

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології
Кафедра водопостачання та водовідведення

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР**

на тему:

«Проектування гідротехнічного вузла водно-транспортного призначення»

Таварткіладзе Нестан Іусуфівна

Київ 2024 р.

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет інженерних систем та екології
Кафедра водопостачання та водовідведення

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
водопостачання та водовідведення

„___” _____ 20__ року

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЯ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР**

«Проектування гідротехнічного вузла водно-транспортного призначення»

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

Київ 2024 р.

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
« ___ » _____ 202_ року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
ЗДОБУВАЧА СТУПЕНЮ ВИЩОЇ ОСВІТИ МАГІСТР
Таварткіладзе Нестан Іусуфівна

1. Тема роботи: «Проектування гідротехнічного вузла водно-транспортного призначення»
затверджена наказом ректора КНУБА №1996/2 від «17» вересня 2024 року
2. Керівник роботи: Дупляк О.В., доцент, к.т.н.
3. Строк подання здобувачем роботи до захисту 28.11.2024
4. Вихідні дані до проєкту:
Розрахункова швидкість вітру, $V_{4\%}=10$ м/с; Розрахункова швидкість вітру, $V_{30\%}=8$ м/с; Довжина розгону вітрової хвилі, $L=2$ км; Кут між віссю водоймища і напрямком вітру, $\alpha^\circ=85$; Нормальний підпирний рівень води водосховища, НПР=329,00 м; Форсований підпертий рівень, ФПР=330,20 м; Межена витрата в річці, $Q_{\text{меж}}=15\text{ м}^3/\text{с}$; Максимальна скидна витрата розрахункової забезпеченості, $Q_{3\%}=290,00\text{ м}^3/\text{с}$; Максимальна скидна витрата перевіркової забезпеченості, $Q_{0,5\%}=400,00\text{ м}^3/\text{с}$; Кількість жителів: I район -13 000; II район -12 000; Довжина розрахункового судна $l_s = 120$ м; Ширина розрахункового судна $b_s = 22$ м; Кількість суден, що шлюзуються одночасно $n = 1$; Статична осадка розрахункового судна: з повним вантажем $s = 3,3$ м, порожнього $s_0 = 1,0$ м; Тривалість навігаційного періоду ТНАВ = 190 діб;
5. Зміст пояснювальної записки по розділам:

Вступ.

Р.1. Кліматичні та гідрологічні характеристики району будівництва.

Р.2. Бетонна гребля з водозливом широкого профілю.

Р.3. Розрахунок водозабірних споруд.

Р.4. Зовнішні мережі водопостачання населеного пункту.

Р.5. Гідроелектростанція

Р.6. Судноплавний шлюз

Р.7. Охорона праці

6. Графічний матеріал по розділам:

Р.1. План гідровузла

Р.2. Поперечний переріз ґрунтової греблі (М 1:100); план водозбору (М 1:100); поздовжній профіль водозбору (Г 1:1000, В 1:100); розріз 1-1 (М 1:100).

Р.3. План водоскиду; поздовжній профіль водоскиду.

Р.4. Деталювання та план водопровідної мережі міста.

Р.5. Гідроелектростанція

Р.6. Судноплавний шлюз

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1	09.10.24
Розділ 2	23.10.24
Розділ 3	30.10.24
Розділ 4	04.11.24
Розділ 5	11.11.24
Розділ 6	18.11.24
Розділ 7	21.11.24
Остаточне оформлення роботи	23.11.24
Направлення роботи для перевірки на плагіат	24.11.24
Попередній захист роботи на кафедрі	25.11.24
Направлення роботи на рецензування	27.11.24

8. Консультанти розділів кваліфікаційної випускної роботи

Розділ	ПІБ та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Розділ 7	Клімова І.В., к.т.н. доц.		

