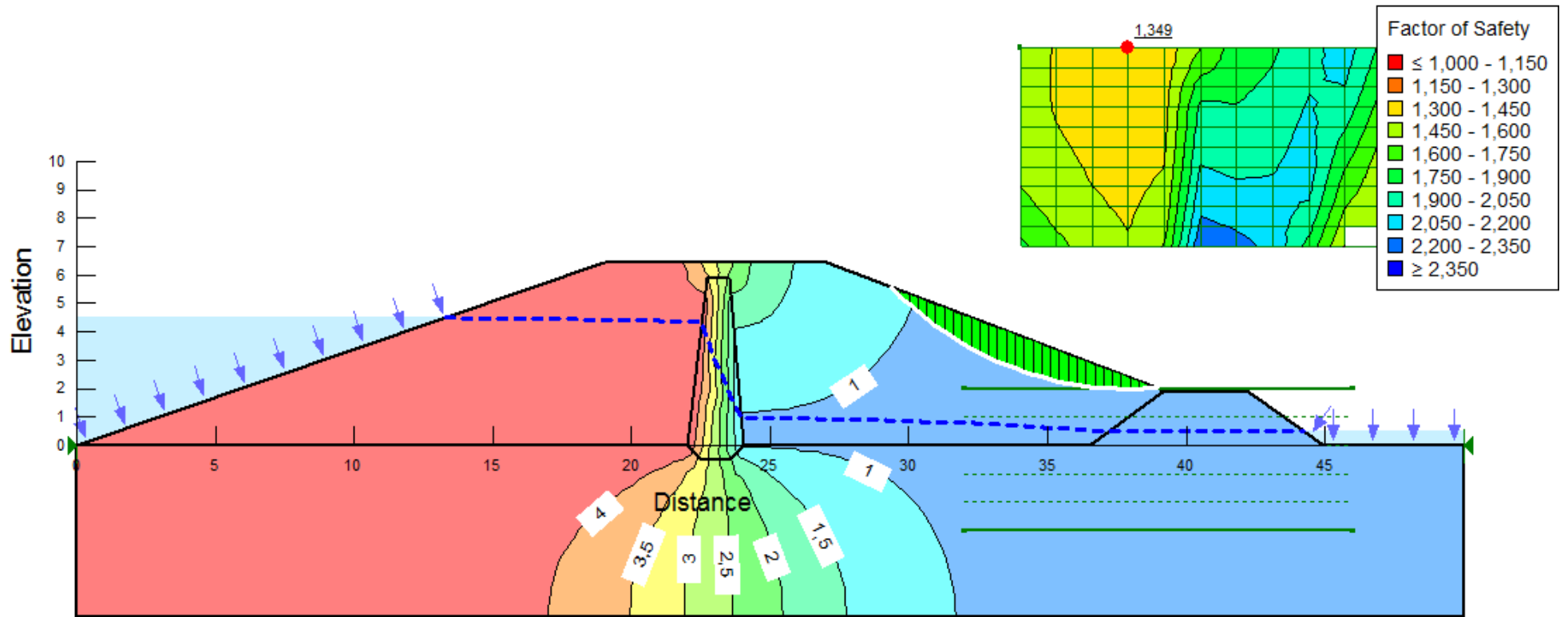


Рис.2. Розрахунок стійкості укосу. Основний випадок

## 2. Розрахунок та проектування паводкового водоскиду.

### 2.1. Гідрравлічний розрахунок баштового водоскиду.

Гідрравлічний розрахунок зводиться до визначення довжини ділянки водовідвідного каналу башти, що гарантує пропуск заданої витрати при вибраній висоті форсування РВ у верхній частині споруди. Цей розрахунок базується на наступному рівнянні для об'єму стоку, що проходить через водоскид:

$$Q = mp\sqrt{2gH^3}, \quad (45)$$

де  $m$  – коефіцієнт витрати, приймається 0,38-0,4 ;

$H$  – напір на гребені башти ;

$p$  – довжина водозливу .

Радіус башти приймається з умови  $2,2H \leq r \leq 5H$ .

$$p = \frac{Q}{m\sqrt{2gH^3}}; \quad (46)$$

$$p = \frac{18}{0,4\sqrt{2*9,81*1^3}} = 10,17;$$

При визначенні пропускної можливості відвідного трубопроводу рівень води в башті задати прохи нижче НІР (на 0,2...0,3 м). Після визначення різниці між рівнем води в башті і рівнем у НБ, при розрахунковій витраті визначається площа поперечного перерізу труби в напірному режимі руху води в трубі:

$$\omega = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gz}}; \quad (47)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт витрати труби;

$z$ - падіння напору в трубі.

Рівень води в НБ призначається відповідним підтопленому вихідному в отворі, а позначка горизонту води у НБ, при непідтопленому вихідному отворі – позначка осі відвідної труби.

$$z = НІР - 0,3 - РВНБ_{0,5\%}; \quad (48)$$

$$z = 124,5 - 0,3 - 121,38 = 2,82.$$

$$\omega = \frac{18}{0.75\sqrt{2*9.81*2.82}} = 3.23 \text{ м}^2.$$

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4};$$

$$d = \sqrt{\frac{4*\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4*3.23}{3.14}} = 2 \text{ м}; \quad (49)$$

Знаходимо коефіцієнт витрати:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{ex} + \zeta_{пов} + \lambda l / 4R}}; \quad (50)$$

де  $\zeta_{ex}$  – коефіцієнт опору на вході в трубу, приймається  $\zeta_{ex} = 0,2$ ;

$\zeta_{пов}$  – коефіцієнт опору на повороті;

$\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя, визначається в залежності від коефіцієнта шорсткості матеріалу та розмірів відвідної труби, приймається  $\lambda = 0.019$ ;

$l$  – довжина відвідної труби;

$R$  – гідравлічний радіус труби.

Для круглих труб :

$$R = \frac{d}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ м}; \quad (51)$$

таким чином коефіцієнт витрати буде:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.2 + \frac{0.019 * 33.12}{4 * 0.5}}} = 0.81$$

$$\omega = \frac{18}{0.81\sqrt{2*9.81*2.82}} = 2.99 \text{ м}^2.$$

Похибка :

$$\frac{3.23 - 2.99}{3.23} * 100\% = 7.43 \text{ \%}.$$

Повторний розрахунок:

$$d = \sqrt{\frac{4*\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4*2.99}{3.14}} = 2 \text{ м};$$

$$\frac{\omega}{2} = \frac{2.99}{2} = 1.5 \text{ м}^2.$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot \omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.5}{3.14}} = 1.38 \text{ м.}$$

Висновок. Обираємо 2 труби  $\varnothing$  1.4 м.

Щоб скомпонувати 2 труб на кресленні  $\varnothing$  1.4 м варто збільшити периметр водоскиду.

## 2.2. Спряження б'єфів, гідравлічний розрахунок споруд гасіння енергії.

На початку розрахунку водобійного колодязя, потрібно визначити ширину відвідного каналу унизу  $b_{BK}$ , глибина води в ньому ( $h_{BK}$ ) така сама, як глибина води в річці  $H_2$  пропускаючи розрахункову витрату  $Q_{max}$  (з кривої  $Q=f(h)$ ). Колодязь передбачається з розширенням в плані від ширини вихідного фронту труб  $b_{тр}^1$  до ширини каналу, що відводить воду  $b_{BK}$ .

Суміщення б'єфів при цьому відбувається в умовах просторового розтікання води у водобійному колодязі. Схема розрахунків зображена на рис. 5. В наслідок розрахунку необхідно знайти спряжені глибини гідравлічного стрибка  $h_c$  і  $h_c^{11}$ , глибину водобійного колодязя  $d_k$  та його довжину  $l_k$ .

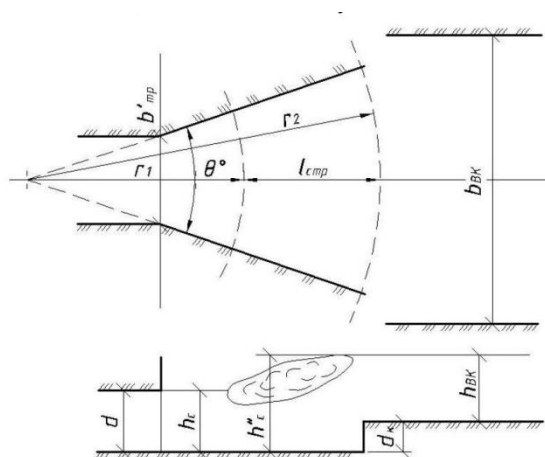


Рис.3. Схема до розрахунку спряження б'єфів

Ширина труб :

$$b_{тр}^1 = nd + (n - 1)t + 2n\Delta t = 2 * 1.4 + (2 - 1) * 0.42 + 2 * 2 * 0.11 = 3.66 \text{ м}$$

(52)

де  $d$  – діаметр або внутрішня ширина труби;

$t$  – відстань між трубами; приймається  $\geq 0,5$  м;

$\Delta t$  – товщина стінки труби; орієнтовно  $\Delta t = 0,1 \dots 0,2$  м.

Радіус  $r_1$ , який відповідає першій спряженій глибині:

$$r_1 = \frac{b_{mp}^1}{2 \sin \frac{\theta}{2}} = \frac{3.66}{2 \cdot \sin \frac{20}{2}} = 10.54 \text{ м}; \quad (53)$$

де  $\theta$  – кут розширення стінок колодязя в плані ;

Критична глибина  $h_{кр}$  :

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left( \frac{Q_{max}}{\theta r_1} \right)^2} = \sqrt[3]{\frac{1.1}{9.81} \left( \frac{18}{0.349 \cdot 10.54} \right)^2} = 1.39 \text{ м}; \quad (54)$$

де  $\alpha$  – коректив кінетичної енергії, можна прийняти  $\alpha = 1,1$ .

Значення числа Фруда  $Fr$  в початковому перерізі:

$$Fr = \left( \frac{h_{кр}}{h_c} \right)^3 = \left( \frac{1.39}{1.4} \right)^3 = 0.978 \text{ м}. \quad (55)$$

В умові  $Fr < 1$  ( $h_{кр} < h_c$ ) потік перебуває в спокійному стані.

В роботі обрано колодязь довжиною  $l_k = 4$  м і глибиною  $d_k = 0.5$  м.

Довжиною рисберми  $\epsilon$ :

$$l_{рис} = (1.5 \dots 2.0) \cdot l_k = 2 \cdot 4 = 8 \text{ м}. \quad (56)$$

Рисберма знаходиться на початку каналу, який відводить воду і виконується з розширенням або без нього . Схema 5 (а) береться до уваги в тому випадку, коли відповідний канал має достатню ширину  $b_{вк}$  і довжина ділянки зміни при наданому куті розширення потоку  $\theta^\circ$  значно перевищує довжину водобійного колодязя  $l_k$ .

В інших умовах приймається схема, б.

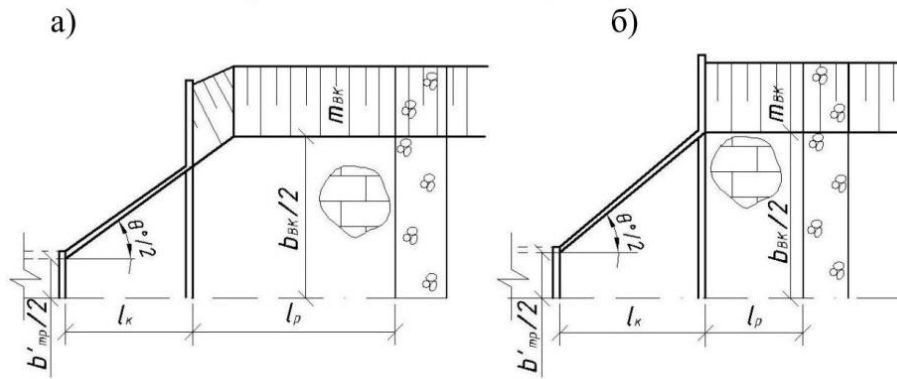


Рис.4. Вихідна частина баштового водоскиду

### Відвідний канал

Канал, що відводить воду об'єднує кінцеву частину водоскидної споруди та відвідне русло ріки. Глибиною води в каналі  $h_{BK}$  обирається така, як і РВНБ<sub>0.5%</sub>.

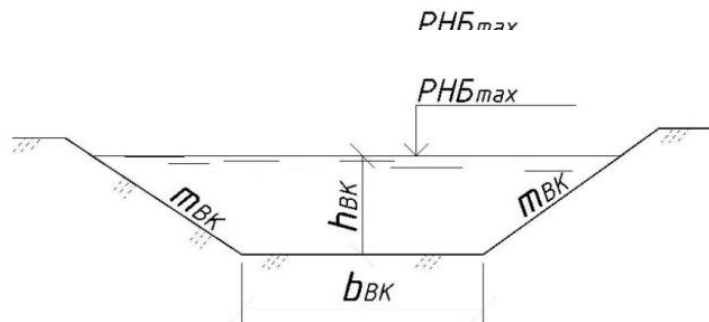


Рис.5. Поперечний переріз відвідного каналу

Шириною каналу по дну  $b_{BK}$  знаходиться за рівнянням:

$$b_{BK} = \frac{Q - m_{BK} v_{дон} h_{BK}^2}{h_{BK} v_{дон}} = \frac{18 - 1.5 \cdot 1.0 \cdot 1.38^2}{1.38 \cdot 1.0} = 10.97 \text{ м}, \quad (57)$$

де  $m_{BK}$  – коефіцієнт закладання укосів каналу,  $m_{BK} = 1.5$  ;

$V_{доп}$  – допустима швидкість руху води в каналі,  $V_{доп} = 1.0$  м/с.

Показники  $V_{доп}$  і  $m_{BK}$  визначаються у відповідності від ґрунтів, в яких передбачається канал (табл. 2.4)[10] .

Дана ширина каналу  $b_{BK}$  перевищує 10...15 м, то показуємо облицювання дна і укосів каналу за допомогою бетонних плит. Допустима швидкість руху води в каналі  $V_{доп}$  зростає до 1.5 м/с.

$$b_{BK} = \frac{Q - m_{BK} v_{дон} h_{BK}^2}{h_{BK} v_{дон}} = \frac{18 - 1.5 \cdot 1.5 \cdot 1.38^2}{1.38 \cdot 1.5} = 6.63 \text{ м.}$$

### 2.3. Статичний розрахунок водоскиду (башти).

Міцність башти досліджується на спливання та зсув. Виштовхуюча сила, починає діяти на башту:

$$W = \rho g V = 1 \cdot 9.81 \cdot 129.3 = 1268.44 \text{ т,} \quad (58)$$

де  $V$  – об'єм зануреної частини башти, включаючи фундамент,  $\text{м}^3$ ;

$\rho$  – густина води,  $\rho = 1 \text{ т/м}^3$ .

Башта не спливає, так як їй заважає власна:

$$G_b = \rho_b g V_b = 2.4 \cdot 10 \cdot (47.72 + 15.46 + 9.22) = 1738.9 \text{ т,} \quad (59)$$

де  $\rho_b$  – густина бетону, приймається 2.3 – 2.5  $\text{т/м}^3$ ;

$V_b$  – об'єм бетону в тілі башти, включаючи підводну.

$$G_b \geq (1.15 \dots 1.3) W \quad (60)$$

$$1738.9 \text{ т} > 1458.7 \text{ т.}$$

Башта – стійка до спливання, умова виконана.

Сила горизонтального тиску ґрунту:

$$E_{1,2} = 0,5 \rho_{зв} g b h_{1,2}^2 \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (61)$$

$$E_1 = 0.5 \cdot 1.12 \cdot 9.81 \cdot 6.06 \cdot (373)^2 \cdot \text{tg}^2(45 - 23/2) = 202.87;$$

$$E_2 = 0.5 \cdot 1.12 \cdot 9.81 \cdot 6.06 \cdot (5.02)^2 \cdot \text{tg}^2(45 - 23/2) = 367.46;$$

де  $h_{1,2}$  - відповідно максимальна та мінімальна глибини засипки біля башти;

$b$  - ширина башти;

$\varphi$  - кут внутрішнього тертя ґрунту в тілі греблі у водонасиченому стані;

$\rho_{зв}$  - густина ґрунту з урахуванням зважувальної дії води:

$$\rho_{зв} = (1 - n)(\rho_s - 1) = (1 - 0.33)(2.67 - 1) = 1.12; \quad (62)$$

де  $\rho_{num.}$  - густина матеріалу часток ґрунту;  $n$  - пористість ґрунту.

Показники  $n$  та  $\rho_s$  призначаються залежно від виду ґрунтів за додатковою літературою.

Щоб перевірити чи є стійкою башта на зсув, необхідно розрахувати залежність:

$$f \sum P / \sum E \geq n_{ckn}, \quad (63)$$

$$\frac{0.3(1738.9+395+705.38-1268.44)}{164.59} = 2.86;$$

де  $f$  - коефіцієнт тертя бетону по ґрунту, що дорівнює 0,30 для глинистих ґрунтів;

$\sum P$  - алгебраїчна сума всіх вертикальних сил;

$\sum E$  - алгебраїчна сума всіх горизонтальних сил;

$n_c$  - коефіцієнт сполучення навантажень, для основних сполучень  $n_c = 1$ ;

$k_n$  - коефіцієнт надійності, приймається в залежності від класу наслідків (відповідальності) споруди (для СС2-2 – 1.15 ).

$$2.86 \geq 1.15$$

Висновок. Башта стійка на зсув.

За формулою позацентрового стискання, рахуємо та проектуємо фундамент башти у вигляді прямокутної плити:

$$\sigma_{max/min} = \frac{G-W}{l_0 b_0} \pm \frac{6 \sum M}{l_0^2 b_0}; \quad (64)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{min} &= \frac{1738.9-1268.44+395.01+705.38}{4.5*7.06} - \frac{6(251.56-613.66-583.5+2295.3-355.51-634.84)}{4.5^2*7.06} = \\ &= 49 - 15.08 = 34; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{1738.9-1268.44+395.01+705.38}{4.5*7.06} + \frac{6(251.56-613.66-583.5+2295.3-355.51-634.84)}{4.5^2*7.06} = \\ &= 49 + 15.08 = 64; \end{aligned}$$

Плечі сил визначаються графічно за розрахунковою схемою башти (рис.8). Залежність максимальних та мінімальних напруг в основі башти обмежуються:

$$G_{max/min} \leq k \quad (65)$$

де  $k$  приймається: у суглинках – 2.0.

$$\frac{64}{34} = 1.88$$

$$1.88 \leq 2.0$$

Розрахунок сил та моментів показуємо в таблиці (табл.6).

Щоб дізнатись, чи являється дана башта стійкою до перекидання, користуємось формулою:

$$K = \frac{\sum M_{01}}{\sum M_{02}}; \quad (66)$$

де  $\sum M_{01}$ - сума моментів утримуючих сил;

$\sum M_{02}$ - сума моментів перекидаючих сил відносно точки А.

$$\sum M_{01} = Gl_G + V_1l_{V1} + E_1l_E + G_2l_2 + V_6l_6 = 2295.3 + 408.8 + 251.56 + 355.51 + 634.84 = 3946.01 \text{ кН*м}; \quad (67)$$

$$\sum M_{02} = Wl_W + V_2l_{V2} + E_2l_E = 583.5 + 408.8 + 613.66 = 1605.96 \text{ кН*м}; \quad (68)$$

$$K = \frac{3946.01}{1605.96} = 2.46$$

де  $n_c$  - 1.0;

$k_n$ - коефіцієнт надійності, приймається в залежності від класу наслідків (відповідальності) споруди (для СС2-2 – 1.15).

$$2.46 > 1.15$$

Умова виконується, отже, башта є стійкою на перекидання.

Таблиця 6

Визначення сил, що діють на баштовий водоскид та їх моментів

№ п/п	Найменування сил	Позначення	Величина сили	Плече сили відносно вісі О	Момент сили відносно вісі О
1	Горизонтальна сила гідростатичного тиску	$V_1$	194.68	2.1	408.8
2	Горизонтальна сила гідростатичного тиску	$V_2$	194.68	2.1	-408.8
3	Сила горизонтального тиску ґрунту	$E_1$	202.87	1.243	251.56
4	Сила горизонтального тиску ґрунту	$E_2$	367.46	1.673	-613.66
5	Виштовхуюча сила	$W$	1268.44	0.46	-583.5
6	Сила ваги	$G$	1738.9	1.32	2295.3

7	Сила тиску ґрунту	$G_{\Gamma}$	395.01	0.9	-355.51
8	Сила тиску води	$V_B$	705.38	0.9	-634.84

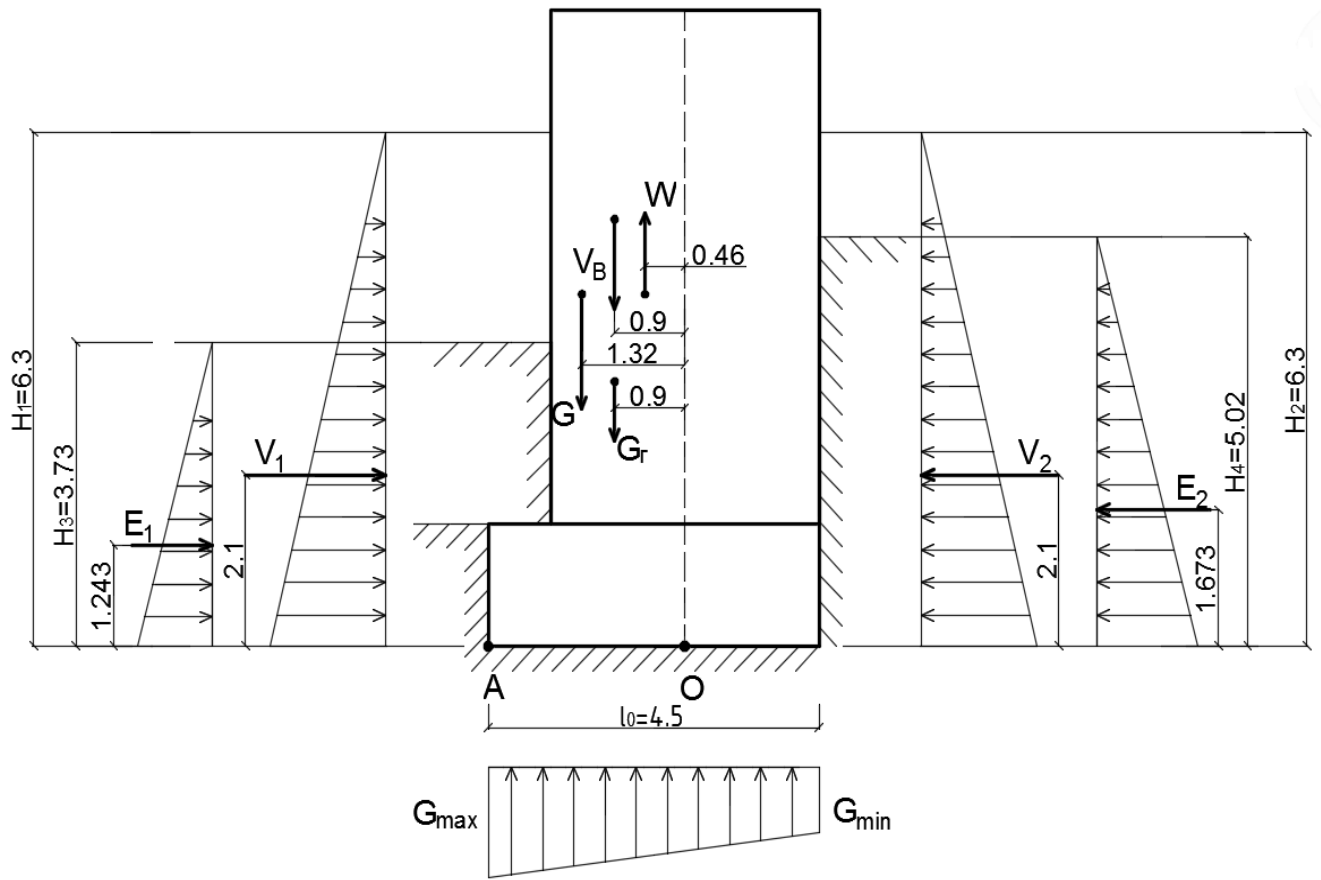


Рис.6. Схема до статичного розрахунку баштового водоскиду

### 3. Водозабірні споруди

#### 3.1 Визначення категорії надійності

Кількість жителів у населеному пункті становить 68000 осіб. Це більше ніж 50000, тому приймаємо I категорію відповідальності водопостачання.