9. Дата видачі завдання: 04.10.2024

Зав. кафедри _____ Віктор ХОРУЖИЙ

Керівник _____ Олена ДУПЛЯК

Здобувач _____ Нестан ТАВАРТКІЛАДЗЕ

РЕЗЮМЕ (summary)		<i>Таварткіладзе Нестан Іусуфівна</i>	
до кваліфікаційної роботи здобувача:		<i>Tavartkiladze Nestan</i>	
Назва ЗВО	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема (українською та англійською)	«Проектування гідротехнічного вузла водно-транспортного призначення» «Design of a hydrotechnical unit for water transport purposes»		
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
	113	7	11
Розділ 1 (назва)	Кліматичні та гідрологічні характеристики району будівництва.		
Розділ 2 (назва)	Бетонна гребля з водозливом широкого профілю.		
Розділ 3 (назва)	Розрахунок водозабірних споруд.		
Розділ 4 (назва)	Зовнішні мережі водопостачання населеного пункту.		
Розділ 5 (назва)	Гідроелектростанція		
Розділ 6 (назва)	Судноплавний шлюз		
Розділ 7 (назва)	Охорона праці		
<p>Ключові слова: Водозабір, гідрологія, гребля, водозлив, шлюз, гідроелектростанція, охорона праці, водопровідні мережі, водний потік, водопостачання.</p> <p>Keywords: Water intake, hydrology, dam, spillway, gateway, hydroelectric power station, labour protection, water supply networks, water flow, water supply.</p>			

«Проектування гідротехнічного вузла водно-транспортного призначення»

Зміст

Вступ.....	7
Розділ №1 Кліматичні та гідрологічні характеристики району будівництва .	10
Розділ №2 Бетонна гребля з водозливом широкого профілю. Фільтраційні та статичні розрахунки.....	13
Розділ №3. Розрахунок водозабірних споруд.	40
Розділ №4. Зовнішні мережі водопостачання населеного пункту.	50
Розділ №5. Гідроелектростанція.....	72
Розділ №6. Судноплавний шлюз	92
Розділ №7. Охорона праці	109
Список літератури.....	113

Таварткіладзе Н.І.

Вступ

								Лист
								7
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА		

В дипломній роботі запроєктовано гідровузол з водосховищем сезонного регулювання стоку, бетонною греблю з водозливом практичного профілю та пригребельним водозабором для водопостачання населеного пункту з населенням 25 тис, судноплавним шлюзом та гідроелектростанцією.

Гідровузол передбачається будувати в Львівській області, басейні р.Стрий. У сучасних умовах сталого розвитку та управління водними ресурсами значне місце займає проєктування та реалізація гідровузлів, які не лише забезпечують стабільність водопостачання, але й активно впливають на економічний і соціальний розвиток регіонів.

В умовах постійних змін клімату та зростаючих потреб в ресурсах, регулювання стоку і забезпечення стабільного водопостачання стають критичними завданнями для забезпечення якості життя населення. У цьому контексті проєктування водосховища, яке забезпечує сезонне регулювання стоку, є важливим інструментом для підтримки водного балансу, управління повенями та посухами, а також забезпечення сталого водопостачання. Бетонна гребля з водозливом практичного профілю забезпечує надійну утримуваність води та ефективне управління її відведенням, що є критичним для запобігання негативним наслідкам високих рівнів води.

Пригребельний водозабір для водопостачання населеного пункту з населенням 25 тисяч осіб забезпечує необхідний обсяг води для житлових і промислових потреб, підтримуючи соціальну та економічну стабільність регіону. Судноплавний шлюз, в свою чергу, відкриває нові можливості для транспортування вантажів і розвитку річкових шляхів, що є важливим аспектом для економічного розвитку і інтеграції регіону в транспортні мережі.

Окрім того, гідроелектростанція, що інтегрована в гідровузол, сприяє зниженню залежності від традиційних джерел енергії, зменшення викидів

парникових газів і забезпеченню стійкого джерела відновлювальної енергії. Це підкреслює екологічні переваги та економічну ефективність таких проєктів, оскільки гідроелектростанції забезпечують стабільне виробництво електроенергії і можуть служити надійним резервом для національних і регіональних енергетичних систем.