#### 3.2 Визначення продуктивності водозабору.

З виразу на розрахунковий період знаходимо потрібну продуктивність водозабору:

$$Q_{роз} = Q_{max} \times K_1 \times K_2 \times K_3$$

$$Q_{max} = 21395,97 \text{ м}^3/\text{доб}; K_1=1,1; K_2=1,1; K_3=1$$

$$Q_{роз} = 21395,97 \times 1,1 \times 1,1 \times 1 = 25889,12 \text{ м}^3/\text{добу} = 0,2996 \text{ м}^3/\text{с}$$

На майбутнє збільшення водопостачання об'єкта враховуємо коеф. перспективи  $k_{персп} = 1,2-1,3$ , тобто:

$$Q_{персп} = Q_{роз} \times K_{персп} = 25889,12 \times 1,2 = 31066,95 \text{ м}^3/\text{добу} = 0,359 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$K_{персп}=1,2$$

Таблиця 7

№	Водоспоживання	Розрахунковий період		Перспектива	
		тис.м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с	тис.м <sup>3</sup> /добу	м <sup>3</sup> /с
1	2	3	4	5	6
1	$Q_{заг}$	25,88912	0,299643	31,06695	0,359571

### 3.3 Вибір джерела водопостачання

Користуючись даними з ДБН відповідно категорії надійності перевіряємо можливість річки забезпечувати достатню витрату і хорошу якість води. Відомості показуємо в таблиці 8, та враховуємо розрахункові режими у заданому створі водозабірної споруди за найменших витратах води у річці.

Таблиця 8

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

### 3.4 Розрахункові режими в створі водозабору

Таблиця 9

Номер ділянки	Процент забезпеченості середньомісячної витрати річки				
	97%	95%	50%	1%	10%
2	20/12	25/14	55/45	680	400

Зауваження: у чисельнику представлено максимальні та середні (літньо-осінні); в знаменнику зображено мінімальні (зимові) середньомісячні витрати, м<sup>3</sup>/с.

Мінімальна санітарна витрата обчислюється за виразом:

$$Q_{роз}^{сан} = Q_P - Q_{роз} = 12 - 0,2996 = 11,7 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$Q_{перен}^{сан} = Q_P - Q_{перен} = 12 - 0,3596 = 11,64 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$Q_{95\%}K_{сан} = 14 \times 0,35 = 4,9 \text{ м}^3/\text{год}$$

$$K_{сан} = 0,35.$$

$$Q_{роз}^{сан} > Q_{95\%}K_{сан} = 11,7 > 4,9$$

$$Q_{перен}^{сан} > Q_{95\%}K_{сан} = 11,64 > 4,9$$

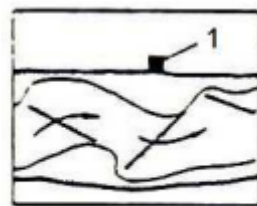
Таблиця 10

№	Розрахункові витрати	Значення витрат, м <sup>3</sup> /с
1	$Q_{роз}$ водозабору	0,2996
2	$Q_{персп}$ водозабору	0,3596
3	$Q_{95\%}$	25/14
4	$Q_{роз}^{сан}$ річки	11,7
5	$Q_{перен}^{сан}$ річки	11,64

Значення витрат річки можна порівняти із розрахунковими значеннями витрат водозабору і робимо висновок, що джерело, воно ж річка, повноцінно забезпечує роботу водозабору на розрахований період, а також на перспективу.

### 3.5 Вибір місця розташування водозабору

Наше місто знаходиться на лівому березі річки, то відповідно там же і розміщуємо водозабір, призначаємо побічний тип руслових деформацій і можливий варіант знаходження водозабірних споруд.



6

Рис. 7. Тип руслових деформацій та можливе розміщення водозабірних споруд на них: в) побочневий.

(1– водозабір; 2– місце випрямлення та розчистка русла; 3 – місця кріплення берега)

Щоб було зручно, розмістимо водозабір в найближчій відстані до водоспоживача; вода у річці відповідає вимогам водопостачання, умови для будівництва та експлуатації є допустимими; споруда даного водозабору є простою, економічно вигідна для експлуатації; зони санітарної охорони являються недорогими та надійними.

### 3.6 Вибір типу та схеми водозабору

Таблиця 11

№	Категорія надійності	%	Витрати зимові/Літні	Позначки рівнів води/глибини, м		
				Зимові	Літні	Весняні
1	I	97	20/12	115,3/4,8	115,1/4,6	
2		95	25/14	115,5/5	115,2/4,7	
3		50	55/45	116/5,5	115,9/5,4	
4		1	680			119,1/8,6
5		10	400			118/7,5

Відмітка дна 110,5 м.

Різницю позначок рівнів у весняний  $Z_{\max}$  і літній (зимовий)  $Z_{\min}$  періоди знаходимо амплітуду коливань води у річці, м,:

$$A = Z_{\max} - Z_{\min} = 119,1 - 115,1 = 4 \text{ м.}$$

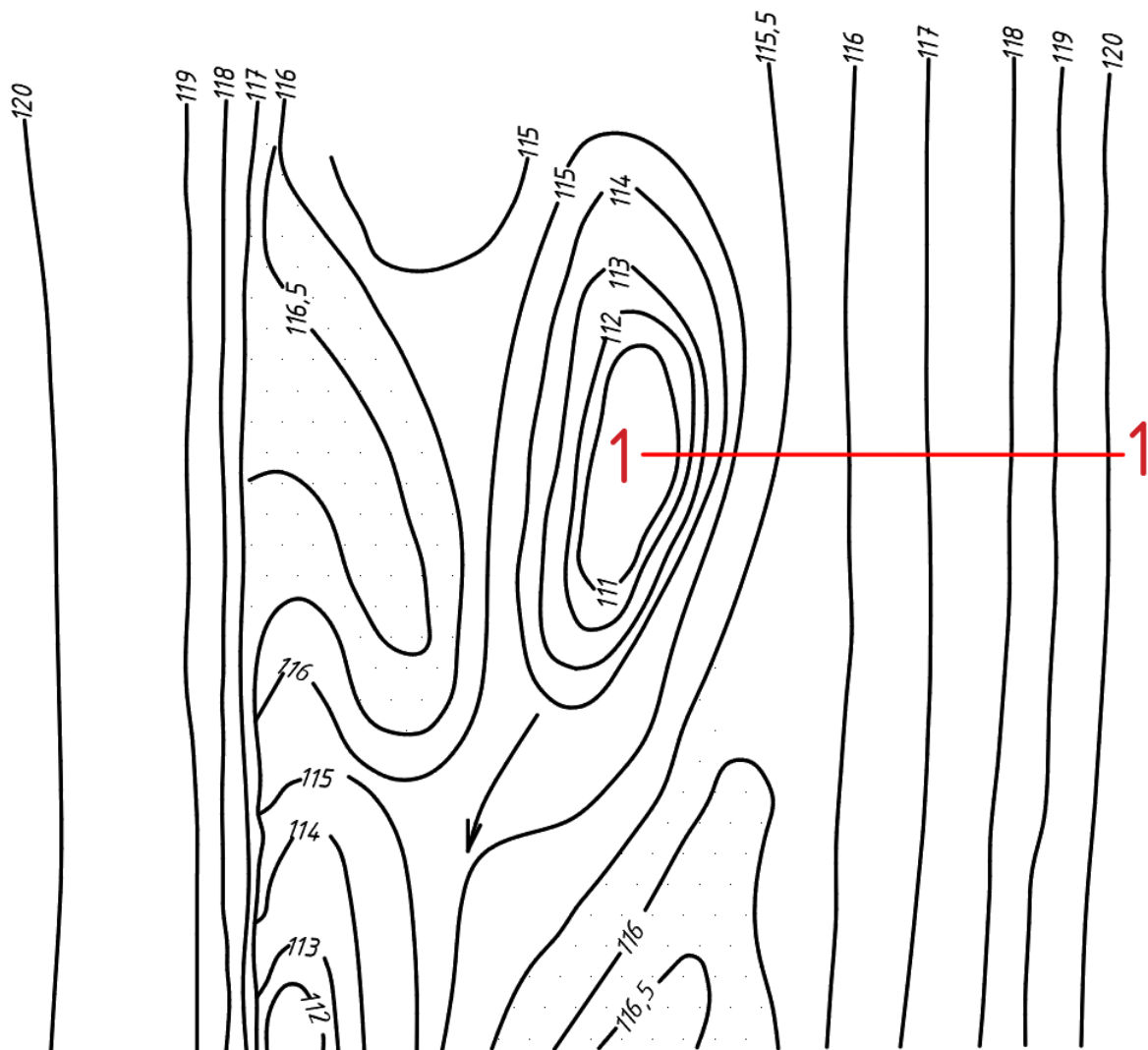


Рис. 8. Ділянка під водозабір

Підбір горизонтального масштабу:

$$112-111 = 5,2 \text{ м;}$$

$$115-116 = 38,4 \text{ м;}$$

$$111-111 = 28,4 \text{ м;}$$

$$116-117 = 26,8 \text{ м;}$$

$$111-112 = 4,2 \text{ м;}$$

$$117-118 = 28,4 \text{ м;}$$

$$112-113 = 4,3 \text{ м;}$$

$$118-119 = 15 \text{ м;}$$

$$113-114 = 5,4 \text{ м;}$$

$$119-120 = 17,9 \text{ м.}$$

$$114-115 = 5 \text{ м;}$$

Відстані між горизонталями та їх сума:

$$5,2+28,4+4,2+4,3+5,4+5+38,4+26,8+28,4+15+17,9 = 179 \text{ м.}$$

Тоді, призначаємо масштаби  $M_B 1 : 100$ ;  $M_T 1 : 400$ .

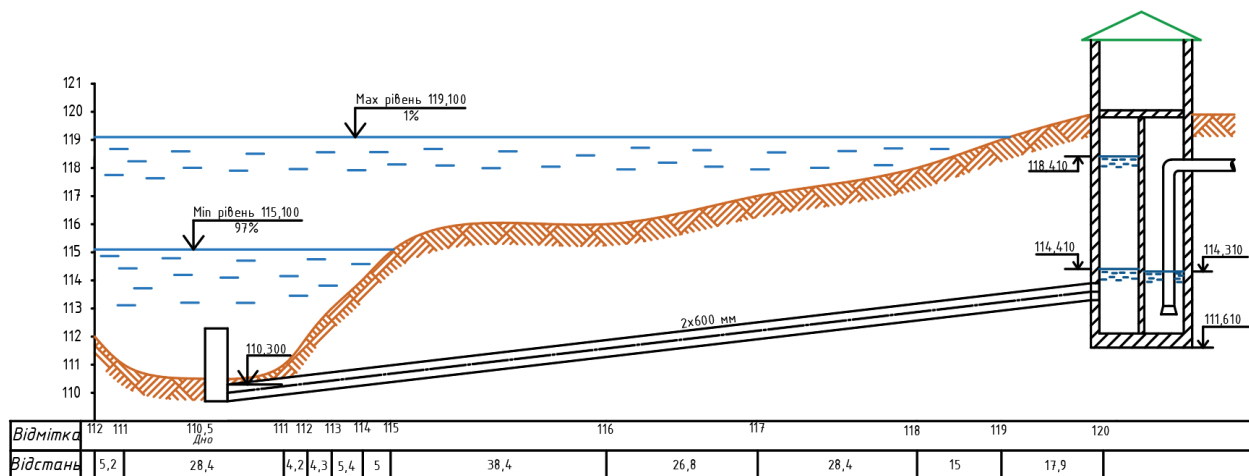


Рис. 9. Поперечний переріз русла у місці розташування водозабору.

Передбачаємо русловий тип водозабору, користуючись розрахунковою витратою та топографічними, геологічними і гідрологічними умовами.

### Складність умов забору води

Властивості води в річці:

- каламутність  $522 \leq 2586$  НОК ( $900 \leq 1500 \text{ мг/дм}^3$ ).
- льодостав стійкий, потужність  $0,3 < 1,2$  м, формується з ополонками.
- шуга 2 бали.

Сміття, біологічне обростання двостулковими молюсками, планктоніві водорості, все це сповільнює роботу водозабірних споруд.

Користуючись ДБН В.2.5 – 74:2013 таб.13 ст.40, отримуємо середні умови забору води, затоплений водоприймач, віддалений від берега, недоступний у деякі періоди року.

Запроектуємо один водоприймач.

## ОГОЛОВОК

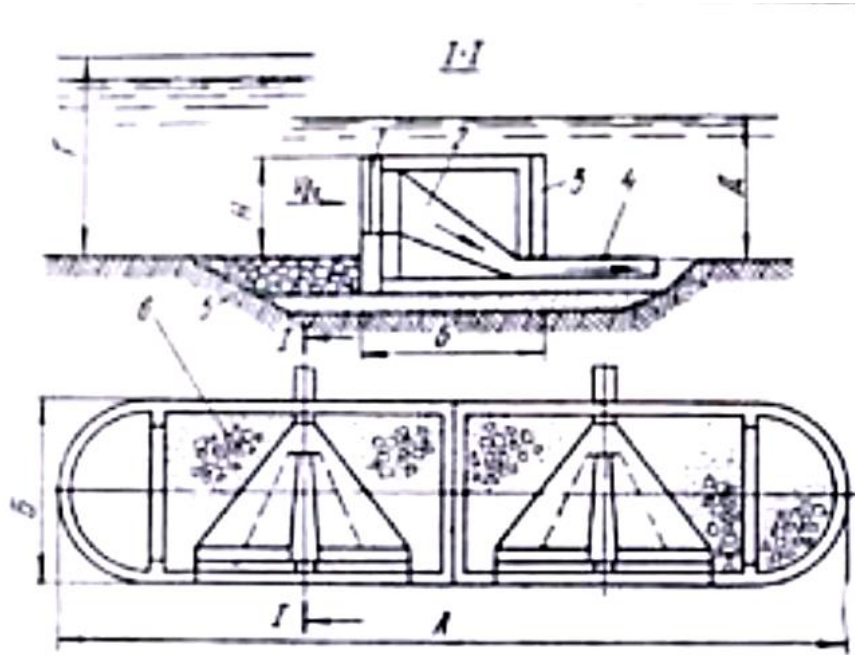


Рис.10. Залізобетонний розтрубний захищений оголовок з боковим прийомом ВОДИ

Тип, основні значення:

- 1- сміттєзатримуючі решітки;
- 2- розтруб;
- 3- залізобетонний корпус оголовка;
- 4- самопливний водовод;
- 5- кріплення русла камінням;
- 6- завантаження галечником щебнем або тощим бетоном.

(А = 5,5 – 15,8; Б = 2,5 – 4; В = 2,6 – 3; Д = 1,7 – 2,1; Н = 1,4 – 1,8)

### 3.7 Гідравлічні розрахунки

1. Розраховуємо площу водоприймальних вікон та обираємо сміттєзатримуючі решітки:

- а) тип оголовка (див. Рис.11);
- б) секції та їх кількість 2 (1, п.9.2.8 I,II категорії  $\geq 2$ );

в) витрата секцій:  $q_p = \frac{0,3596}{2} = 0,18 \text{ м}^3/\text{с};$

г) значення площі водоприймальних вікон однієї секції (брutto):

$$\omega_{бр}^{реш} = 1,25 \cdot \frac{q_p \cdot k_{см}}{V_{вм}} = 1,25 \cdot \frac{0,18 \cdot 1,16}{0,25} = 1,04 \text{ м}^2.$$

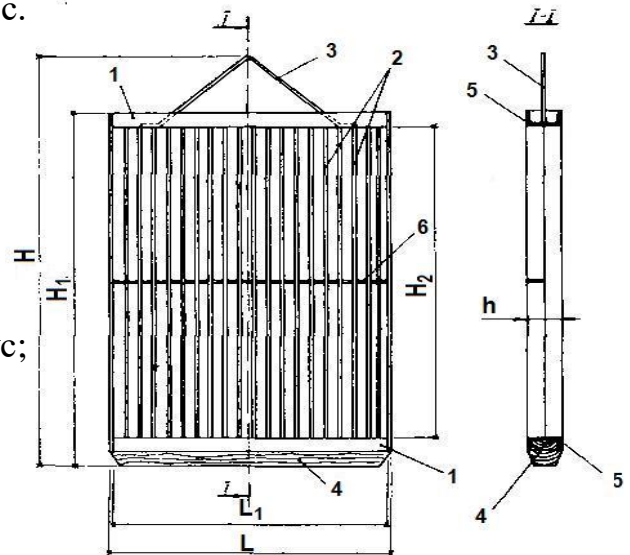
1,25 – коефіцієнт засмічення решітки;

$$k_{см} = \frac{a_{см} + c_{см}}{a_{см}} = \frac{50 + 8}{50} = 1,16 \text{ мм} - \text{коефіцієнт стиснення};$$

$V_{вм}$  – (п.9.2.14) швидкість втікання, 0,25 м/с.

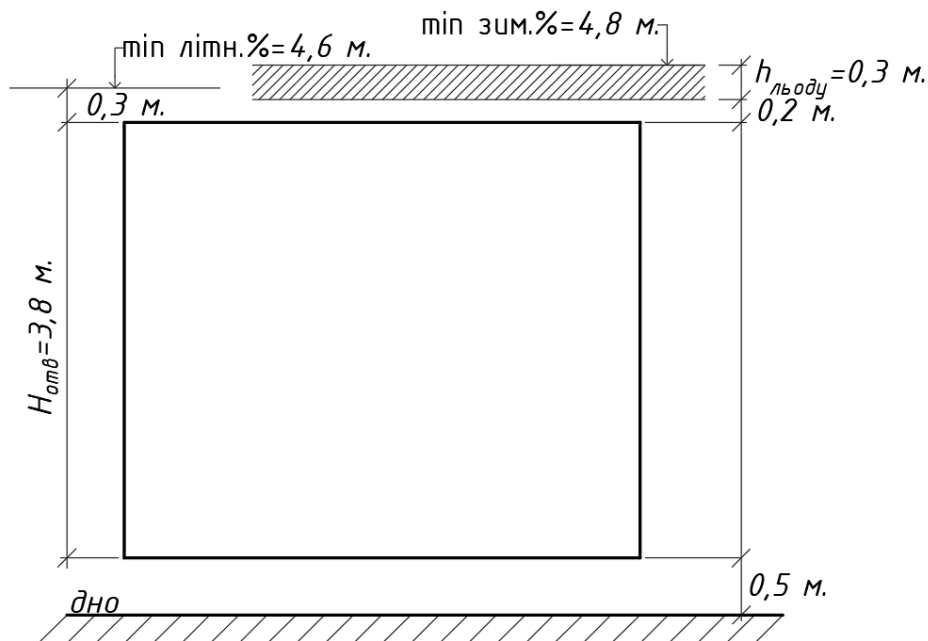
Рис. 11. Сміттєзатримувальні решітки:

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



д) ймовірна висота отвору водозабору:

$$H_{отв} = \begin{cases} H_{\min \%}^{зум} - 0,9 \cdot h_{л} - 0,2 - 0,5 = 4,8 - 0,9 \cdot 0,3 - 0,2 - 0,5 = 3,83 \text{ м} \\ H_{\min \%}^{літ} - 0,3 - 0,5 = 4,6 - 0,3 - 0,5 = 3,8 \text{ м} \end{cases}$$



е) підбираємо розміри решіток:

## Основні технічні характеристики сміттєзатримувальних решіток

Таблиця 12

Розміри водоприй- мального вікна, мм	Площа вікна, м <sup>2</sup>	Основні розміри, мм							Маса, кг
		H	H1	H2	h	h1	L	L1	
1000x1250	1,08	1680	1380	1250	80	50	1120	1000	94

з) значення втрат напору в решітці:

$$h_{реш} = \zeta_{реш} \cdot \frac{V_{реш}^2}{2g} = 0,1 \text{ м} - \text{приймаємо без розрахунку.}$$

Знаходимо площу та підбираємо сітки:

а) тип сіток:

$a < 1 \text{ м}^3/\text{с}$  - плоскі

б) кількість секцій 2 (1, п.9.2.8 I,II категорії  $\geq 2$ );

в) значення витрати однієї секції:  $q_p = \frac{0,3596}{2} = 0,18 \text{ м}^3/\text{с}$ ;

г) розрахунок площі сіток однієї секції (брутто):

$$\omega_{бр}^{сiм} = 1,25 \cdot \frac{q_p \cdot k_{cm}}{V_{см}^{сiм}} = 1,25 \cdot \frac{0,18 \cdot 1,96}{0,6} = 0,74 \text{ м}^2.$$

1,25 – коефіцієнт засмічення решітки;

$$k_{cm} = \left( \frac{a_{cm} + c_{cm}}{a_{cm}} \right)^2 = \left( \frac{3 + 1,2}{3} \right)^2 = 1,96 \text{ мм} - \text{коефіцієнт стиснення};$$

$V_{см}^{сiм}$  – (п.9.2.28) швидкість стікання, ( $< 1 \text{ м}^3/\text{с}$ ).

д) добираємо сітки:

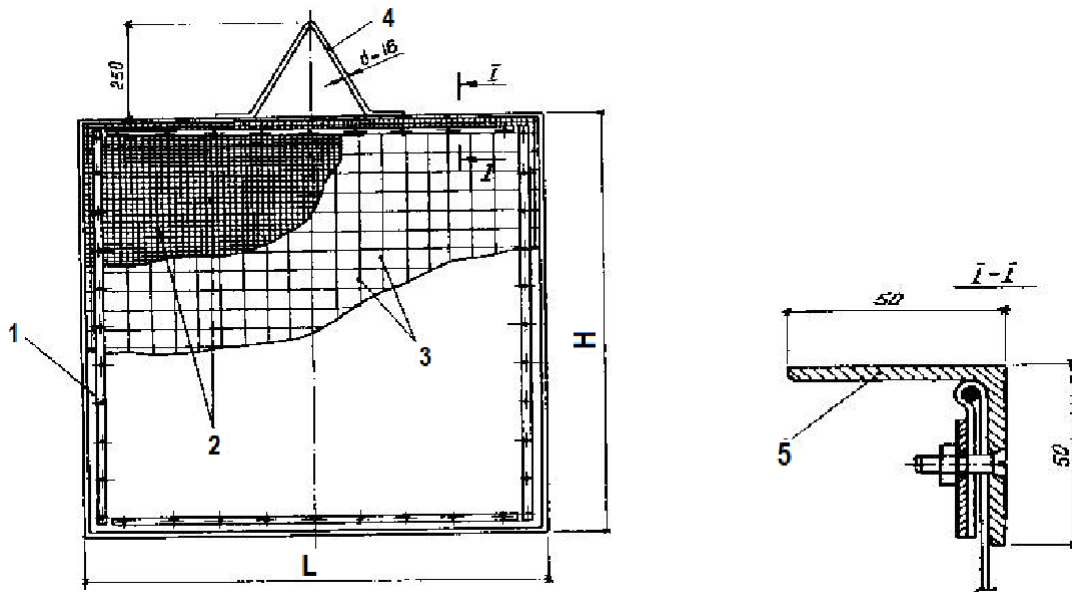


Рис. 12. Плоскі сітки:

1 –металева рама; 2 –робоче полотно сітки; 3 –підтримуюча сітка;

4 –скоба для монтажу; 5 –стальний куток

### Розміри і маса змінних плоских сіток

Таблиця 13

Розміри отвору, мм		Загальна маса сіток із дроту, кг		
Ширина, L	Висота, H	d = 1,2 мм; вічко 2x2 мм	d = 1 мм; вічко 3,5x3,5 мм	d = 1 мм; вічко 4,5x4,5 мм
1000	1250	68,0	62,4	61,3

### 4.8 Розрахунок всмоктувальних водоводів

Постачання води від оголовка в напрямку водозабірною колодязя відбувається за допомогою двох самопливних ліній, діаметр знаходимо, так аби

швидкість води в лініях була не меншою ніж швидкість води в річці, це потрібно для того, щоб обійти відкладання в трубах. Також коли паводок, коли вода має відносно високу мутність, всю витрату пропускаємо по одній лінії з швидкістю  $v = 1,2$  м/с.

Значення діаметру самопливного трубопроводу:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,36}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,62 \text{ м.}$$

Призначаємо сталеві труби діаметром 600 мм, для яких  $v_1 = 1,21$  м/с. В межень загальну витрату проводимо по двох трубах зі швидкістю  $v_2 = 0,605$  м/с.

Колодязь, який приймає воду розміщуємо за межами ймовірного підтоплення, тобто на 0,5 м вище максимального рівня розрахованої забезпеченості ( $Z_{1\%}=465,1$ м) з висотою хвилі.

$$Z_{\text{вск}} = 465,1 + 0,3 + 0,5 = 465,9 \text{ м.}$$

Розрахункова довжина самопливних водоводів становить:

$$l = 15 + 28,4 + 26,8 + 38,4 + 5 + 5,4 + 4,3 + 4,2 + 10 = 137,5 \text{ м}$$

Довжина однієї самопливної лінії дорівнює  $l = 137,5$  м. В таблиці Шевелева для сталених труб діаметром 600 мм в залежності від показника пропускаючої витрати обираємо величину гідравлічного ухилу  $i$ . У місцевих опорах руху води з річки в водозабірний колодязь призначаємо значення коефіцієнтів  $\zeta$ : для звужуючого переходу – 0,25; а також для двох зварних відводів із кутом  $45^\circ$  – 0,9; для трійника в прямому напрямку – 0,1; для засувки – 0,1; для виходу в резервуар з труби – 1; вхід в трубу – 0,15;  $\Sigma\zeta = 2,5$

Знаходимо втрати напору коли рух води з однією самопливною лінією:

1) за довжиною –  $1000i$  за табл. Шевелева для витрат –  $Q = 360$  л/с , вхід по сталевим трубам діаметром 600 мм, відповідає  $1000i = 2,93$  ;  $i = 0,00293$

$$h_{\text{дл}} = 0,00293 \cdot 137,5 = 0,4 \text{ м;}$$

2) сміттєзатримуюча решітка являється:  $h = 0,1$  м;

3) відповідно місцеві втрати напору при швидкості будуть:

$$v_1 = 1,21 \text{ м/с};$$

$$\Sigma \zeta = 2,5$$

$$\Sigma h_m = 2,5 \cdot \frac{1,21^2}{2 \cdot 9,81} + 0,1 = 0,29 \text{ м.}$$

Сумарні втрати напору при довжині по одній самопливній лінії:

$$h_\omega = h_{\text{дл}} + \Sigma h_m = 0,4 + 0,29 = 0,69 \text{ м}$$

Загальні втрати напору при русі води за допомогою двох самопливних ліній:

1) по довжині –  $1000i$  за табл. Шевелева для витрат –  $Q = 180$  л/с , вхід по сталевим трубам діаметром 600 мм, відповідає  $1000i = 0,82$  ;  $i = 0,00082$

$$h_{\text{дл}} = 0,00082 \cdot 137,5 = 0,11 \text{ м};$$

2) сміттєзатримуюча решітка являється:  $h = 0,1$  м;

3) відповідно місцеві втрати напору при швидкості:

$$v_1 = 0,6 \text{ м/с};$$

$$\Sigma \zeta = 2,5$$

$$\Sigma h_m = 2,5 \cdot \frac{0,6^2}{2 \cdot 9,81} + 0,1 = 0,15 \text{ м.}$$

Сумарні втрати напору при довжині по одній самопливній лінії:

$$h_\omega = h_{\text{дл}} + \Sigma h_m = 0,11 + 0,15 = 0,26 \text{ м}$$

$z_1 = 119,1 - 0,69 = 118,41$  м – позначка рівня води в водоприймальній камері берегового колодязя в паводок;

$z_2 = 115,1 - 0,26 = 114,84 \text{ м}$  – позначка в межень;

$z_3 = 115,1 - 0,69 = 114,41 \text{ м}$  – позначка самого нижчого рівня води в водоприймальній камері в період роботи однієї самопливної лінії;

Напір та його втрати в сітках приймаємо 0,1 м:

$z_4 = 118,41 - 0,1 = 118,31 \text{ м}$  – значення рівня води всмоктувальної камері під час паводку;

$z_5 = 114,84 - 0,1 = 114,74 \text{ м}$  – значення в межень при роботі двох самопливних ліній;

$z_6 = 114,41 - 0,1 = 114,31 \text{ м}$  – ремонтні роботи або промивка однієї самопливної лінії.

Передбачаємо залізобетонний береговий колодязь круглого перерізу з внутрішнім діаметром 6,0 м.

Розділяємо колодязь на дві камери. Водоприймальні вікна в цій перегородці перекриваємо обраними сітками.

$z_7 = z_6 - 0,15 = 114,31 - 0,15 = 114,16 \text{ м}$  – позначку верха сіток приймаємо на 0,15 м найнижчого від рівня води водоприймальної камери;

$z_8 = z_7 - H_c = 114,16 - 1,25 = 112,91 \text{ м}$  – позначка нижнього краю сітки;

$z_9 = z_8 - 0,5 = 112,91 - 0,5 = 112,41 \text{ м}$  – поріг перед сіткою, обираємо 0,5 м.

Дно колодязя передбачаємо з ухилом  $i \geq 0,005$  до напрямку, глибина данного місця становить 0,2 м, а відмітка дна – на 0,3 м. є нижчою за відмітку дна колодязя перед сіткою.

$z_{10} = z_9 - 0,3 = 112,41 - 0,3 = 112,11 \text{ м}$  – позначка дна колодязя перед сітками;

$z_{11} = z_3 - 0,5 = 114,41 - 0,5 = 113,91$  м – відмітка верха самопливних труб, перед входом їх до берегового водозабірною колодязя, обираємо на 0,5 м нижче ніж найнижчий рівень води в водоприймальній камері;

$z_{12} = z_{\text{д.р.}} - 0,2 = 110,5 - 0,2 = 110,3$  м – позначка по врху самопливних труб поряд з оголовком.

Самопливні труби проектуємо з підйомом до колодязя. Дистанція від низу самопливних трубопроводів до самого дна приямка:

$$h = z_{11} - d - z_{10} = 113,91 - 0,6 - 112,11 = 1,2 \text{ м}$$

$z_{13} = z_{\text{н.з.}} + 0,15 = 119,9 + 0,15 = 120,05$  м – рівень підлоги службового павільйонна.

Глибина всього берегового колодязя:  $H = z_{13} - z_{10} = 120,05 - 112,11 = 7,94$  м.

Глибина води мінімальна у всмоктувальній камері :

$$H_{\text{min}} = z_6 - z_9 = 114,31 - 112,41 = 1,9 \text{ м.}$$

Користуючись витратою  $Q$ , м<sup>3</sup>/год і розрахунковим напором  $H$ , м призначаємо насоси першого підйому:

$$Q_{\text{роз}} \text{ водозабору} = 0,2996 \text{ м}^3/\text{с} = 1078,56 \text{ м}^3/\text{Год}$$

$$Q_{\text{персп}} \text{ водозабору} = 0,3596 \text{ м}^3/\text{с} = 1294,56 \text{ м}^3/\text{Год}$$

Напір насоса розрахунковий становить:

$$H_{\text{н}} = H_{\text{гео}} + \Sigma h$$

де:  $H_{\text{гео}} = Z_{\text{ОС}} - Z_6$  - геодезична висота підйому води.

$Z_{\text{ОС}}$  - відмітка подачі на ВОС - 129,0 м

$Z_6$  - відмітка самого низького рівня води в усмоктувальній камері - 114,31 м

$$H_{\text{geo}} = Z_{\text{OC}} - Z_6 = 129 - 114,31 = 14,69 \text{ м}$$

$\Sigma h$  - сума втрат напору від усмоктувального патрубку насоса до ВОС з урахуванням запасу на вільний вилив, приймаємо 8 м.

Напір насоса розрахунковий становить:

$$H_{\text{н}} = H_{\text{geo}} + \Sigma h = 14,69 + 8 = 22,69 \text{ м}$$

Отже, задаємо 2 робочі насоси 1Д1250-63Б,  $n = 960$  об/хв,  $D_{\text{к}} = 390$  мм. З урахуванням 1 резервного в НС-І проектуємо 3 насоси.

Діаметр усмоктувальних труб знаходиться за виразом:

$$d_{\text{у.в}} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{н}}}{\pi \times V_{\text{у.в}}}}$$

$$d_{\text{у.в}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,18}{3,14 \times 1,35}} = 0,41 \text{ м}$$

де  $Q_{\text{н}} = 0,359 : 2 = 0,18$  витрата одного насоса,  $\text{м}^3/\text{с}$

$V_{\text{у.в}}$  – рекомендована швидкість руху води в усмоктувальному

трубопроводі,  $\text{м}/\text{с}$ ;  $V_{\text{у.в.}} = 0,8 - 1,5$   $\text{м}/\text{с}$ ; приймаємо  $V_{\text{у.в.}} = 1,35$   $\text{м}/\text{с}$ ;

Призначаємо  $d_{\text{у.в}} = 400$  мм.

За табл. Шевелева шукаємо фактичну швидкість руху води в трубі:

$$V_{\text{у.в}} = 1,34 \text{ м}/\text{с} \text{ і } 1000i_{\text{у.в}} = 6,02$$

Довжиною усмоктувальних трубопроводів буде  $L_{\text{у.в.}} - 40 \text{ м} = 0,040$  км

Втрати напору в усмоктувальних трубопроводах відповідають:

$$h_{\text{у.в.}} = 1,1 \cdot 1000i_{\text{у.в.}} \cdot L_{\text{у.в.}} = 1,1 \cdot 6,02 \cdot 0,040 = 0,26 \text{ м}$$

Вісь насоса та її відмітка:

$$z_0 = z_n + H_{\text{вак}} - h_{yв} - \frac{v^2}{2g}$$

$$z_0 = 114,31 + 4 - 0,26 - \frac{1,34^2}{2 \times 9,81} = 117,96$$

Де:  $Z_6$  - 114,31 м.

$H_{\text{вак}}$  – допустима вакууметрична висота всмоктування - 4 м;

$h_{y.в}$  – втрати напору;

$v^2$  – швидкість руху води , м/с.

Передбачаємо воронки конусної форми на кінцях всмоктувальних труб висотою  $H=500$  мм та діаметром розтрубу  $D_p = 555$  мм. Опускаємо нижній край воронки під найнижчий рівень води з всмоктувальної камери на величину  $H_1 = 2D_p = 1,11$  м.

$z_{14} = z_6 - H_1 = 114,31 - 1,11 = 113,20$  м - позначка нижнього краю приймальної воронки всмоктувальних труб.

$H_2 = z_{14} - z_9 = 113,20 - 112,41 = 0,79$  м - відстань від дна всмоктувальної камери до низу воронки, яка виконує умову  $H_2 > 0,8D_p = 0,444$  м.

Висота всмоктування насосів  $H_{вс} = 4 \div 5$  м відмітка верху всмоктувальної труби:  $z_{15} = z_6 + 4,0 = 114,31 + 4,0 = 118,31$  м.

Безперебійність роботи водозабору можна наступним чином, ділимо водоприймальну і всмоктувальну камери повздовжньою перегородкою, поєднуємо ці розділені камери перепускною засувкою. Відбувається промивка самопливних ліній зворотнім током води, швидкість якої  $v = 1,8$  м/с, витрата води на промивку однієї самопливної лінії  $Q_{np} = 0,537$  м<sup>3</sup>/с. Швидкість руху води в підводящому трубопроводі буде становити 2-3 м/с, діаметр труб - 500 мм. Де швидкість руху води  $v = 2,57$  м/с. Змінюємо на менший діаметр труб в колодязі до 350 мм. Прибираємо мул з колодязя за допомогою гідроелеватора.

## 4. Насосна станція II-го підйому

### 4.1. Подача НС-II

Схема безбаштового водопостачання, розрахована максимальна подача НС-II відповідає максимальній годинній витраті:

$$Q_{НС} = Q_{\text{год.мак}} = 1174,1 \text{ м}^3/\text{год} = 326,13 \text{ л/с.}$$

Напірними водоводами, вода від НС-II подається для водоспоживання в мережу.

Розраховуємо витрату одного напірного водоводу:

$$Q_{НВ} = Q_{НС}/n = 1174,1/2 = 587 \text{ м}^3/\text{год} = 163,05 \text{ л/с.}$$

де  $n$  – кількість напірних водоводів.

Обираємо чавунні труби, діаметром  $D = 400$  мм, та за табл. Шевелевих знаходимо значення  $1000i = 5,8$  м та  $v = 1,29$  м/с.

### 5.2. Визначення необхідного напору НС-II

Необхідний напір, який необхідний насосній станції розраховується наступним чином:

$$H_{НС} = H_{\text{geo}} + h_{\text{ув}} + h_{НС} + h_{\text{вдв}} + h_{\text{нв}} + h_{\text{м}},$$

$$\text{де } H_{\text{geo}} = Z_{\text{ДТ}} + H_{\text{віл}} - Z_{\text{пож}} = 132,7 + 34 - 131,91 = 34,79 \text{ м};$$

$$h_{\text{ув}} - \text{втрати напору усмоктувальних водоводів, } h_{\text{ув}} = 0,5 \text{ м};$$

$$h_{НС} - \text{втрати напору в НС, } h_{НС} = 2 \text{ м};$$

$$h_{\text{вдв}} - \text{втрати напору водовимірювачів, } h_{\text{вдв}} = 1,5 \text{ м};$$

$$h_{\text{нв}} - \text{втрати напору напірних водоводів, } h_{\text{нв}} = 210,77 - 197,20 = 13,57 \text{ м};$$

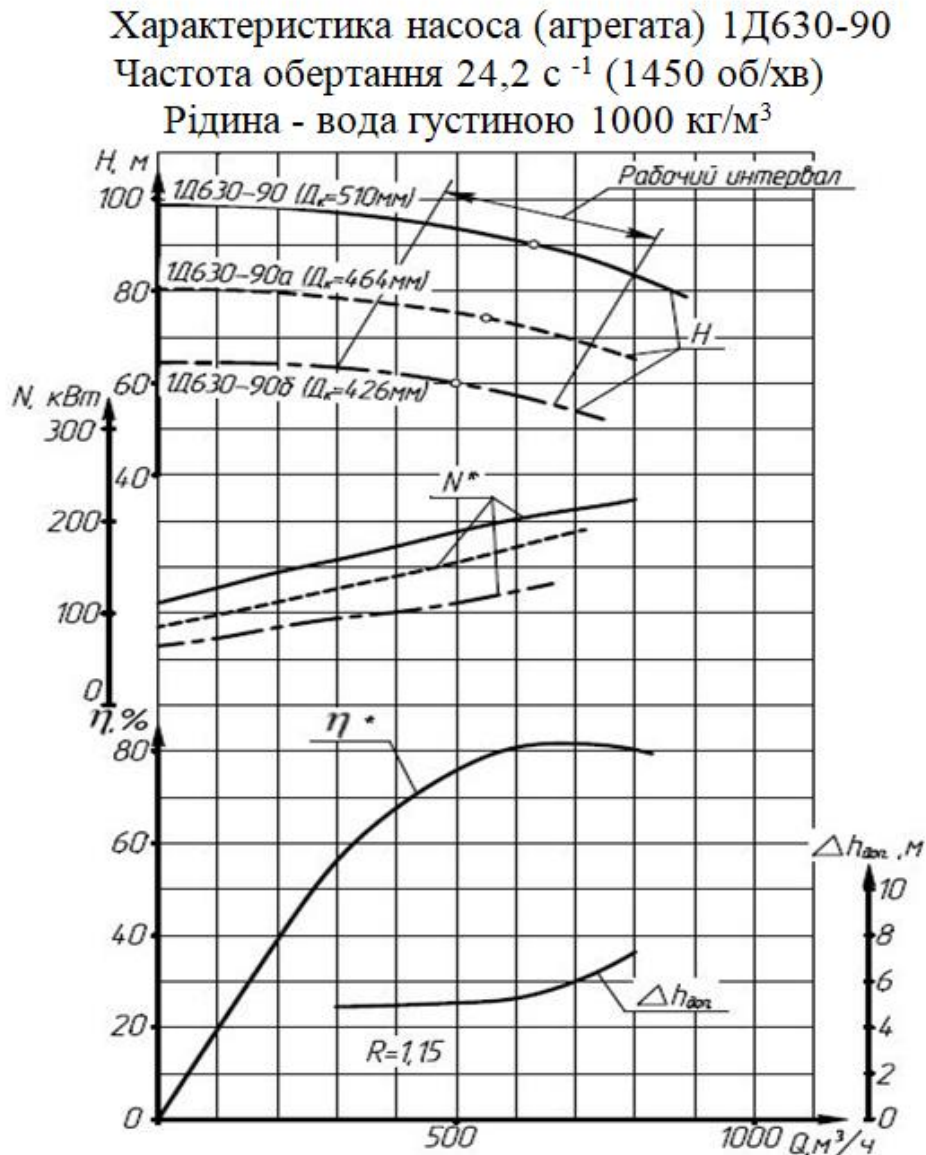
$h_{\text{м}}$  – втрати напору мережі, для режиму максимального водоспоживання п'езометричну позначку диктуючої точки призначаємо – 166,70, точка

підключення водоводів від НС-II до мережі міста – 197,20, тож втрати напору мережі становлять:  $197,20 - 166,70 = 30,5$  м.

Потрібний напір НС-II буде:

$$H_{НС} = 34,79 + 0,5 + 2,0 + 1,5 + 13,57 + 30,5 = 82,86 \text{ м.}$$

Марка наших двох насосів **1Д630-90**.



Висотна схема до визначення  
необхідного напору насоса

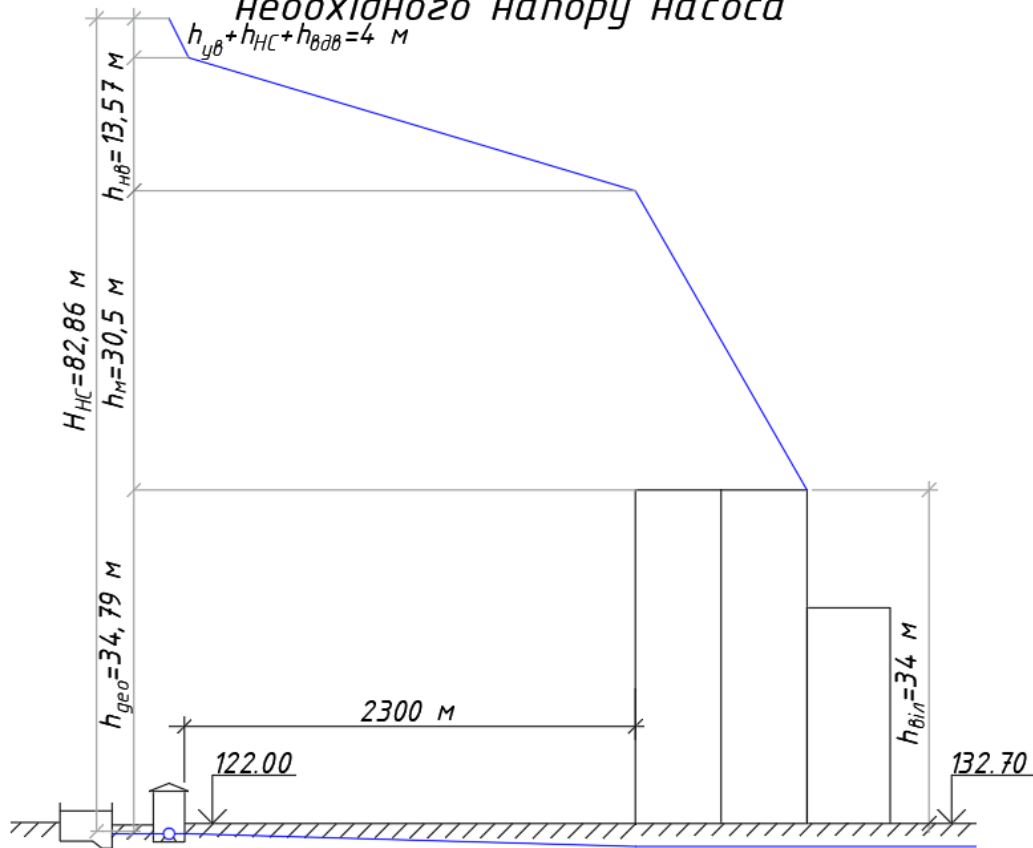


Рис. 13. Висотна схема.

Потрібний напір НС-II в режимі пожежі:

$$H_{НС}^{ПОЖ} = H_{гео} + h_{ув} + h_{НС} + h_{вдв} + h_{НВ} + h_{М}^{ПОЖ},$$

$$H_{гео}^{ПОЖ} = Z_{ДТ} + H_{Гар}^{ПОЖ} - Z_{РЧВ,мін} = 121 + 10 - 118,9 = 12,1 \text{ м};$$

$$h_{ув}^{ПОЖ} - \text{втрати напору усмоктувальних водоводів, } h_{ув} = 0,74 \text{ м};$$

$$h_{НС}^{ПОЖ} - \text{втрати напору НС, } h_{НС} = 2,95 \text{ м};$$

$$h_{вдв}^{ПОЖ} - \text{втрати напору водовимірювачів, } h_{вдв} = 2,21 \text{ м};$$

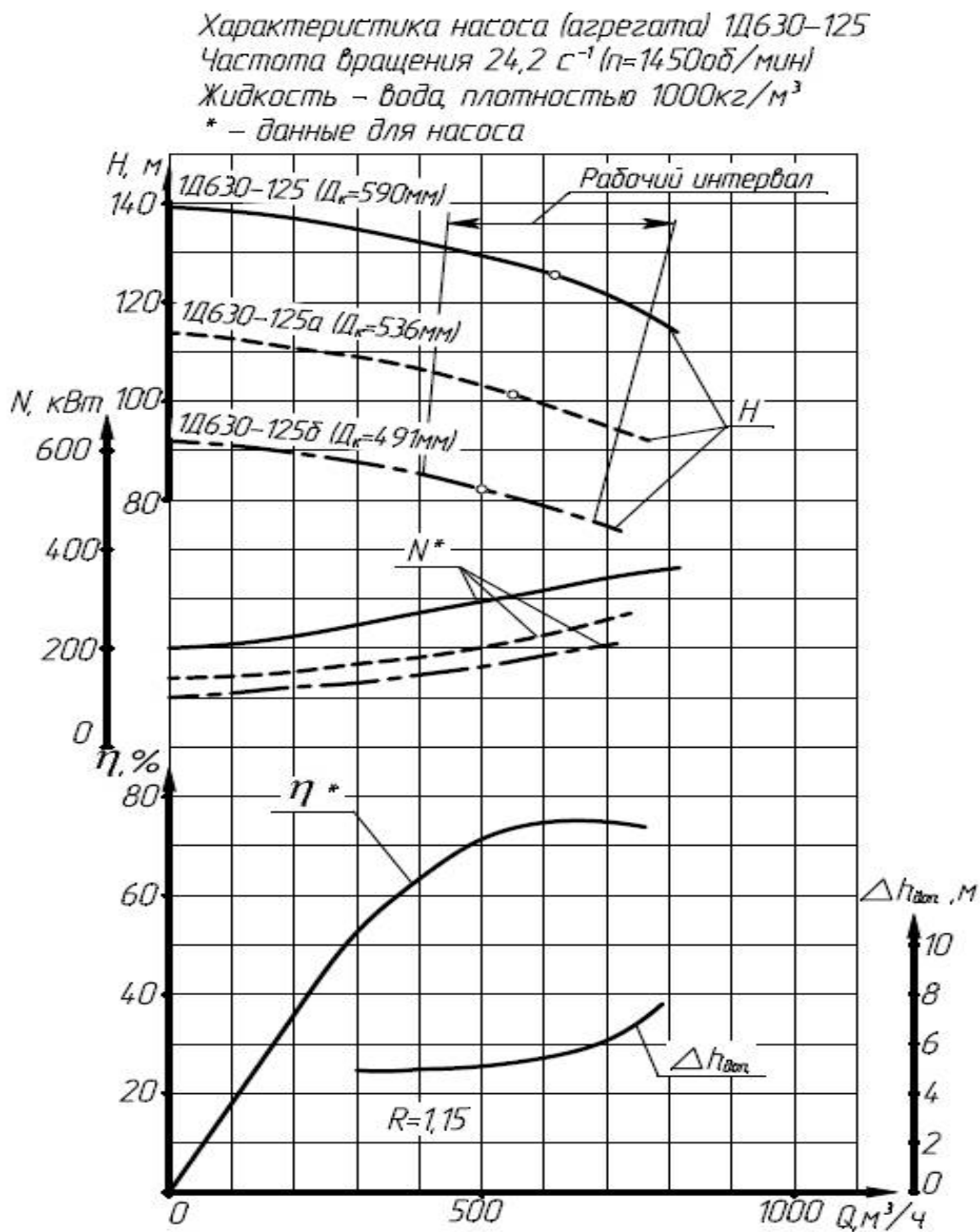
$$h_{НВ}^{ПОЖ} = Z_{НС}^{п'ез} - Z_1^{п'ез} = 225,37 - 205,61 = 19,76 \text{ м};$$

$$h_{М}^{ПОЖ} = Z_1^{п'ез} - Z_{ДТ}^{п'ез} = 205,61 - 131,0 = 74,61 \text{ м}.$$

Тоді:

$$H_{НС}^{пож} = 12,1 + 0,74 + 2,95 + 2,21 + 19,76 + 74,61 = 112,37 \text{ м.}$$

Призначаємо марку насосів в період пожежі **1Д630-125**, кількістю – 2.



## Розрахунок характеристик напірних водоводів

№ п/п	Параметри	Відношення $Q'_{HC}/Q_{HC}$						$Q_{HC+q}$
		0	0,33	0,5	0,7	1	1,2	$\Pi$
		Витрата $Q$ , м <sup>3</sup> /год.						
		0	387,5	587,05	821,87	1174,1	1408,92	1426,1
Два водоводи								
1	$H_{geo}$	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	
2	$h_{ув}$	0	0,05	0,125	0,25	0,5	0,72	
3	$h_{HC}$	0	0,2	0,5	1	2	2,88	
4	$h_{ВДВ}$	0	0,15	0,375	0,75	1,5	2,16	
5	$h_{НВ}$	0	1,357	3,3925	6,785	13,57	19,5408	
6	$h_M$	0	3,05	7,625	15,25	30,5	43,92	
7	$H_{HC}$	34,79	39,597	46,808	58,825	82,86	104,011	
Аварія один водовід								
8	$H_{geo}$	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	
9	$h_{ув}$	0	0,05	0,125	0,25	0,5	0,72	
10	$h_{HC}$	0	0,2	0,5	1	2	2,88	
11	$h_{ВДВ}$	0	0,6	1,5	3	6	8,64	
12	$h_{НВ}$	0	5,428	13,57	27,14	54,28	78,1632	
13	$h_M$	0	3,05	7,625	15,25	30,5	43,92	
14	$H_{HC}$	34,79	44,118	58,11	81,43	128,07	169,113	
Аварія одна перемичка								
15	$H_{geo}$	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	
16	$h_{ув}$	0	0,05	0,125	0,25	0,5	0,72	
17	$h_{HC}$	0	0,2	0,5	1	2	2,88	
18	$h_{ВДВ}$	0	0,6	1,5	3	6	8,64	
19	$h_{НВ}$	0	3,3925	8,4813	16,963	33,925	48,852	
20	$h_M$	0	3,05	7,625	15,25	30,5	43,92	
21	$H_{HC}$	34,79	42,083	53,021	71,253	107,72	139,802	
Аварія дві перемички								
22	$H_{geo}$	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	34,79	
23	$h_{ув}$	0	0,05	0,125	0,25	0,5	0,72	
24	$h_{HC}$	0	0,2	0,5	1	2	2,88	
25	$h_{ВДВ}$	0	0,6	1,5	3	6	8,64	
26	$h_{НВ}$	0	2,714	6,785	13,57	27,14	39,0816	
27	$h_M$	0	3,05	7,625	15,25	30,5	43,92	
28	$H_{HC}$	34,79	41,404	51,325	67,86	100,93	130,032	
Пожежа								
29	$H_{geo}$	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1
30	$h_{ув}$	0	0,05	0,125	0,25	0,5	0,72	0,74
31	$h_{HC}$	0	0,2	0,5	1	2	2,88	2,95
32	$h_{ВДВ}$	0	0,15	0,375	0,75	1,5	2,16	2,21
33	$h_{НВ}$	0	1,357	3,3925	6,785	13,57	19,5408	20,06
34	$h_M$	0	5,06	12,64	25,29	50,57	72,82	74,61

35	НС	12,1	18,917	29,133	46,175	80,24	110,221	112,67
----	----	------	--------	--------	--------	-------	---------	--------

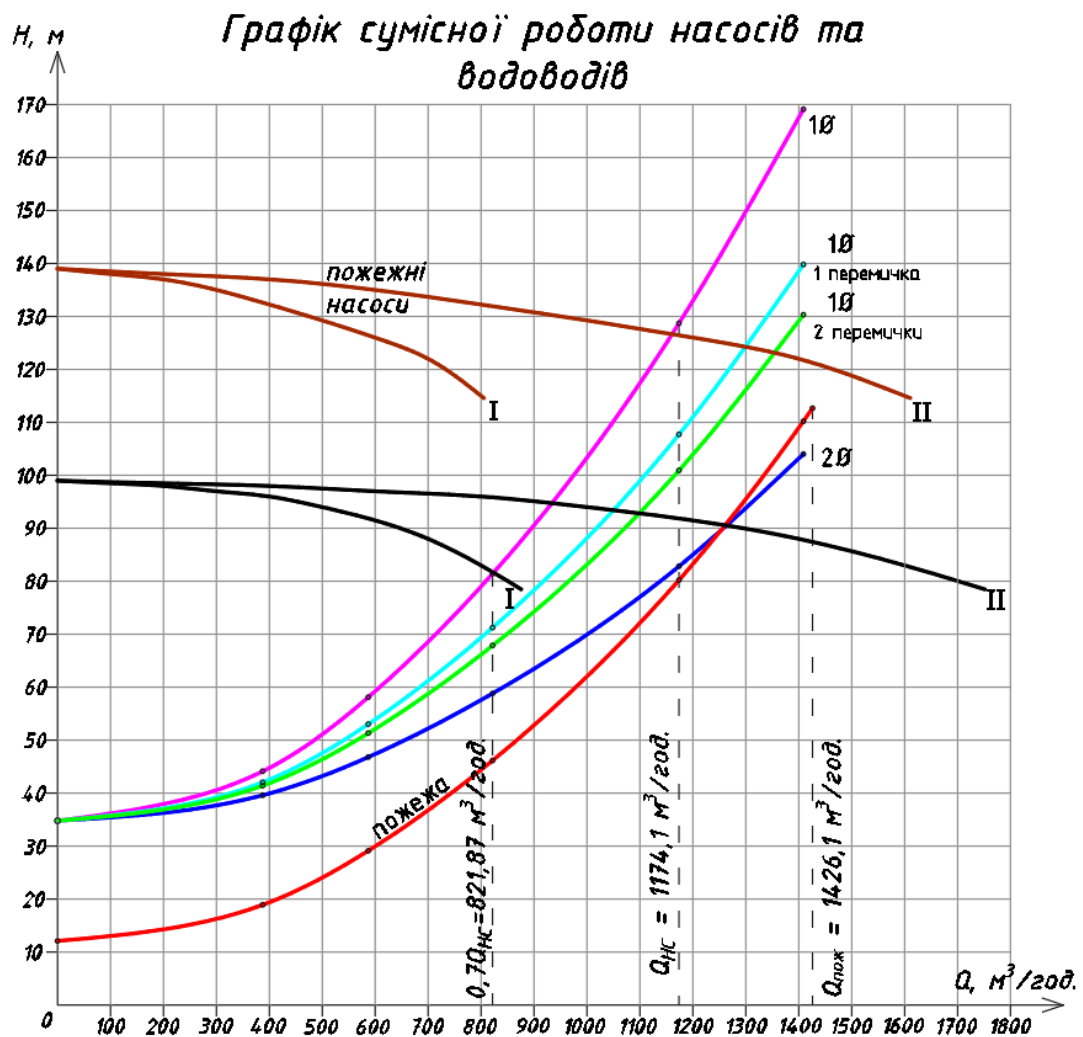


Рис. 14. Графік сумісної роботи насосів та водоводів.

Задовільняємо  $Q_{НС}$  за рахунок роботи двох насосів маркою 1Д630-90. Також задаємо два резервні насоси такої ж марки, так як місто відповідає першій категорії надійності водопостачання.

Насосами марки 1Д630-125, в кількості дві шт., забезпечуємо  $Q_{пож}$  НС-II. Також ставимо 1 резервний насос такої самої марки.

Загалом в НС-II проетуємо 7 насосів.

## 5. Водопостачання населеного пункту

### 5.1. Визначення розрахункових добових витрат води

Визначення розрахункових добових витрат води міста (табл. 15).

Середня витрата води на господарсько-питні потреби населення:

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

де  $N$  – населення, яке мешкає у даному районі, осіб;

$q_{\text{ж}}$  – питоме господарсько-питне водоспоживання населення, л/ос·добу.

Потреби населля в годину найбільшого і найменшого водоспоживання:

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

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

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

Таблиця 15

#### Водоспоживання населення міста

Райони міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$ , л/ос.добу	$Q_{\text{доб.ср}}$ , м <sup>3</sup> /добу	$K_{\text{доб.мах}}$	$Q_{\text{доб.мах}}$ , м <sup>3</sup> /добу	$K_{\text{доб.мін}}$	$Q_{\text{доб.мін}}$ , м <sup>3</sup> /добу
I	42000	230	9660	1,1	10626	0,7	6762
II	26000	150	3900	1,1	4290	0,7	2730
<b>Разом</b>	<b>68000</b>	-	<b>13560</b>	-	<b>14916</b>	-	<b>9492</b>

Таблиця 16

#### Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва	№ зміни	Одиниця	$q_{\text{в}}$ , м <sup>3</sup> /од	$N_{\text{прод}}$ , од./зміну	$Q_{\text{в}}$ , м <sup>3</sup> /зміну
-------	---------	---------	-------------------------------------	-------------------------------	----------------------------------------

підприємства		продукції			
Маслозавод	1	т	16	60	960
	2	-	-	-	-
	3	-	-	-	-
	<b>Всього</b>			<b>60</b>	<b>960</b>
Сироварний	1	т	25	30	750
	2	т	25	20	500
	3	-	-	-	-
	<b>Всього</b>			<b>50</b>	<b>1250</b>
Кормових фосфатів	1	т	4,3	70	301
	2	т	4,3	65	279,5
	3	т	4,3	65	279,5
	<b>Всього</b>			<b>200</b>	<b>860</b>
<b>Разом</b>					<b>3070</b>

Витрати води на господарсько-питні потреби робочих на підприємствах за зміну:

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

для холодних  $q_x - 25$  л/особу.

Витрата води на 1 особу, робітник, який користується душем,  $q_{\text{душ}}$ , полягає в характері виробничих процесів. Конвертуємо літри в  $\text{м}^3$ , визначаючи, витрати  $Q$  добуток  $(N \cdot q)$  ділимо на 1000.

Таблиця 17

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття  
душу

№ під-приємства	№ змі-ни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			Q <sub>г.п.</sub> , М <sup>3</sup> /зМ.	Прийняття душу		
			N <sub>г</sub> , осіб	q <sub>г</sub> , л/ос.	Q <sub>г</sub> , М <sup>3</sup> /зМ.	N <sub>х</sub> , осіб	q <sub>х</sub> , л/ос.	Q <sub>х</sub> , М <sup>3</sup> /зМ.		N <sub>душ</sub> , осіб	Q <sub>душ</sub> , л/ос. зМ.	Q <sub>душ</sub> , М <sup>3</sup> /зМ
1	1	100	10	45	0,45	90	25	2,25	2,7	30	53,5	1,59
	2	-	-		-	-		-	-	-		-
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	<b>Σ</b>	<b>100</b>	<b>10</b>	-	<b>0,45</b>	<b>90</b>	-	<b>2,25</b>	<b>2,7</b>	<b>30</b>	-	<b>1,59</b>
2	1	30	9	45	0,41	21	25	0,53	0,94	12	53,5	0,64
	2	30	9		0,41	21		0,53	0,94	12		0,64
	3	-	-		-	-		-	-	-		-
	<b>Σ</b>	<b>60</b>	<b>18</b>	-	<b>0,82</b>	<b>42</b>	-	<b>1,06</b>	<b>1,88</b>	<b>24</b>	-	<b>1,28</b>
3	1	550	275	45	12,38	275	25	6,88	19,26	440	75	33
	2	500	250		11,25	250		6,25	17,5	400		30
	3	500	250		11,25	250		6,25	17,5	400		30
	<b>Σ</b>	<b>1550</b>	<b>775</b>	-	<b>34,88</b>	<b>775</b>	-	<b>19,38</b>	<b>54,26</b>	<b>1240</b>	-	<b>93</b>
<b>Разом</b>	-	<b>1710</b>	<b>803</b>	-	<b>36,15</b>	<b>907</b>	-	<b>22,69</b>	<b>58,84</b>	<b>1294</b>	-	<b>95,87</b>

Згідно кліматичному району та кількості населення шукаємо об'єм максимального добового водоспоживання на полив зелених насаджень та вулиць (табл. 18).

Таблиця 18

Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу
I	42000	40	1680
II	26000	40	1040
<b>Разом</b>	<b>68000</b>	-	<b>2720</b>

Баланс у добу середнього, максимального і мінімального водоспоживання міста наведено в табличній формі.

Таблиця 19

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м <sup>3</sup> /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	9660	10626	6762
	Невраховані витрати	966	106,26	676,20
	<b>Разом</b>	<b>10626</b>	<b>10732,26</b>	<b>7438,2</b>
2	Населення II району	3900	4290	2730
	Невраховані витрати	390	429	273
	<b>Разом</b>	<b>4290</b>	<b>4719</b>	<b>3003</b>
Підприємство 1				
3	Виробничі потреби	960	960	960
	Господарсько-питні	2,7	2,7	2,7
	Душові	1,59	1,59	1,59
	<b>Разом</b>	<b>964,29</b>	<b>964,29</b>	<b>964,29</b>
Підприємство 2				
4	Виробничі потреби	1250	1250	1250
	Господарсько-питні	1,88	1,88	1,88
	Душові	1,28	1,28	1,28
	<b>Разом</b>	<b>1253,16</b>	<b>1253,16</b>	<b>1253,16</b>

Підприємство 3				
5	Виробничі потреби	860	860	860
	Господарсько-питні	54,26	54,26	54,26
	Душові	93	93	93
	<b>Разом</b>	<b>1007,26</b>	<b>1007,26</b>	<b>1007,26</b>
Полив				
6	I район	840	1680	0
	II район	520	1040	0
	<b>Разом</b>	<b>1360</b>	<b>2720</b>	<b>0</b>
<b>Всього по місту</b>		<b>19500,71</b>	<b>21395,97</b>	<b>13665,91</b>

### 5.2. Визначення погодинних витрат води

Максимальному коефіцієнту погодинної нерівномірності водоспоживання для окремого району населеного пункту відповідає подальший розрахунок:

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

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

$\beta$  – коеф., який враховує чисельність мешканців у населеному пункті.

I район:

$$K_{г.маx.I} = 1,2 \cdot 1,16 = 1,4;$$

II район:

$$K_{г.маx.II} = 1,3 \cdot 1,19 = 1,55.$$

Здійснюємо розподіл сумарних витрат води по годинам (табл. 20). Перший район міста  $K_{г.маx} = 1,4$ , другий –  $K_{г.маx} = 1,5$ .

## Визначення погодинних витрат у місті

Годи- ни доби	населення I району		населення II району		Разом	Підприємство 1				Підприємство 2				Підприємство 3				ΣQ, м³/год	Полив		Q <sub>міста</sub> , м³/год
	% від Q <sub>доб.мак</sub>	витрата, м³/год	% від Q <sub>доб.мак</sub>	витрата, м³/год		ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом	ви-роб- ничі	госп- питні	ду- шові	разом		I ра- йон	II ра- йон	
1	2,5	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	2,5	268,31	1,5	70,79	339,1	0	0	0	0	0	0	0,64	0,64	37,625	2,41	30	70,035	409,775			409,775
2	2,65	284,41	1,5	70,79	355,2	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	395,235			395,235
3	2,2	236,11	1,5	70,79	306,9	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	346,935			346,935
4	2,25	241,47	1,5	70,79	312,26	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	352,295	240		592,295
5	3,2	343,43	2,5	117,98	461,41	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	501,445	240	104	845,445
6	3,9	418,55	3,5	165,17	583,72	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	623,755	240	104	967,755
7	4,5	482,94	4,5	212,36	695,3	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	735,335	240	104	1079,335
8	5,1	547,33	5,5	259,55	806,88	0	0	0	0	0	0	0	0	37,625	2,41		40,035	846,915	240		1086,915
9	5,35	574,16	6,25	294,94	869,1	120	0,34	0	120,34	93,75	0,1175	0	93,88	34,938	2,19	33	70,128	1153,448			1153,448
<b>10</b>	<b>5,85</b>	<b>627,82</b>	<b>6,25</b>	<b>294,94</b>	<b>922,76</b>	<b>120</b>	<b>0,34</b>		<b>120,34</b>	<b>93,75</b>	<b>0,1175</b>		<b>93,88</b>	<b>34,938</b>	<b>2,19</b>		<b>37,128</b>	<b>1174,108</b>			<b>1174,108</b>
11	5,35	574,16	6,25	294,94	869,1	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	1120,448			1120,448
12	5,25	563,43	6,25	294,94	858,37	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	1109,718			1109,718
13	4,6	493,67	5	235,95	729,62	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	980,968			980,968
14	4,4	472,21	5	235,95	708,16	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	959,508			959,508
15	4,6	493,67	5,5	259,55	753,22	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	1004,568			1004,568
16	4,6	493,67	6	283,14	776,81	120	0,34		120,34	93,75	0,1175		93,88	34,938	2,19		37,128	1028,158			1028,158
17	4,9	525,87	6	283,14	809,01	0	0	1,59	1,59	62,5	0,1175	0,64	63,26	34,938	2,19	30	67,128	940,988			940,988
18	4,6	493,67	5,5	259,55	753,22	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	852,968	104		956,968
19	4,7	504,4	5	235,95	740,35	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	840,098	104		944,098
20	4,5	482,94	4,5	212,36	695,3	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	795,048	104		899,048
21	4,4	472,21	4	188,76	660,97	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	760,718	104		864,718
22	4,2	450,74	3	141,57	592,31	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	692,058	104		796,058
23	3,7	397,08	2	94,38	491,46	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	591,208	240	104	935,208
24	2,7	289,76	1,5	70,79	360,55	0	0		0	62,5	0,1175		62,62	34,938	2,19		37,128	460,298	240	104	804,298
<b>Всього</b>	<b>100</b>	<b>10732,01</b>	<b>100</b>	<b>4719,07</b>	<b>15451,08</b>	<b>960</b>	<b>2,7</b>	<b>1,59</b>	<b>964,31</b>	<b>1250</b>	<b>1,88</b>	<b>1,28</b>	<b>1253,28</b>	<b>860</b>	<b>54,26</b>	<b>93</b>	<b>1007,328</b>	<b>18675,998</b>	<b>1680</b>	<b>1040</b>	<b>21395,998</b>

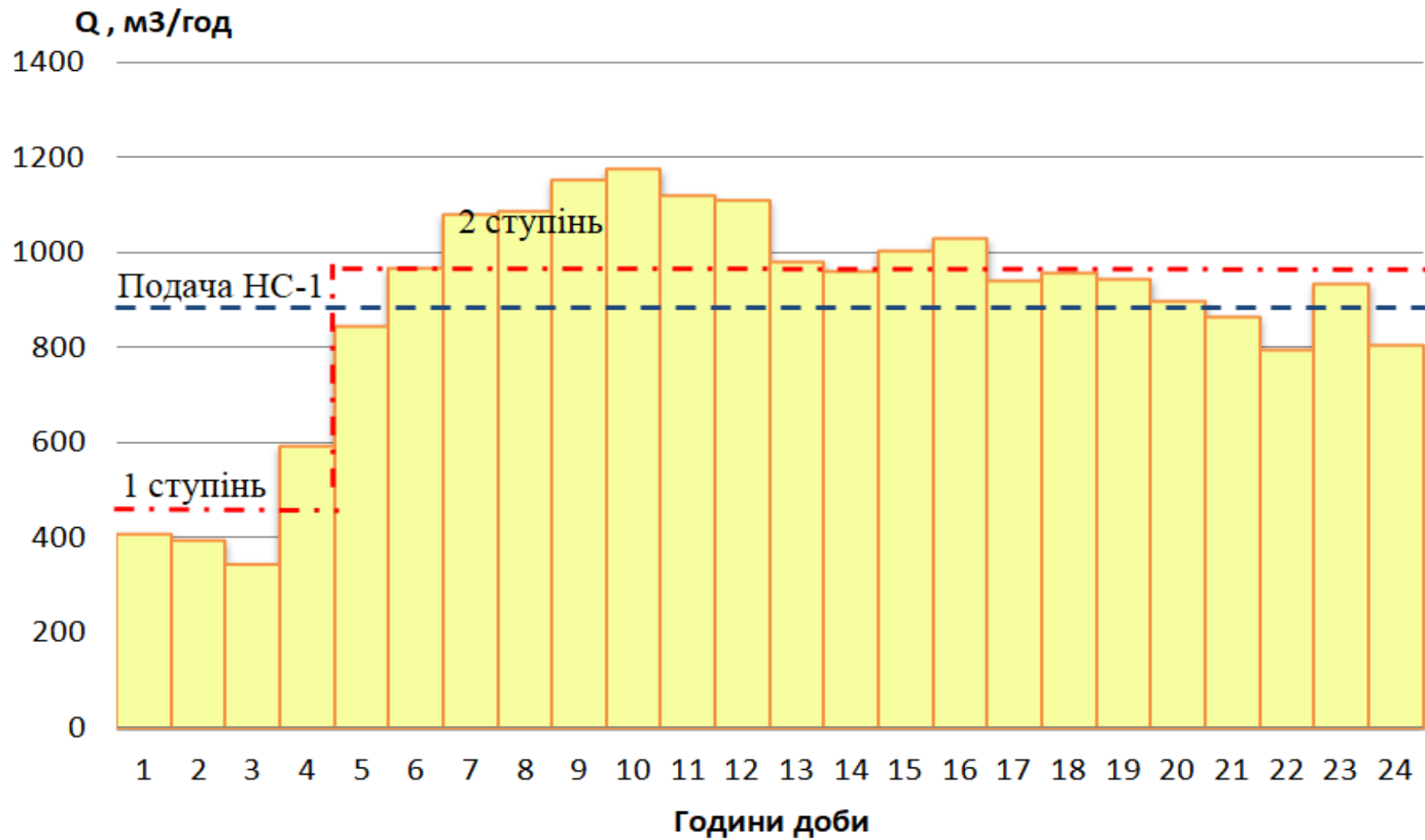


Рис.15. Добовий графік водоспоживання міста і подачі води насосними станціями

Задаємо двоступінчастий графік роботи насосів. Знаходимо витрату води насосами першого підйому (НС-I), а також скільки триватиме робота кожної ступені на НС-II:

Таблиця 21

Визначення подачі насосів на насосних станціях

	Тривалість роботи насосів, год.	Витрата, м <sup>3</sup> /год	Подача, м <sup>3</sup> /добу
1 ступінь	4	436,06	1744,24
2 ступінь	20	982,59	19651,8
НС - I	24	891,499	21395,998

### 5.3. Трасування водопровідної мережі

Здійснюємо трасування магістральної водопровідної мережі, прокреслюючи на плані міста водоводи від НС-II.

В місцях пересічення магістралей задаємо вузлові точки і нумеруємо їх. Знаходимо відстані між ними. Вкладаємо в дві паралельні лінії від НС-II до магістральної мережі, вузол 1.

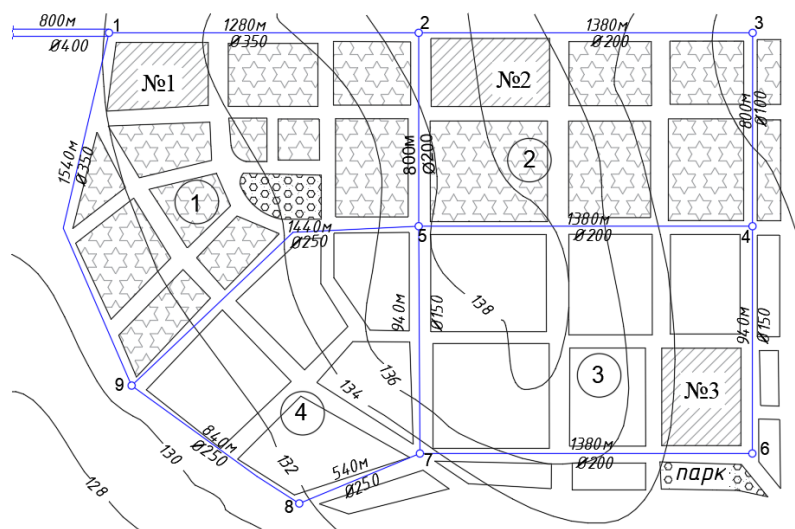


Рис.16. Траса магістральної водопровідної мережі і водоводів

#### 5.4. Визначення місткості регулюючих споруд

Передбачаємо регулюючий об'єм водонапірної башти (табл. 22).

Таблиця 22

Визначення регулюючого об'єму бака водонапірної башти

Години доби	Q <sub>міста</sub> , м <sup>3</sup> /год	Q <sub>н.с.п</sub> , м <sup>3</sup> /год	q у бак, м <sup>3</sup> /год	q із бака, м <sup>3</sup> /год	W у баку, м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6
0-1	409,775	436,06	26,285	0	26,285
1-2	395,235	436,06	40,825	0	67,11
2-3	346,935	436,06	89,125	0	<b>156,235</b>
3-4	592,295	436,06	0	156,235	0
4-5	845,445	982,59	137,145	0	137,145
5-6	967,755	982,59	14,835	0	151,98
6-7	1079,335	982,59	0	96,745	55,235
7-8	1086,915	982,59	0	104,325	-49,09
8-9	1153,448	982,59	0	170,858	-219,948
<b>9-10</b>	<b>1174,108</b>	<b>982,59</b>	<b>0</b>	<b>191,518</b>	-411,466
10-11	1120,448	982,59	0	137,858	-549,324
11-12	1109,718	982,59	0	127,128	-676,452
12-13	980,968	982,59	1,622	0	-674,83
13-14	959,508	982,59	23,082	0	-651,748
14-15	1004,568	982,59	0	21,978	-673,726
15-16	1028,158	982,59	0	45,568	<b>-719,294</b>
16-17	940,988	982,59	41,602	0	-677,692
17-18	956,968	982,59	25,622	0	-652,07
18-19	944,098	982,59	38,492	0	-613,578
19-20	899,048	982,59	83,542	0	-530,036
20-21	864,718	982,59	117,872	0	-412,164

21-22	796,058	982,59	186,532	0	-225,632
22-23	935,208	982,59	47,382	0	-178,25
<b>23-24</b>	804,298	982,59	178,292	0	0
<b>Всього</b>	<b>21395,998</b>	<b>21395,998</b>	1052,213	1052,213	

Регулюючий об'єм бака башти відповідає найбільшому додатньому (**156,235**) і від'ємному (**-719,294**) значенням залишку води в баку. Тоді,  $W_{\text{рег.б}} = 875,529 \text{ м}^3$ .

Знижуємо об'єм башти на 40% (тобто на 350,21 м<sup>3</sup>). Тоді,  $W_{\text{рег.б}} = 525,32 \text{ м}^3$ .

Протипожежний запас води в башті знаходимо за наступним виразом:

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

$$W_{\text{пож.б}} = 0,6(35+5+191,518/3,6) = 55,92 \text{ м}^3.$$

Весь об'єм бака водонапірної башти:

$$W_{\text{б}} = W_{\text{рег.б}} + W_{\text{пож.б}} = 525,32 + 55,92 = 581,24 \text{ м}^3.$$

Методом підбору знаходимо водонапірну башту з об'ємом бака  $W_{\text{б}} = 600 \text{ м}^3$ .

Таким чином, діаметр бака становить  $D_{\text{б}} = \sqrt[3]{\frac{600}{0,785}} = 9,14 \text{ м}$ ; висота регулюючого

об'єму  $h_{\text{рег.б}} = \frac{1,27 \times 525,32}{9,14^2} = 7,99 \text{ м}$ , а протипожежного:  $h_{\text{пож.б}} = \frac{1,27 \times 55,92}{9,14^2} = 0,85$

м

Визначаємо РЧВ з графіків насосів 1-го і 2-го підйомів (табл. 23).

Таблиця 23

Визначення регулюючого об'єму РЧВ					
Години доби	Qнс-п, м <sup>3</sup> /год	Qнс-п, м <sup>3</sup> /год	q до РЧВ, м <sup>3</sup> /год	q із РЧВ, м <sup>3</sup> /год	W у РЧВ, м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6
0-1	891,499	409,775	481,724	0	481,724
1-2	891,499	395,235	496,264	0	977,988
2-3	891,499	346,935	544,564	0	1522,552
3-4	891,499	592,295	299,204	0	1821,756
4-5	891,499	845,445	46,054	0	<b>1867,81</b>
5-6	891,499	967,755	0	76,256	1791,554

6-7	891,499	1079,335	0	187,836	1603,718
7-8	891,499	1086,915	0	195,416	1408,302
8-9	891,499	1153,448	0	261,949	1146,353
<b>9-10</b>	891,499	<b>1174,108</b>	0	282,609	863,744
10-11	891,499	1120,448	0	228,949	634,795
11-12	891,499	1109,718	0	218,219	416,576
12-13	891,499	980,968	0	89,469	327,107
13-14	891,499	959,508	0	68,009	259,098
14-15	891,499	1004,568	0	113,069	146,029
15-16	891,499	1028,158	0	136,659	9,37
16-17	891,499	940,988	0	49,489	-40,119
17-18	891,499	956,968	0	65,469	-105,588
18-19	891,499	944,098	0	52,599	-158,187
19-20	891,499	899,048	0	7,549	<b>-165,736</b>
20-21	891,499	864,718	26,781	0	-138,955
21-22	891,499	796,058	95,441	0	-43,514
22-23	891,499	935,208	0	43,709	-87,223
<b>23-24</b>	891,499	804,298	87,201	0	0
<b>Всього</b>	21395,998	<b>21395,998</b>	2077,25	2077,25	

$$W_{\text{рег.р}} = 1867,81 + 165,736 = 2033,546 \text{ м}^3.$$

Приймаємо безбаштовий принцип роботи системи, так як розрахований об'єм баку вийшов занадто великих розмірів.

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

де  $W_{\text{в.п}}$  – запас води на власні потреби

$$(W_{\text{в.п}} = 0,06 \cdot Q_{\text{доб.мах}} = 0,06 \cdot 21395,998 = 1283,76 \text{ м}^3);$$

$W_{\text{пож.р}}$  – пожежний запас води:

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

де  $T_{\text{п}} = 3$  – гасіння пожежі в системі водопостачання І категорії;  $q_{\text{п}}$  – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж н.п., ( $q_{\text{п}} = 2 \cdot 35 = 70$  л/с);  $Q_1 = 891,499$  м<sup>3</sup>/год – подача води НС-І в РЧВ; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у м<sup>3</sup>/год;  $W_{\text{госп}} = 1174,108 + 1153,448 + 1120,448 = 3448$  м<sup>3</sup> – об'єм води, який споживається протягом трьох суміжних годин найбільшого водоспоживання.

$$W_{\text{пож.р}} = 3 \cdot (3,6 \cdot 70 - 891,499) + 3448 = 1529,5 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{рчв}} = 2033,546 + 1529,5 + 1283,76 = 4846,81 \text{ м}^3.$$

Передбачаємо два РЧВ прямокутної форми вміст якої 2500 м<sup>3</sup> кожний з яких має розміри: довжина – 39 м; ширина – 18 м; глибина води –  $h_p = 3,6$  м.

Об'єм води та їх глибини:

$$- \text{регулюючий об'єм } h_{\text{рег.р}} = W_{\text{р.р}} / nF_{\text{рчв}} = 2033,546 / 2 \cdot 36 \cdot 18 = 1,57 \text{ м};$$

$$- \text{пожежний об'єм } h_{\text{пож.р}} = 1313,5 / 2 \cdot 36 \cdot 18 = 1,01 \text{ м};$$

$$- \text{на власні потреби } h_{\text{в.п}} = 1283,76 / 2 \cdot 36 \cdot 18 = 0,99 \text{ м}.$$

Максимального рівня води в резервуарі та його відмітка:

$$Z_{\text{max.р}} = Z_{\text{з.р}} + \Delta h_p = 122,0 + 0,5 = 122,5 \text{ м},$$

де  $Z_{\text{з.р}}$  – позначка поверхні землі там, де знаходиться майданчик РЧВ і НС-П, м;

$\Delta h_p$  – перевищення максимального рівня води над поверхнею землі, м.

позначка дна резервуара чистої води розраховується нижче:

$$Z_{\text{д.р}} = Z_{\text{max.р}} - h_p = 122,5 - 3,6 = 118,9 \text{ м},$$

Позначка мінімального рівня води в РЧВ розраховується нижче:

$$Z_{\text{min.р}} = Z_{\text{max.р}} - h_{\text{рег.р}} - h_{\text{в.п}} = 122,5 - 1,57 - 0,99 = 119,94 \text{ м}.$$

### **5.5. Визначення розрахункових режимів роботи водопровідних мереж та секундних витрат води**

Перевіряємо три розрахункові режими у добу максимального водоспоживання: години максимального водовідбору з мережі (година 9-10), години мінімального водоспоживання (година 2-3) та пожежогасіння в годину максимального.

Гідравлічний розрахунок магістральної водопровідної мережі, витрати води переводимо у секундні (поділивши на 3,6). Пораховані значення наведено в таблиці 24.

Таблиця 24

Визначення розрахункових секундних витрат води								
Розмірність	Q <sub>нас.І</sub>	Q <sub>нас.ІІ</sub>	Q <sub>підпр..І</sub>	Q <sub>підпр..2</sub>	Q <sub>підпр..3</sub>	Q <sub>пол..І</sub>	Q <sub>пол..2</sub>	Всього
година максимального водоспоживання								
м <sup>3</sup> /год	627,82	294,94	120,34	93,88	37,128	0	0	1174,108
л/с	174,39	81,93	33,43	26,07	10,31	0	0	326,14
година мінімального водоспоживання								
м <sup>3</sup> /год	236,11	70,79	0	0	40,035	0	0	346,935
л/с	65,59	19,66	0	0	11,12	0	0	96,37

Секундні витрати живлення мережі та їх значання представлено в таблиці 25.

Таблиця 25

Визначення секундних витрат живлення мережі			
Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача Насосів
м <sup>3</sup> /год	Мах	1174,108	1174,108
л/с		326,14	326,14
м <sup>3</sup> /год	Мін	346,935	346,94
л/с		96,37	96,37
м <sup>3</sup> /год	max+пож	1426,1	1426,1
л/с		326,14 + 70 = 396,14	396,14

## 5.6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

Питома витрата води у відповідності до кожного району:

- у годину максимального водоспоживання:

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{q_{\text{нас.І}} + q_{\text{пол.І}}}{L_1} = \frac{174,39 + 0}{5110} = 0,034127 \text{ л/с} \times \text{м}$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{q_{\text{нас.ІІ}} + q_{\text{пол.ІІ}}}{L_{\text{ІІ}}} = \frac{81,93 + 0}{5630} = 0,014552 \text{ л/с} \times \text{м};$$

- у годину мінімального водоспоживання:

$$q_{\text{пит.І}} = \frac{65,59+0}{5110} = 0,012836 \text{ л/с} \times \text{м};$$

$$q_{\text{пит.ІІ}} = \frac{19,66+0}{5630} = 0,003492 \text{ л/с} \times \text{м};$$

Знаходимо дорожні витрати  $q_d$ , як добуток питомої витрати води  $q_{\text{пит}}$  при відповідному режимі і розрахунковій довжині ділянки (табл. 26).

Таблиця 26

Визначення дорожніх витрат води				
Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_{d,\text{max}}$ , л/с	$q_{d,\text{min}}$ , л/с
<b>Район І</b>				
1-2	1280	640	21,84	8,21
2-3	1380	690	23,55	8,86
3-4	800	800	27,30	10,27
4-5	1380	690	23,55	8,86
2-5	800	800	27,30	10,27
9-5	1440	720	24,57	9,24
1-9	1540	770	26,28	9,88
<b>Разом</b>	<b>8620</b>	<b><math>L_I = 5110</math></b>	<b>174,39</b>	<b>65,59</b>
<b>Район ІІ</b>				
4-5	1380	690	10,04	2,41
9-5	1440	720	10,48	2,51
4-6	940	940	13,68	3,28
6-7	1380	1380	20,08	4,82
5-7	940	940	13,68	3,28
7-8	540	540	7,86	1,89
9-8	840	420	6,11	1,47
<b>Разом</b>	<b>7460</b>	<b><math>L_{II} = 5630</math></b>	<b>81,93</b>	<b>19,66</b>
<b>Всього</b>	<b>16080</b>	<b>10740</b>	<b>256,32</b>	<b>85,25</b>

Знаходження вузлових витрат для кожного розрахункового режиму  $q_{\text{вузл}}$ , л/с:

$$q_{\text{вузл}} = \frac{\Sigma q_d}{2}.$$

Таблиця 27

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	24,06	33,43	57,49		57,49	9,045	0	9,045
2	36,345	26,07	62,415		62,415	13,67	0	13,67
3	25,425		25,425		25,425	9,565		9,565

4	37,285		37,285	35	72,285	12,41		12,41
5	54,81		54,81		54,81	18,285		18,285
6	16,88	10,31	27,19	35	62,19	4,05	11,12	15,17
7	20,81		20,81		20,81	4,995		4,995
8	6,985		6,985		6,985	1,68		1,68
9	33,72		33,72		33,72	11,55		11,55
<b>Разом</b>	<b>256,32</b>	<b>69,81</b>	<b>326,13</b>	<b>70</b>	<b>396,13</b>	<b>85,25</b>	<b>11,12</b>	<b>96,37</b>

### 5.7. Попередній розподіл витрат води по ділянкам мережі

Для трьох розрахункових режимів, окремо для кожного, будемо розрахункову схему мережі, на ній покажемо номери вузлів, витрати водоводів від НС-П та номери кілець. Задаємо напрямок потоку води в мережі і розраховуємо витрати на окремих ділянках мережі.

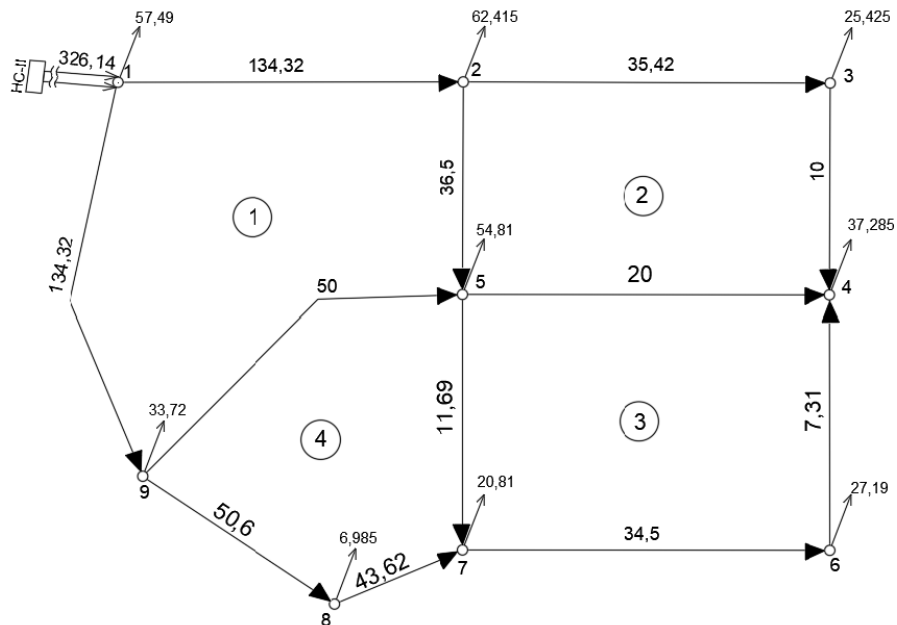


Рис. 17. Попередній розподіл витрат води для режиму максимального водоспоживання

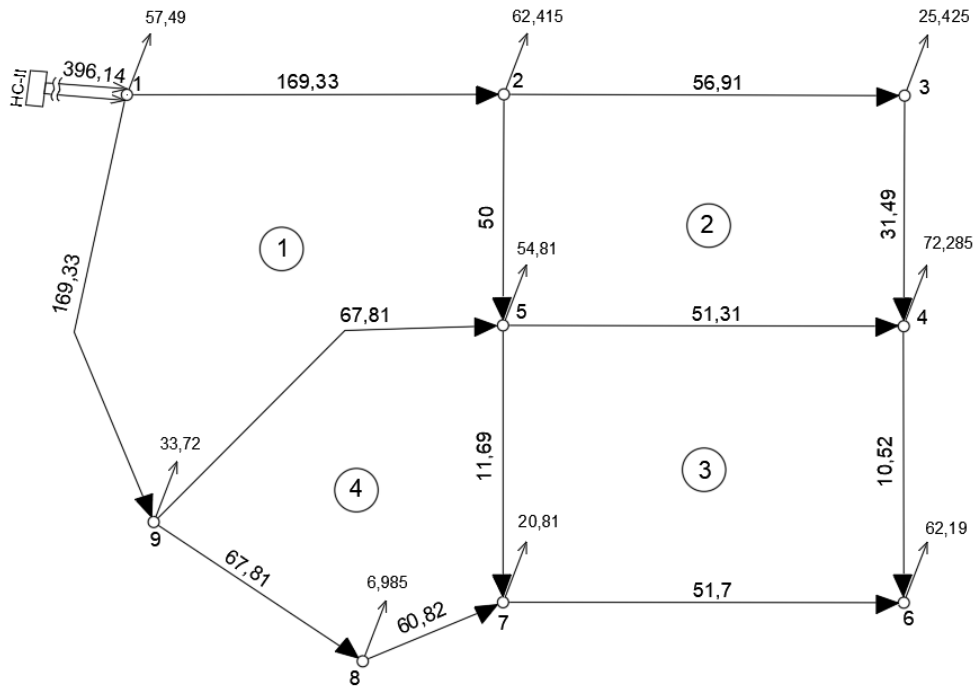


Рис. 18. Попередній розподіл витрат води для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

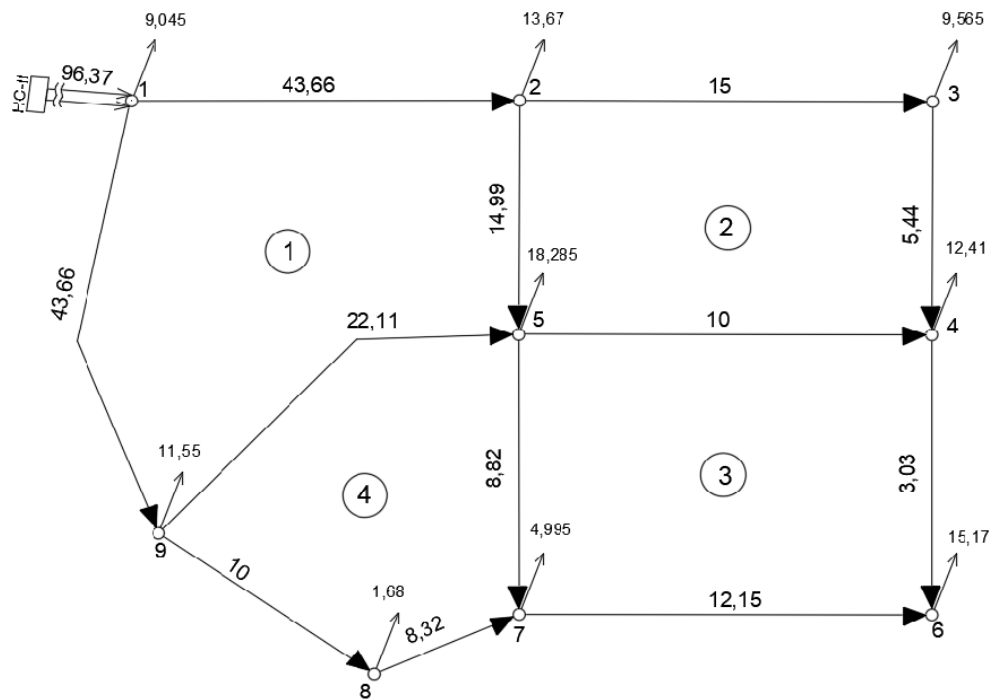


Рис. 19. Попередній розподіл витрат води для режиму мінімального водоспоживання

## **5.8. Вибір матеріалу і діаметрів труб ділянок мережі**

Обираємо чавунні труби для виконання з них водопровідної мережі населеного пункту.

За таблицями гідравлічного розрахунку та попереднім поточкорозподілом витрат води на ділянках мережі намічаємо найбільш економічні та оптимальні діаметри головних магістральних ділянок. Результати розрахунку показано в табл. 28-29.

## 5.9. Визначення втрат напору в трубах та ув'язка кілець

Втрати напору на ділянках водопровідної мережі визначаються за формулою:

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

де  $q$  – витрата на ділянці, л/с;  $S$  – опір ділянки, який дорівнює

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

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

Поправочна витрата кільця  $\Delta q_k$ :

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

де  $\Delta h$  – нев'язка кільця, м.

Розрахунок проводиться, поки буде досягнуто допустимих нев'язок в усіх кільцях мережі:

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

Нев'язка по контуру мережі:

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

Гідравлічний розрахунок мережі для трьох режимів водоспоживання

Розрахунок виконано за допомогою програми SETI.

Таблиця 28

№ кільця		1				2				3				4			
Кількість ділянок в кільці		4				4				4				4			
Ділянка		1	9	12	8	2	3	10	9	10	4	5	11	12	11	6	7
Довжина, м		1280	800	1440	1540	1380	800	1380	800	1380	940	1380	940	1440	940	540	840
Витрата, л/с	max	134,32	36,5	50	134,32	35,42	10	20	36,5	20	7,31	34,5	11,69	50	11,69	43,62	50,6
	max+пож.	169,33	50	67,81	169,33	56,99	31,49	51,31	50	51,31	10,52	51,7	11,69	67,81	11,69	60,82	67,81
	min	43,66	11,99	22,11	43,66	15	5,44	10	14,99	10	3,03	12,15	8,82	22,11	8,82	8,32	10
Напрямок руху	max	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	-1	-1	1	1	-1	-1
	max+пож.	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1
	min	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1
Діаметр труб, мм		350	200	250	350	200	150	200	200	200	150	200	150	250	150	250	250
Матеріал труб		чавунні															

Таблиця 29

№ кільця		1				2				3				4			
max водоспоживання	Нев'язка по кільцю	0				0				0				0			
	№ ділянки по мережі	1	9	12	8	2	3	10	9	10	4	5	11	12	11	6	7
	Витрата, л/с	136,38	38,10	46,79	132,27	35,88	10,46	27,34	38,10	27,34	0,49	26,70	2,75	46,79	2,75	44,76	51,74
	Втрати напору, <i>h</i> , м	10,78	10,21	-8,79	-12,20	15,77	3,95	-9,51	-10,21	9,51	0,02	-9,11	-0,43	8,79	0,43	-3,04	-6,19
	Швидкість, <i>v</i> , м/с	1,42	1,21	0,95	1,38	1,14	0,59	0,87	1,21	0,87	0,03	0,85	0,16	0,95	0,16	0,91	1,05
	Діаметр, мм.	350	200	250	350	200	150	200	200	200	150	200	150	250	150	250	250
max+пож.	Нев'язка по кільцю	0				0				0				0			
	№ ділянки по мережі	1	9	12	8	2	3	10	9	10	4	5	11	12	11	6	7
	Витрата, л/с	167,53	53,24	63,77	177,13	51,95	26,45	54,02	53,24	54,02	8,19	54,03	8,17	63,77	8,17	66,66	73,65
	Втрати напору, <i>h</i> , м	16,27	19,94	-15,78	-20,43	32,75	22,61	-35,42	-19,94	35,42	2,98	-35,42	-2,97	15,78	2,97	-6,47	-12,28
	Швидкість, <i>v</i> , м/с	1,74	1,7	1,3	1,78	1,65	1,5	1,72	1,7	1,72	0,46	1,72	0,46	1,3	0,46	1,36	1,50
	Діаметр, мм.	350	200	250	350	200	150	200	200	200	150	200	150	250	150	250	250
min	Нев'язка по кільцю	0				0				0				0			
	№ ділянки по мережі	1	9	12	8	2	3	10	9	10	4	5	11	12	11	6	7
	Витрата, л/с	42,01	14,44	16,07	45,31	13,90	4,34	11,16	14,44	11,16	3,09	12,09	1,06	16,07	1,06	16,02	17,70
	Втрати напору, <i>h</i> , м	1,21	1,72	-1,26	-1,67	2,77	0,82	-1,87	-1,72	1,87	0,37	-2,15	-0,08	1,26	0,08	-0,47	-0,87
	Швидкість, <i>v</i> , м/с	0,44	0,46	0,33	0,47	0,44	0,25	0,36	0,46	0,36	0,2	0,39	0,06	0,33	0,06	0,33	0,36
	Діаметр, мм.	350	200	250	350	200	150	200	200	200	150	200	150	250	150	250	250

В таблиці 30 представлено гідравлічний розрахунок трубопроводів, що підключаються до підприємств та водоводів від НС-II до вузла підключення. Прокладаємо трубопроводи у дві нитки, для забезпечення надійності водопостачання.

Таблиця 30

Гідравлічний розрахунок підключаючих трубопроводів і водоводів

Ділянка	Довжина $l$ , км	Діаметр $D$ , мм	Витрата $q$ , л/с	Швидкість, $V$ , м/с	$1000i$ , м/км	$h = 1000i \cdot l$ , м
1 - № 1	0,2	200	33,43	1,04	9,41	1,88
2 - № 2	0,25	200	26,07	0,81	5,88	1,47
6 - № 3	0,2	150	10,31	0,58	4,59	0,92
НС-II – 1 (max)	0,7	400	$326,14/2 = 163,07$	1,30	5,90	13,57
НС-II – 1 (max+пож)	0,7	400	$396,14/2 = 198,07$	1,57	8,59	19,76
НС-II – 1 (min)	0,7	400	$96,37/2 = 48,19$	0,38	0,61	1,40

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

Потрібний вільний напір  $H_{тр}$ , залежить від кількості поверхів  $n$ :

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

Значення фактичних вільних напорів у вузлах:

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

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

Значення  $\Pi_i$  визначається в інших вузлах мережі при послідовному обході всіх вузлових точок:

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



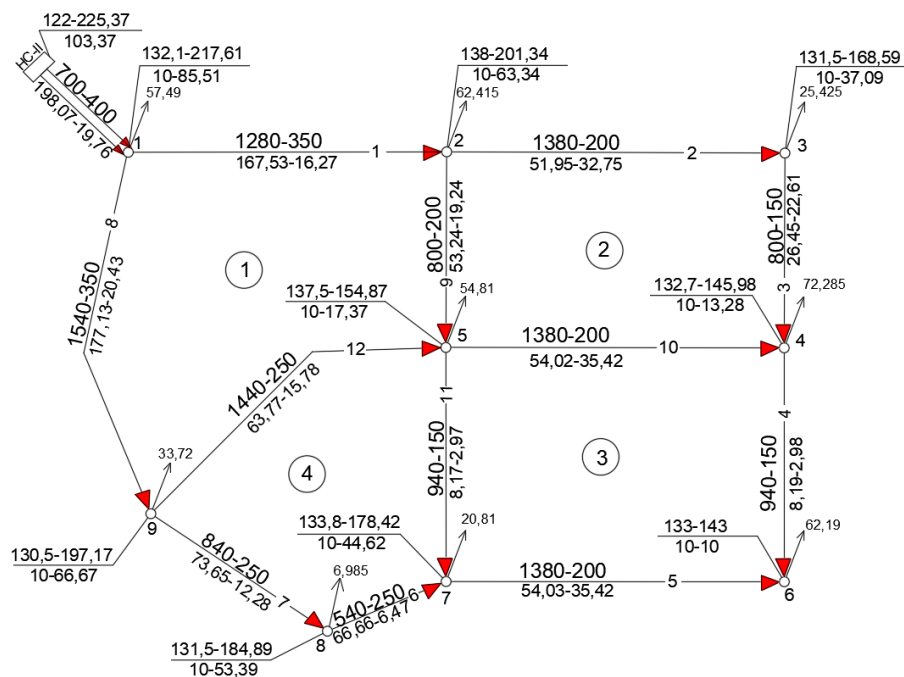


Рис. 21. Остаточна схема мережі для режиму пожежогасіння під час максимального водоспоживання

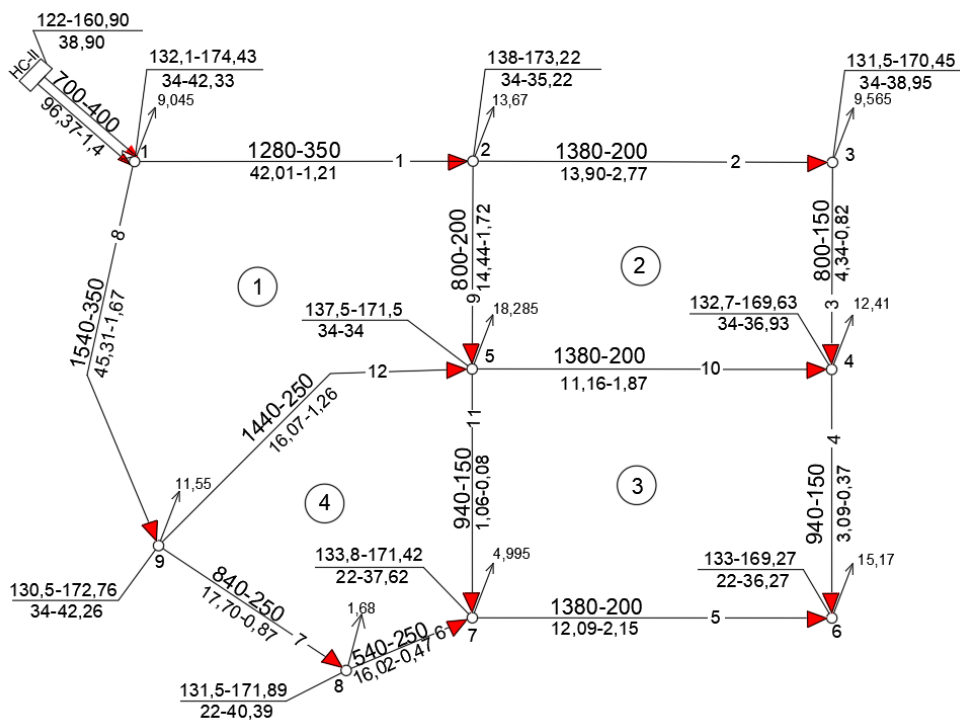
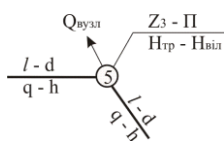


Рис. 22. Остаточна схема мережі для режиму мінімального водоспоживання



**Ключ позначок:**  $l$  – довжина ділянки, м;  $d$  – діаметр, мм;  $q$  – витрата води, л/с;  $h$  – втрати напору, м;  $Z_3$  – відмітка поверхні землі, м;  $\Pi$  – п'езометрична відмітка, м;  $H_{тр}$  – потрібний вільний напір, м;  $H_{ввл}$  – фактичний вільний напір, м;  $Q_{вузл}$  – вузловий відбір, л/с.

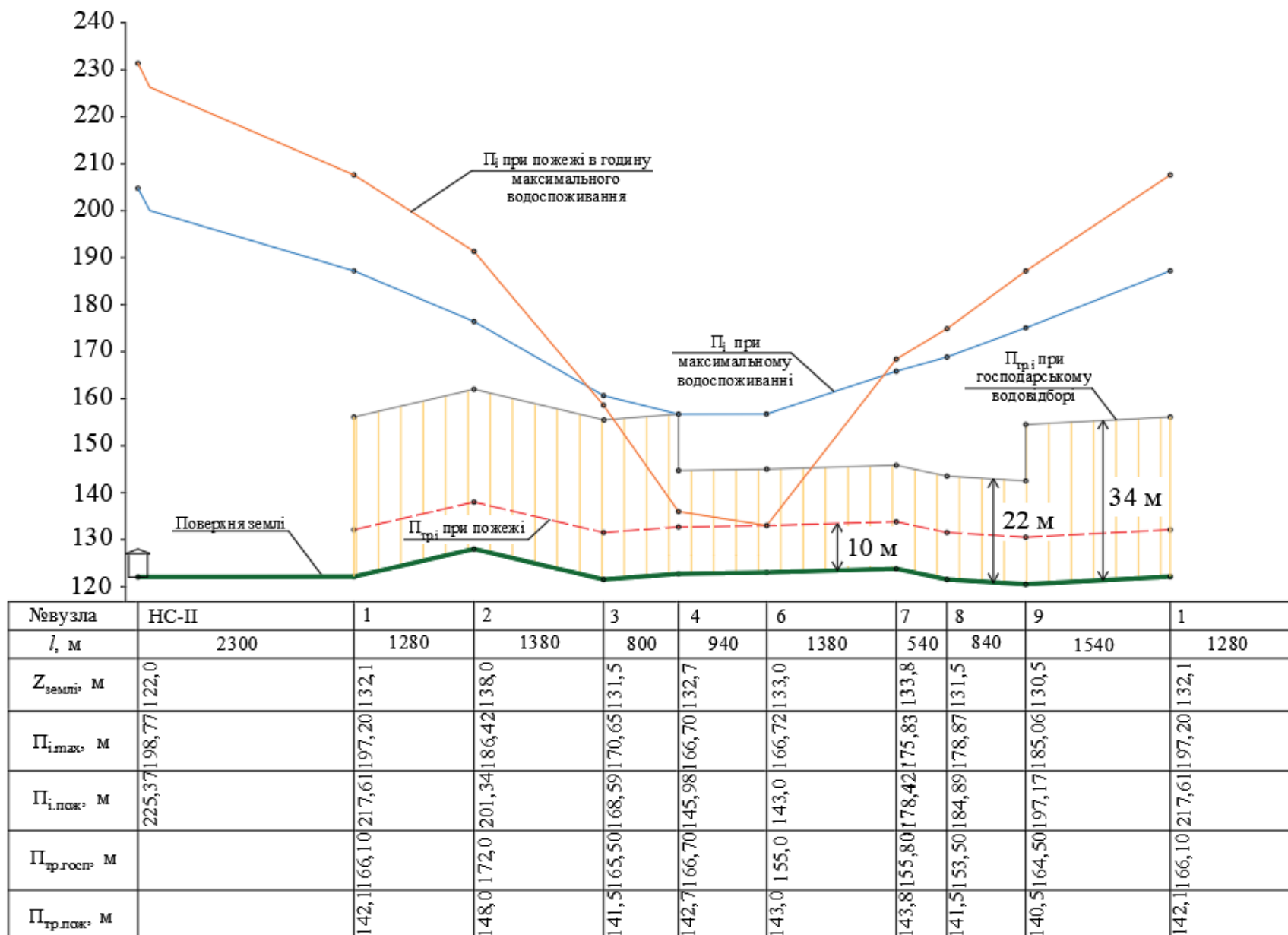


Рис. 23. Графік п'єзометричних напорів

## **6. Пальдерна система. Инженерний захист території від затоплення**

### **1. Геологічні та гідрологічні умови**

Маючи початкові дані тип ґрунту русла річки - Г<sub>р</sub> – 2. Вид ґрунту р. річки – пісок середній,  $d_{30\%} = 0,65$ . Тип ґрунту місця, де відбувається захист – Г – 3. Видом ґрунту буде – важкий суглинок, коеф. фільтрації  $K = 0,23$  м/добу. Тип ґрунту тіла дамби призначаємо – Д – 2. Вид ґрунту дамби буде – пісок середній,  $\rho_{\text{пит}} = 2,5$  т/м<sup>3</sup>;  $n = 30\%$ ;  $\varphi^\circ = 29$ ;  $c = 0,4$  кПа; коеф. фільтрації  $K = 10$  м/доб.

### **2. Схема протиаводкового захисту території**

В роботі передбачаємо незатоплювану пльдерну систему, яка відмінняє затоплення під час річних максимальних витратах води розрахункової забезпеченості у водоприймачі.

Пльдерна система складається з таких конструктивних елементів:

- споруди в дамбах: водовипуски для самопливного скидання надлишкових вод, переходи під дорогами;
- зовнішні захисні дамби, які захищають пльдер від затоплення паводковими водами водоприймача;
- споруди електропостачання, зв'язку і автоматики;
- трубчасті регулятори для транспортування води до скидних споруд;
- магістральний канал, провідна і регулювальна мережа зі спорудами на них;
- захисні нагірні та ловильні канали, основна мета яких перехоплювати поверхневі та ґрунтові води, які надходять на пльдер з прилеглих площ;
- обладнання, щоб контролювати водний режим осушеної території.

### 3. Конструювання дамб обвалування

Проектуємо дамбу з місцевого матеріалу обвалування з однорідних ґрунтів. Трасу дамб обвалування закладемо згідно вищих відміток, обходячи пониження, а також ділянки з незручними геологічними умовами. Найменша відстань від основи схилу дамби до краю дна водоприймача знаходиться за виразом:

$$b = H_p + 2H_d ;$$

$$b = 1 + 2 \times 0,5 = 2 \text{ м.}$$

де  $b$  – відстань від краю дамби до краю дна річки, м;  $H_p$  – глибина виїмки (річки), м;  $H_d$  – висота дамби, м

Позначка гребня  $H_r$ , м, сухої частини дамби варто визначати:

$$H_r = H_0 + \Delta h_{set} + h_{run} + a ;$$

$$H_{r1} = 122,56 + 0,2 + 0,5 = 123,3 \text{ м;}$$

$$H_{r2} = 121,7 + 0,2 + 0,5 = 122,4 \text{ м.}$$

Максимальний рівень води в річці з урахуванням звуження заплави розраховується для всіх перерізів (два) – на початку і в кінці ділянки, яка відповідно захищається.

Розрахунок здійснюється у такому порядку:

- за формулами для рівномірного руху води у відкритих руслах знаходимо гідравлічний розрахунок пропуску паводкової витрати в природних умовах:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{0.166} ;$$

$$v = C \sqrt{R \cdot i} ;$$

$$Q = V \cdot w.$$

де  $C$  – швидкісний коеф.;  $n$  – коеф. шорсткості для русла  $n=0,03$ , на заплаві  $n = 0,04...0,05$ ;  $R$  – гідравлічний радіус, м;  $v$  – швидкість руху води, м/с;  $i$  – ухил дна русла;  $Q$  – витрата в руслі, м<sup>3</sup>/с.

Розрахунок проводимо у вигляді таблиці:

Таблиця 31

Гідравлічний розрахунок заплави річки для  $H_{Г1}$  без дамби

Відмітка, м	$w$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	$R$ , м	$n$	$C$	$v$ , м/с	$Q$ , м <sup>3</sup> /с
121,2	0	0	0	0	0	0	0
122,2	20	40,05	0,5	0,03	29,7	0,3	6
122,5	511,6	1510,6	0,34	0,05	16,7	0,14	71,62
123,0	1345,63	1825,6	0,74	0,05	19,02	0,23	309,5

Таблиця 32

Гідравлічний розрахунок заплави річки для  $H_{Г1}$  з дамбою

Відмітка, м	$w$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	$R$ , м	$n$	$C$	$v$ , м/с	$Q$ , м <sup>3</sup> /с
121,2	0	0	0	0	0	0	0
122,2	20	40,05	0,5	0,03	29,7	0,3	6
122,5	131,41	353,87	0,37	0,05	16,96	0,15	19,71
123,0	343,41	495,37	0,69	0,05	18,81	0,22	75,55

Таблиця 32

Гідравлічний розрахунок заплави річки для  $H_{Г2}$  без дамби

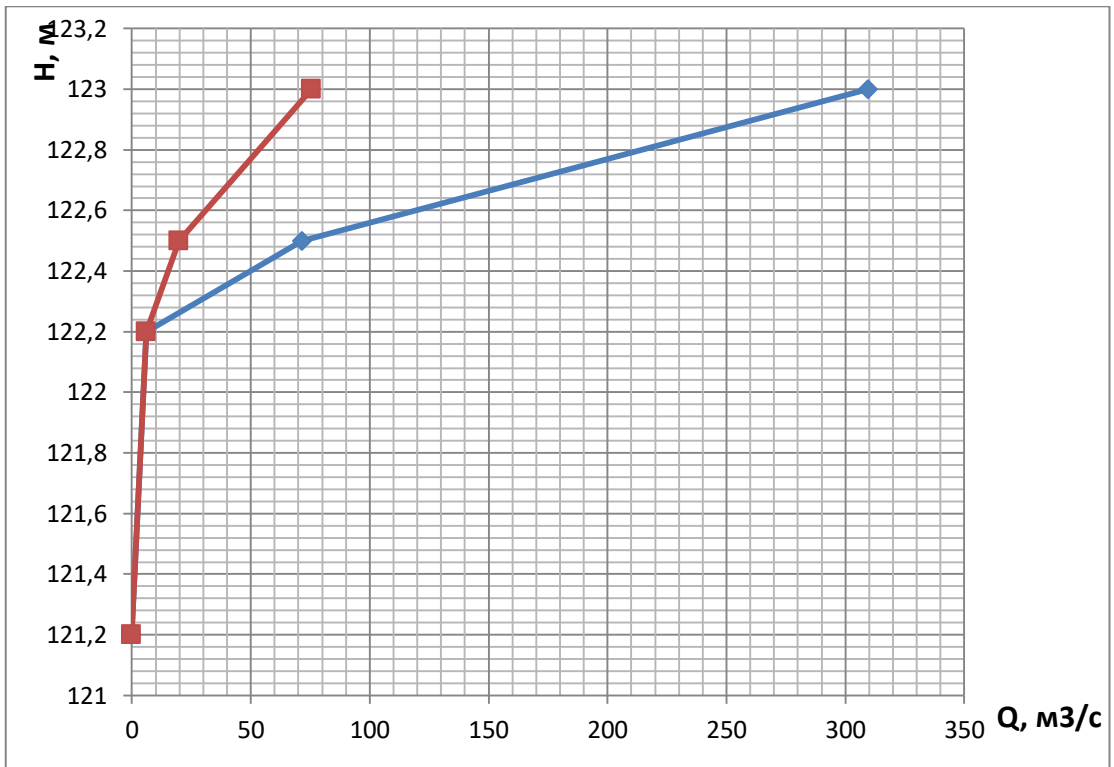
Відмітка, м	w, м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	R, м	n	C	v, м/с	Q, м <sup>3</sup> /с
120,2	0	0	0	0	0	0	0
121,2	20	40,05	0,5	0,03	29,7	0,3	6
121,5	100,3	292,82	0,34	0,05	16,7	0,14	14,04
122,0	366,8	619,35	0,59	0,05	18,32	0,2	73,36
122,5	610,9	1031,45	0,59	0,05	18,32	0,2	122,18

Таблиця 33

Гідравлічний розрахунок заплави річки для  $H_{Г2}$  з дамбою

Відмітка, м	w, м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	R, м	n	C	v, м/с	Q, м <sup>3</sup> /с
120,2	0	0	0	0	0	0	0
121,2	20	40,05	0,5	0,03	29,7	0,3	6
121,5	58,12	139,76	0,42	0,05	17,32	0,16	9,3
122,0	183,32	247,15	0,74	0,05	19,02	0,23	42,16
122,5	328,59	357,09	0,92	0,05	19,73	0,27	88,72

1-1



2-2

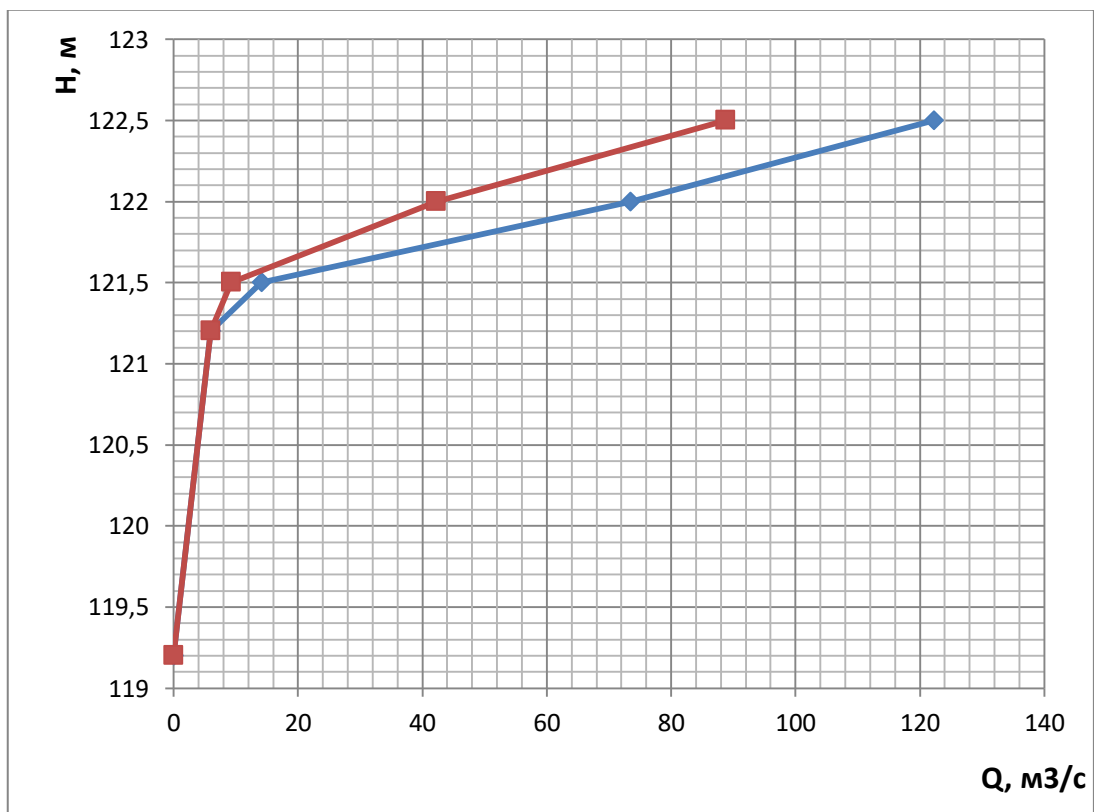


Рис.24. Графіки залежності  $Q = f(H)$  для початкового 1-1 та кінцевого 2-2 створів території обвалування.

Значення глибини води під час розмиву основи дамби знаходиться із виразу:

$$H = \left(\frac{q}{W}\right)^{\frac{1}{1+x}};$$

$$H = \left(\frac{0,02}{0,46}\right)^{\frac{1}{1+0,45}} = 0,12 \text{ м};$$

Загальна витрата в процесі затоплення заплави буде дорівнювати:

$$q = v_{\Pi} \cdot h_{\Pi};$$

$$q = 0,043 \cdot 0,38 = 0,02 \text{ м}^2/\text{с};$$

$$v_{\Pi} = v \left(\frac{h_{\Pi}}{H}\right)^{2/3};$$

$$v_{\Pi} = 0,154 \cdot \left(\frac{0,38}{1,36}\right)^{2/3} = 0,066 \text{ м/с};$$

$$h_{\Pi} = 122,56 - 122,18 = 0,38 \text{ м};$$

$$H = 122,56 - 121,2 = 1,36 \text{ м};$$

Показник  $x$  шукаємо за виразом:

$$x = \frac{0,45}{(d_{30}+0,35)^{0,1}};$$

$$x = \frac{0,45}{(0,65+0,35)^{0,1}} = \frac{0,45}{1} = 0,45$$

Показник  $W$  шукаємо із залежності:

$$W = 0,54(d_{30}+0,05)^{0,27} \cdot f_1(\theta) \cdot f_2(\beta) \cdot f_3(\tau) \cdot f_4(\varepsilon);$$

$$W = 0,54(0,65+0,05)^{0,27} \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1 = 0,46$$

Вся глибина води в процесі розмиву підосви дамби ( $H$ ) містить в собі глибину воронки розмиву ( $h_B$ ) і глибину води біля дамби ( $h_{\Pi}$ ). Глибина воронки розмиву буде дорівнювати:

$$h_B = H - h_{\Pi};$$

$$h_B = 0,12 - 0,38 = -0,26 \text{ м}.$$

Тоді робимо висновок, що ями розмиву не буде.

Діаметр каменю розраховується за виразом:

$$d_k = 0,04 \cdot v_{II}^2 ;$$

$$d_k = 0,04 \cdot 0,066^2 = 0,0002 \text{ м.}$$

#### 4. Відведення внутрішнього стоку з території, що захищається

Відстань, яка є між дренами знаходиться за емпіричними формулами:

$$E = A \sqrt{\frac{k}{\beta}} k_t k_T k_a,$$

де E – відстань між дренами, м;

A – емпіричний параметр, який залежить від величини річної норми осадів (табл. 5);

k – коеф. фільтрації ґрунту, м/доб;

$\beta$  – коеф. водовіддачі:

$$\beta = 0,056 \sqrt{k}^3 \sqrt{\Delta H} ,$$

$$\beta = 0,056 \sqrt{0,23}^3 \sqrt{0,6} = 0,023.$$

$$E = 4,8 \cdot \sqrt{\frac{0,23}{0,023}} \cdot 1 \cdot 1,32 \cdot 1,03 = 20,64 \text{ м.}$$

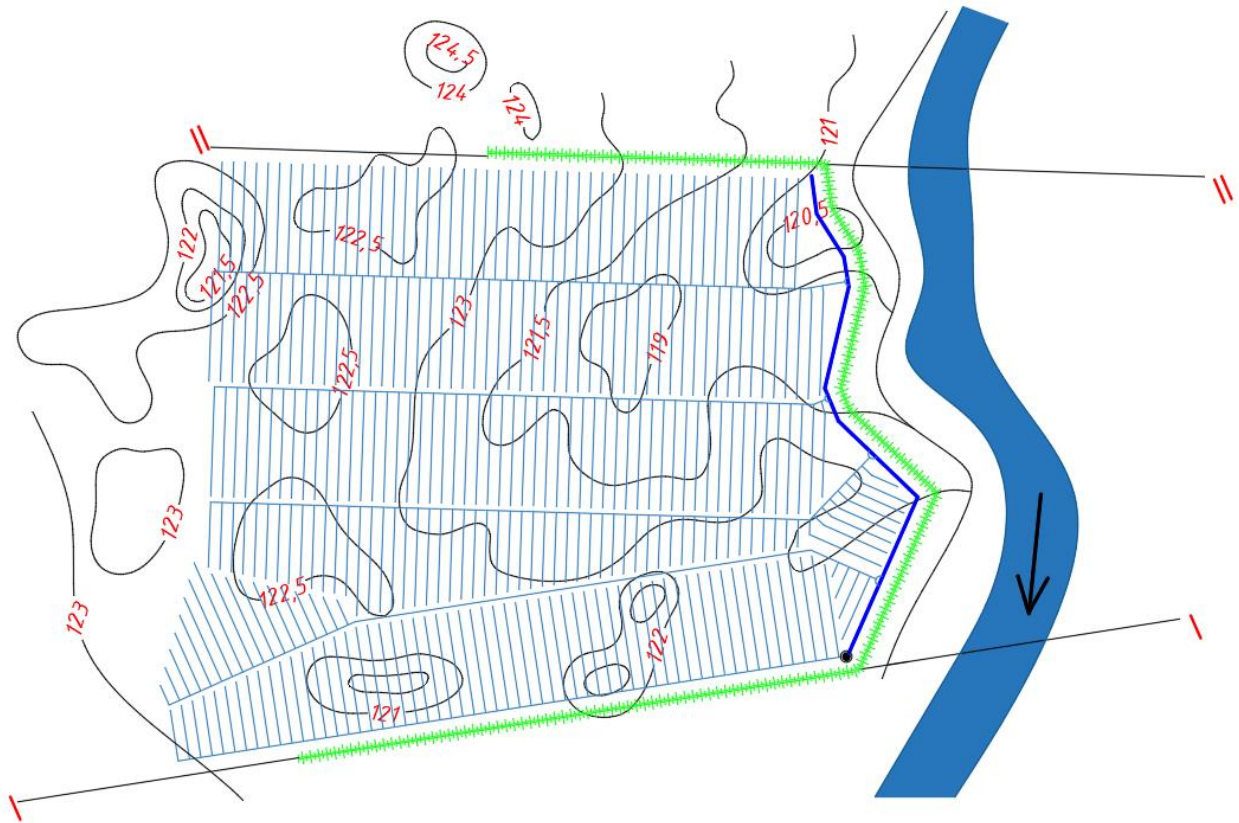


Рис.25. Схема польдерної осушувальної системи.

#### Розрахунок магістрального каналу

Головний канал приймає всю воду з цілої системи, а також відводить її в регулюючий басейн. Трасу каналу розміщуємо згідно близьких точок рельєфу, мінімальний спуск  $i = 0,0002 \dots 0,0003$ .

Глибина каналу рахується на пропуск паводкової витрати стоку в середині:

$$H_{МК} = h_p + (0.7 \dots 1.0),$$

Глибину головного каналу можемо побачити під час ув'язки дренажної системи у вертикальній площині. В цьому випадку його дно повинно бути на  $0.2 \dots 0.3$  м нижче від дна каналів та колекторів, які потрапляють до нього. Середньою глибиною провідних каналів на  $0.3 \dots 0.5$  м більші за глибину закритих колекторів. Глибиною закритих колекторів можна призначити глибину в проміжку  $1.3 \dots 1.5$  м. Провідні канали з'єднуються між собою дном.

Будуємо повздовжній профіль для того, щоб розрахувати головний канал:

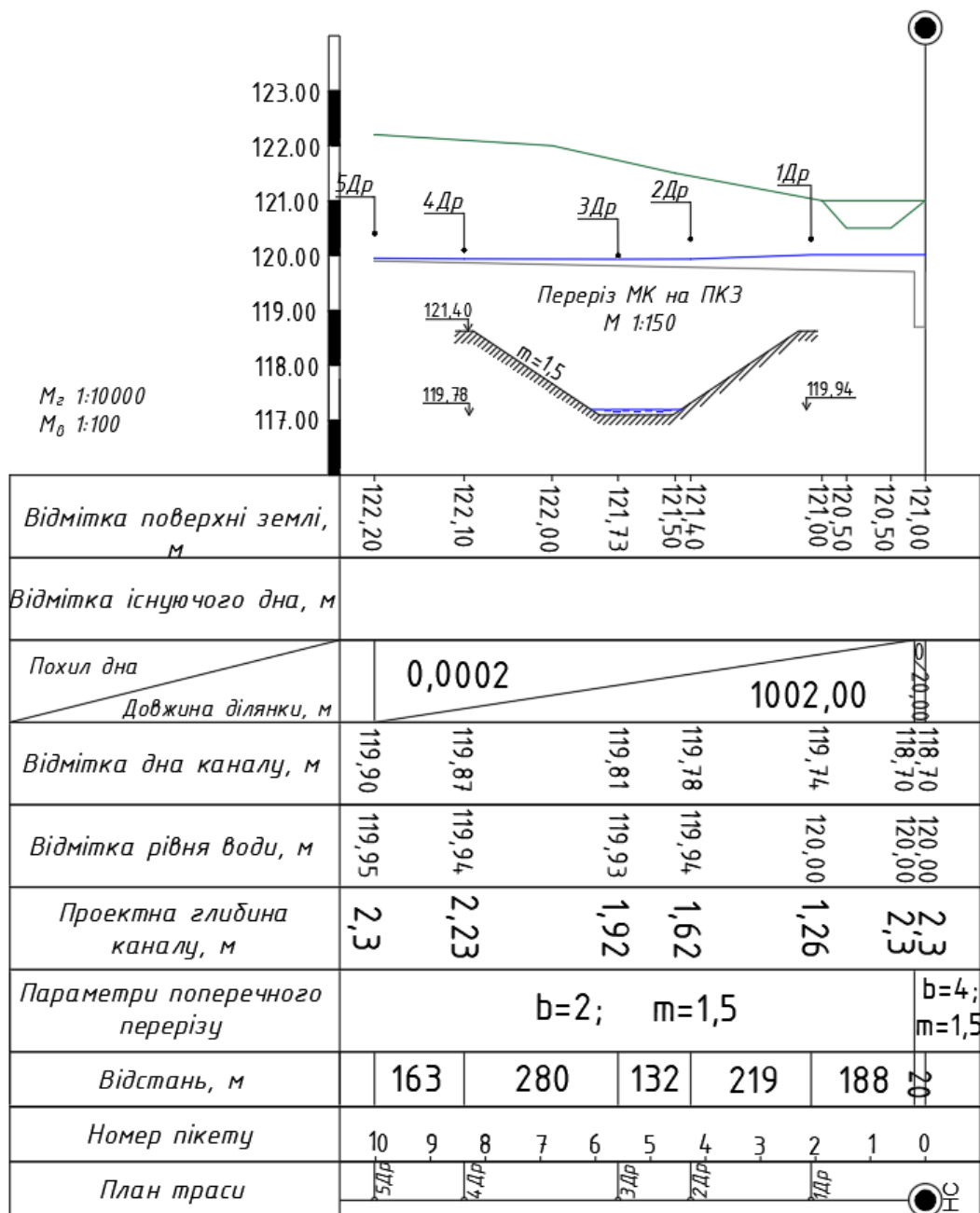


Рис.26. Поздовжній профіль магістрального каналу

Згідно виразів для рівномірного руху рідини знаходимо глибину наповнення каналу при розрахунковій паводковій витраті. Результати показуємо в таблиці 3.

Таблиця 34

### Гідравлічний розрахунок магістрального каналу

h, м	b, м	m	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	R, м	n,	i	C	V, м/с	Q, м <sup>3</sup> /с
------	------	---	---------------------------	------------	------	----	---	---	--------	----------------------

0,2	2,0	1,5	0,46	2,7	0,2	0,04	0,0002	19,14	0,12	0,055
0,4	2,0	1,5	1,04	3,4	0,31	0,04	0,0002	20,58	0,16	0,166

Позначки землі, на яких прокладають дрени:

1)  $122,7 - 1,2 - 1222 \cdot 0,0009 = 120,40$  м;

2)  $122,5 - 1,2 - 1350 \cdot 0,0009 = 120,10$  м;

3)  $122,3 - 1,2 - 1258 \cdot 0,0009 = 120,00$  м;

4)  $122,5 - 1,2 - 1122 \cdot 0,0009 = 120,30$  м;

5)  $121,5 - 1,2 - 1159 \cdot 0,0009 = 119,30$  м.

Розрахунок витрати, яка проходить по кожній дрені:

1)  $0,7 \cdot 21,39 = 15$  л/с;

2)  $0,7 \cdot 7,73 = 5,41$  л/с;

3)  $0,7 \cdot 15,82 = 11,1$  л/с;

4)  $0,7 \cdot 22,23 = 15,6$  л/с;

5)  $0,7 \cdot 43,62 = 30,5$  л/с.

Рівень води в каналі після його об'єднання з кожною дреною:

Витрата, л/с	Глибина, м
$Q_1 = 15$	$h_1 = 0,05$
$Q_2 = 20,41$	$h_2 = 0,07$
$Q_3 = 31,51$	$h_3 = 0,12$
$Q_4 = 47,11$	$h_4 = 0,15$
$Q_5 = 77,61$	$h_5 = 0,27$

## 5. Розрахунок регулюючого басейну

Щоб покращити роботу відкачки внутрішнього стоку під час паводку на водотоці по близу насосної станції проектуємо регулюючий басейн.

Об'єм басейну містить в собі з корисний об'єм та мертвий запас, рівень якого призначається не менше ніж 1,0 м. Регулююча ємність визначається:

$$W_K = 0,9t_{\text{ц}}Q = W_1 + W_2 ,$$

$$Q = \frac{Q_{\text{нс}}}{n} = \frac{141,1}{2} = 0,07 \text{ м}^3/\text{с},$$

$$W_K = 0,9 \cdot 1 \cdot 0,07 = 0,06 \text{ м}^3.$$

Визначення корисного об'єму регулюючої ємності:

$$W_2 = L_2 B_2 A = 1002 \cdot 2,9 \cdot 0,5 = 1452,9 \text{ м}^3.$$

$$W_1 = 0,06 - 1452,9 = -1452,84 \text{ м}^3.$$

Робимо висновок, що додатковий регулюючий об'єм в роботі не потрібний, наші потреби задовільнить ємність відкритого канал. Задаємо розміри аванкамери: ширина на 2 м більше каналу, який відповідає 4,0 м, довжина аванкамери – 20,0 м.

## 6. Скид внутрішнього стоку в водойму

### Безнапірний режим роботи труби

В роботі безнапірного режиму стислий перетин не затоплено і пропускна можливість труби залежить лише від умов вхідної ділянки.

Знайти мінімальний діаметр труби, не забуваючи про запас вільного простору  $\Delta h$  для пропуску сміття  $\Delta h = \frac{1}{4} h_{\text{тр}}$ , можна за наступним рівнянням:

$$d = \left( \frac{Q}{\Pi_Q \cdot \sqrt{g}} \right)^{2/3},$$

де  $\Pi_Q$  – параметр витрати.

$$d = \left( \frac{0,08}{0,275 \cdot \sqrt{g}} \right)^{2/3} = 0,2 \text{ м.}$$

Прямокутна труба з шириною  $b = 1\text{м}$ , висотою  $h = 1\text{м}$ .

Критична глибина для труби прямокутного перерізу відповідає значенню:

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b_{\text{тр}}^2}},$$

де  $b_{\text{тр}}$  – ширина труби;

$Q$  – розрахункова витрата.

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,08^2}{g \cdot 1^2}} = 0,09 \text{ м.}$$

Критичний схил розраховується за:

$$i_{\text{кр}} = \frac{Q^2}{\omega_{\text{кр}}^2 \cdot C_{\text{кр}}^2 \cdot R_{\text{кр}}}.$$

$$\omega_{\text{кр}} = h_{\text{кр}} \cdot b = 0,09 \cdot 1 = 0,09 \text{ м.}$$

$$R_{\text{кр}} = \frac{\chi}{\omega} = \frac{2h_{\text{кр}} + b}{\omega} = \frac{2 \cdot 0,09 + 1}{0,09} = 13,1$$

$$C_{\text{кр}} = \frac{R_{\text{кр}}^{1/6}}{h} = \frac{13,1^{1/6}}{0,014} = 109,7$$

$$i_{\text{кр}} = \frac{0,08^2}{0,09^2 \cdot 109,7^2 \cdot 13,1} = 0,000005.$$

Призначаємо  $i_{\text{тр}} = 0,002$ .

Розміри прямокутної труби:

- оголовок коридорного типу -  $h_c = H_2 = 120 - 118,7 = 1,3 \text{ м.}$

Глибина води спочатку трубчатого регулятора знаходиться за:

$$H_1 = H_{10} - \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g},$$

$$H_{10} = h_c + \left( \frac{Q}{m \cdot b_{\text{тр}} \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = 1,3 + \left( \frac{0,08}{0,36 \cdot 1 \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = 1,44 \text{ м.}$$

Площу аванкамери  $\epsilon$ :

$$S_{\text{аван.}} = 4 \cdot 2,3 + 3,45 \cdot 2,3 \cdot 2 = 25,07 \text{ м}^2.$$

$v_0$  – швидкість руху води в підвідному каналі чи регулюючій ємності, м/с :

$$v_0 = \frac{Q}{S_{\text{аван.}}} = \frac{0,08}{25,07} = 0,003$$

$$H_1 = 1,44 - \frac{1,1 \cdot 0,003^2}{2 \cdot 9,81} = 1,44 \text{ м};$$

$$v_c = \frac{0,08}{1} = 0,08 \text{ м/с}.$$

$$v_{\text{вих}} \approx v_c.$$

Швидкість на виході приблизно рівна  $v_{\text{вих}} \approx 0,08$  м/с і відповідно значно менша розвиваючої швидкості  $v_{\text{роз}} = 0,2 \dots 0,35$  м/с. Це означає, що розмива берега на випуску не буде і споруди гасіння енергії можна не проектувати.

## 7. Екологічний вплив водосховища на навколишнє середовище

Для забезпечення населення і народного господарства необхідною кількістю якісної води в Україні побудовано 1087 водосховищ різних розмірів. Незважаючи на свої відмінності, всі водосховища мають низку спільних негативних аспектів. Перш за все, вода в цих водосховищах дуже забруднена. Основними забруднювачами є нафтопродукти, феноли, амонійний і нітратний азот та важкі метали. Більшість промислових і комунальних підприємств скидають забруднюючі речовини, що значно перевищують встановлені гранично допустимі рівні скидів. Як наслідок, водосховища є джерелом накопичення забруднюючих речовин. Крім того, водосховища змінюють гідрохімічний режим водойм, перетворюючи їх з річок на озера, що призводить до зменшення видового різноманіття риб і всіх біологічних компонентів екосистеми.

Будівництво гребель і водосховищ створює ряд проблем, серед яких:

- перешкоджання міграції риби, транспортного руху, затримання твердого стоку і стоку біогенів (азоту і фосфору), зміна берегів, зниження паводків;
- будівництво водосховищ спричиняє переміщення населення, вирубку лісів, компенсаційні роботи та безповоротне вилучення стоку для наповнення водосховищ;
- зміна клімату в прибережних районах (наприклад, підвищення вологості в сухому кліматі, перенесення піку сезону дощів з осені на літо)
- якість води погіршується через зменшення стоку, нестачу кисню, збільшення азоту та фосфору, синьо-зелені водорості та часте забруднення.

Біологічні наслідки, такі як поширення інфекційних захворювань і збільшення кількості патогенних мікроорганізмів (наприклад, малярії), особливо в країнах з жарким кліматом, також є значними. Регулювання стоку та перехоплення повеней передбачає осушення річок нижче гребель, зниження

рівня ґрунтових вод та опустелювання заплавних земель. Поблизу дериваційних споруд спостерігається підтоплення та заболочення територій, прилеглих до них. Також порушується стійкість схилів, що призводить до зсувів та абразії берегів, а іноді ці явища можуть набувати характеру стихійних лих.

Також будівництво гідротехнічних споруд зазвичай пов'язане з вирубкою лісів, знищенням рослинності, скиданням неочищених стічних вод, залишків паливно-мастильних матеріалів; під час застосування гідромеханізації збільшується мутність води в водоймах, виникає шум та іншого роду перешкоди.

Але, окрім вище вказаних негативних факторів створення водосховищ є і ряд переваг, серед них: створення стратегічних запасів прісної води, що є гарантією того, що населення, економіка та довкілля будуть завжди забезпечені нелюкідною кількістю води в посушливі маловодні роки за умов, що клімат буде змінюватися в негативну сторону, що в свою чергу впливає на водність річок; зменшення ризику виникнення повені; розвиток рибного господарства; водосховища зазвичай використовують для виробництва електроенергії за допомогою гідроелектростанцій, розташованих на водосховищах. Такі станції забезпечують екологічно чисту енергію, яка зменшує залежність від викопних видів палива, що використовуються на ТЕЦ.

## 8. Охорона праці

### 8.1 Аналіз небезпечних та шкідливих факторів

Шкідливі та небезпечні виробничі фактори	Джерела факторів (види робіт)	Кількісна оцінка	Нормативні документи
1	2	3	4
Обвалення ґрунту	Земляні роботи	Ґрунт - суглинок, Н-15,52, м	ДБН А.3.2-2-2009(р.10) НПАОП 45.2-7.0212
Зсув ґрунту (сейсмонебезпечність)	Природні джерела безпеки	7 балів	ДБН В.1.1-12:2018
Підвищений рівень шуму	Будівельні машини, обладнання	$L_p = 80$ дБа,	ДСН 3.3.6.037-99
Підвищений рівень вібрації	Будівельні машини, обладнання, ущільнення ґрунту та бетону	$Y=0,014$ , м/с <sup>2</sup>	ДСН 3.3.6.039-99
Незадовільна зовнішня температура та швидкість повітря	Будівництво греблі, монтаж мереж водопостачання та влаштування дренажу	Температура, $t=37(-2)$ °С, вологість, $f=100$ %, рухливість повітря, $v=15,2$ м/с	ДБН А.3.2-2-2009
Пожежна безпека	Експлуатація насосної станції	$K_{п/б}$ - Д $K_{вог.}$ - П	ДБН В.1.1-7-2016 ДБН В.1.2-7-2008 ДСТУ Б В.1.1.-36:2016

## **8.2 Заходи для уникнення шкідливої та небезпечної дії**

### **8.2.1. Земляні роботи**

**Виконуються земляні роботи за ДБН А.3.2-2-2009.**

Займаючись цією справою і перебуваючи на майданчику в момент виконання робіт, для того, щоб забезпечити безпеку працівникам ми обов'язково маємо передбачити заходи щодо запобігання шкідливих факторів. В свою чергу маємо слідувати вимогам безпеки та охорони праці:

- найперше задаємо допустимий ухил укосам, які не зафіксовані;
- розраховуємо навантаження, яке може бути спричинене від машин та самого ґрунту;
- задаємо тип, конструкцію та місце фіксування стінок, огорож та сходів.

Першою справою вкладаємо відведення поверхневих і підземних вод, для того, щоб обійти певних факторів, таких як зсув, розмив та обвалення стінок ґрунту. Прибираємо ділянку від будівельного сміття, дерев, каміння.

Залишаємо матеріали і будівельні машини зі сторони виїмки в районі місця обвалення. Обов'язково ґрунт, який забирається з виїмки залишаємо на відстані від її краю, для того щоб обійти обвалення.

Всі траншеї, які будуть в населеному пункті, позначаємо захисною огорожею з відповідними написами, та світлоповертачами.

Необхідно забезпечити працівників дерев'яними драбинами шириною 0,7 м для опускання та піднімання по ним.

Під час ущільнення ґрунту не допустимо людям перебувати біля машини в радіусі 20 м і ближче.

### **8.2.2. Зсув ґрунту. Сейсмонебезпечність.**

Захист об'єкту та працівників при його будівництві від зсуву ґрунту є основною складовою заходів з інженерної підготовки території.

Засоби, що є складовою інженерного захисту від зсувів:

- затримуючі споруди;
- берегозахисні споруди;
- дренажі, які мають різну глибину закладання;
- зміна рельєфів схилів.

Підбираємо тип кріплення та віддаємо перевагу тим спорудам, які точно забезпечують стійкість ділянок, які захищаються і є можливість використання місцевих ґрунтів.

З метою укріплення поверхні ґрунту, передбачаємо водопониження за допомогою дренажної системи. Тип, а також конструкцію дренажу підбираємо в залежності від інженерно-геологічних та гідрологічних умов місцевості.

Також, змінюємо рельєф задля безпеки та попередження зсувів і обвалів шляхом зменшення крутості схилів. Робимо заміну слабких ґрунтів біля підніжжя схилів.

Перед початком робіт необхідно прибрати зі схилу валуни та пухкий ґрунт. До виконання цього виду робіт допускаються лише особи, які пройшли навчання та медичний огляд. Вони також забезпечені засобами захисту.

### **8.2.3. Підвищений рівень шуму**

Шум є шкідливим фактором у виробничій діяльності, тому важливо вживати заходів для захисту працівників від його негативного впливу. Шум не тільки викликає професійні захворювання, такі як втрата слуху та глухота, але й знижує працездатність, погіршує зір та підвищує кров'яний тиск.

Заходи захисту можна розділити на колективні та індивідуальні.

Колективний захист включає наступні методи:

- своєчасне технічне обслуговування будівельної техніки та обладнання для зменшення шуму від його джерел;
- своєчасне технічне обслуговування машин та обладнання, що генерують шум, для зменшення шуму від його джерел; і
- вжиття запобіжних та лікувальних заходів для працівників.

До засобів індивідуального захисту відносяться предмети, які можуть знизити рівень шуму на 7-38 дБ:

- для використання в приміщенні: вкладиші, навушники, тампони;
- навушники, шоломи та костюми.

#### **8.2.4. Підвищений рівень вібрації**

Виробнича вібрація - це фактор, який негативно впливає на здоров'я працівників і може викликати серйозні захворювання, такі як вібраційна хвороба та струс мозку.

Існує два типи вібрації: локальна вібрація, яка впливає на окремі частини тіла працівника, і загальна вібрація, яка передається по всьому тілу.

Тому для захисту життя і здоров'я працівників вживаються колективні та індивідуальні захисні заходи.

Колективні захисні заходи.

- Зменшити вібрацію в джерелі її виникнення;
- Використовувати динамічне демпфірування та підвищувати жорсткість обладнання;
- Використання антивібраційного обладнання.

Засоби індивідуального захисту:

- Для рук - рукавички, беруші;
- Для ніг - спеціальне взуття, наколінники;
- Для тіла - нагрудники, пояси, спеціальні костюми.

Також проводяться регулярні медичні огляди працівників.

### **8.2.5. Незадовільна зовнішня температура та швидкість повітря**

Підвищення та зниження температури зовнішнього повітря, збільшення швидкості вітру та вологості під час будівництва можуть спричинити нещасні випадки на виробництві. Тому вживаються превентивні заходи:

Якщо зовнішня температура занадто висока

- Якщо зовнішня температура занадто висока, виконуйте роботи вранці та ввечері;
- Не працюйте під прямими сонячними променями або при температурі вище 37°C.

Якщо зовнішня температура занадто низька

- Забезпечте працівників теплоізоляційним одягом та взуттям;
- Надайте працівникам приміщення для обігріву.

При високій вологості навколишнього середовища:

- Не виконуйте будівельні роботи під час туману або дощу;
- Не використовуйте електроінструменти з напругою понад 12 В.

При швидких потоках повітря:

- Не дозволяється працівникам працювати на висоті;
- Не проводити монтажні роботи за допомогою будівельних кранів.

### **8.2.6. Пожежна безпека**

- Через електрообладнання, встановлене на насосних станціях, існує ризик виникнення пожежі. Щоб уникнути цього та захистити життя і здоров'я працівників насосних станцій, ми вживаємо таких заходів
- Забезпечити приміщення медпункту протипожежною водою;

- Підтримувати порядок у машинному відділенні та не допускати наближення зайвих предметів та обладнання до електроустановок;
- Проводити регулярні огляди електрифікованої арматури та насосів для виявлення та якнайшвидшого усунення несправностей;
- Забезпечити сходи та аварійні виходи, щоб працівники могли безпечно евакуюватися у разі пожежі;
- Проводити регулярні навчання з цивільної оборони для працівників.

### 8.3. Розрахунок шуму

У будівельних роботах використовується дорожньо-будівельна техніка, обрана з каталогу. Для розрахунку використовуються її шумові характеристики. Середня швидкість руху приймається рівною 10 км/год.

Таблиця 35

Дорожньо-будівельні машини	Рівень шуму в екв. дБА	Нормативне значення
Екскаватор	87	80
Автомобілі бортові в/п 5-7 т	65	80
Бульдозер Т-170	80	80

Розрахунок рівня шуму біля житлових будинків:

$$L_r = L_i - 10 \lg 2\pi r^2$$

Рівень шуму від екскаватора:

$$L_{r1} = 87 - 10 \lg 2\pi 200^2 = 33 \text{ дБА.}$$

Рівень шуму від автомобіля бортового в/п 5-7 т:

$$L_{r2} = 65 - 10 \lg 2\pi 200^2 = 11 \text{ дБА.}$$

Рівень шуму від бульдозера Т-170:

$$L_{r3} = 80 - 10 \lg 2\pi 200^2 = 26 \text{ дБА.}$$

Сумарний рівень шуму:

$$\sum L = 10 \lg(10^{0,1L_1} + 10^{0,1L_2} + 10^{0,1L_3})$$

$$\sum L = 10 \lg(10^{0,133} + 10^{0,111} + 10^{0,126}) = 33,81 \text{ дБА.}$$

Отже, згідно проведеного розрахунку, шум, який виникає від будівельної техніки є тимчасовим і короткочасним. А отже, не буде нести занадто великої шкідливої дії на здоров'я робочих.

### Список використаних джерел:

1. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010.- 36 с.
2. СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик. – М.: Стройиздат, 1985. – 36 с.
3. Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дем'янюк А.В., Дмитрієва О.А. Гідротехнічні споруди: Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2013. – 241 с.
4. Справочник по гидравлике /под ред. В А. Большакова. – К.: Вища шк., 1984. – 343 с.
5. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
6. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. –К.: МінРегіонБуд, 2013. - С.15-45; - С.138-151.
7. Хоружий П.Д., Хомутецька Т.П., Хоружий В.П. Ресурсозберігаючі технології водопостачання: навч. посіб. – Київ: «Аграрна наука», 2008. - 534с.
8. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування систем водопостачання: Навчальний посібник. -К.: КНУБА, 2001. – 256 с.
9. Шевелёв Ф. А., Шевелёв А. Ф. Таблицы для гидравлического расчёта водопроводных труб: Справочное пособие. - М.:Стройиздат, 1984 - 117 с.
10. А.М.Тугай, В.О.Орлов, В.О.Шадура, С.Ю.Мартинов. Міські інженерні мережі та споруди. Підручник. – Київ: УкрГеліотех, 2010. – 256с.
11. ДСТУ–Н Б В. 1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
12. ДСТУ–Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності та категорії складності об'єктів будівництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2013. - 37 с.
13. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення.- К.: Мінрегіонбуд України, 2010. - 37.
14. ДБН 360-92\*\* Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. – К.: Мінрегіонбуд України, 1992р. – 142.
15. СНиП 2.06.04-82\* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). - М.: Стройиздат, 1989.
16. Рокочинський А.М., Живиця В.А., Волкова Л.А., та інші Інженерний захист території - Херсон: ОЛДІ ПЛЮС, 2017. - 355с.
17. ДСТУ–Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-
18. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT).

19. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд ( EN 1992-1-1:2004, IDT).
20. ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016 Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення. - Київ: ДП "УкрНДНЦ" 2017. – 135с.
21. Гідротехнічні споруди: методичні вказівки до виконання курсового проекту «Гідровузол з ґрунтовою греблею» / уклад.: О.В. Дупляк, С.В. Величко – К.: КНУБА, 2015. – 44 с.
22. Stability Modeling with SLOPE/W / GEO-SLOPE International Ltd - Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, 2012. – 199p. Пряме посилання <http://downloads.geoslope.com/geostudioresources/8/0/9/books/slope%20modeling.pdf?v=8.0.10.6>
23. Методичні вказівки Інженерний захист території до виконання курсового проекту з дисципліни «ГТС спеціального призначення» / укладач Величко С.В., Дупляк О.В. – К.: КНУБА, 2019. – 40с.
24. Seepage Modeling with SEEP/W / GEO-SLOPE International Ltd - Calgary, Alberta, Canada T2P 2Y5, 2012. – 199p.
25. Величко С.В. Дупляк О.В. Дослідження впливу трансформації 1% паводкової витрати сухими гірськими ємностями на рівні паводкової витрати річок басейну Тиси. – К.: КНУБА, 2014 вип. 23 – 45-52с.
26. Velychko S., Dupliak O. Assessment of the Influence of Mountain Flood Control Reservoir Operation on the Floodplain Stability During an Extreme Flood // Ecological Engineering & Environmental Technology 2021, 22(1), 31–38 DOI: <https://doi.org/10.12912/27197050/132096>
27. G. Gottardi, C. Gragnano On the role of partially saturated soil strength in the stability analysis of a river embankment under steady-state and transient seepage conditions. E3S Web of Conf. 9 19002 (2016). doi:10.1051/e3sconf/20160919002
28. 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);
36. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій;
39. Сафонов В. В. Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проектів інженерно-будівельних спеціальностей: Навчальний посібник. – К.: Основа, 2011. – 480 с.
40. М.М. Гіроль, М.В. Бернацький, В.Є. Хомко Охорона праці у водопровідно-каналізаційному господарстві. Навчальний посібник. /За ред. М.М. Гіроля / - Рівне: НУВГП, 2010 – 351 с. іл.
37. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку;

38. ДСН 3.3.6.039-99 Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації;
42. НАПБ Б.03.002-2007 Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою.
41. Охорона праці: методичні вказівки до виконання розділу “Охорона праці” в дипломних проектах (роботах) бакалаврів та магістрів інженерно-будівельних спеціальностей / уклад.: Вільсон О.Г. та ін. – К.: КНУБА, 2021. - 35 с.