У даній магістерській роботі буде здійснено детальний аналіз всіх етапів проєктування, від вибору оптимального місця для розміщення водосховища до інтеграції всіх складових частин системи, що дозволить забезпечити ефективність і стійкість гідровузла в умовах сучасних викликів.

Розділ №1
Кліматичні та
гідрологічні
характеристики району
будівництва .

								Лист
								10
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА		

Кліматичні та гідрологічні характеристики регіону будівництва

Згідно з ландшафтною картою України, об'єкт розташований на території низькотерасових слабо дренованих рівнин з глейовими дерновими і дерново-підзолистими ґрунтами, з вологими грабовими дібровами і судубравами (режим доступу, електронний ресурс: <http://geomap.land.kiev.ua/landscape-1-950.html>). Відповідно до геоморфологічного районування, територія об'єкту відноситься до району Пригорансько-Передкарпатської пластово-акумулятивної височини на неогенових відкладах.

Передкарпатські, передгірно-рівнинні ландшафти з переважанням схилових (делювіальних) і річкових (альювіальних) відкладів сформувалися в межах передгірського тектонічного прогину. У рельєфі це височина зі значними амплітудами висот. Зовнішній край долинно-терасовий. З наближенням до гір межирічні вододіли стають вищими (400-600 м), сильно розчленовуються великими ріками та потоками. Ріки, що витікають з Карпат (Свіча, Стрий, Колодниця, Тисмениця, Бистриця, Дністер, Стрв'яж, Вирва), мають широкі і добре вироблені долини, складені сучасним алювієм. Ґрунтовий покрив сформувався на слабководопроникних суглинках, які разом із збільшеною кількістю опадів (більше 700 мм, сприяють поверхневому перезволоженню), а також площинній та лінійній ерозії.

Кліматична характеристика району будівництва

Клімат району будівництва відноситься до передкарпатського низовинного кліматичного району, характеризується відносно м'якою зимою, тривалою вологою весною, нежарким дощовим літом та теплою, порівняно сухою осінню. Головними чинниками його формування є сонячна радіація, атмосферна циркуляція та характер місцевості. Для цієї кліматичної зони характерні відносно низький атмосферний тиск і висока вологість повітря. Переважаючі атлантичні повітряні маси, як правило,

спричинюють зимові відлиги, а влітку – доволі часті, іноді проливні дощі, швидко зміну погодних умов.

У районі в середньому налічується на рік всього 50 сонячних днів, 150 хмарних і 165 днів із перемінною хмарністю. Радіаційний баланс земної поверхні у цілому за рік достатній і становить 49 ккал/см², тільки листопад, грудень, січень і лютий мають від’ємний показник радіаційного балансу. Усього за рік випаровується 560 мм вологи, на що витрачається понад 30 ккал/см². Середньорічна температура повітря дорівнює + 5,2 °С-8,0 °С. Стратегія розвитку Стрийської міської територіальної громади на період до 2027 року 19 Найвища середня температура липня +18,0 °С, в окремі дні температура доходить до +37°С. Зима порівняно тепла, з частими відлигами, середня температура січня 4°С, але в окремі роки бувають морози і поза 30 °С.

Гідрологічна характеристика району будівництва

Згідно гідрологічного районування, до Дністровсько-Прутської області підвищеної водності (режим доступу, електронний ресурс: <https://geomap.land.kiev.ua/index.html>).

Розділ №2

Бетонна гребля з водозливом широкого профілю. Фільтраційні та статичні розрахунки.

							Лист
							13
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	

1. Гідравлічний розрахунок

Знайдемо загальну ширину отворів водозливного фронту греблі $B_{\text{пр}}$:

$$B_{\text{пр}} = \frac{Q}{m\sigma_n\sigma_c\sigma_n*\sqrt{2gH^3}};$$

$$\text{Де } Q = Q_{0,5\%} - Q_{\text{вз}} - Q_{\text{пр.отв}} = 400 - 3 - 60 = 337 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$H = \text{ФПР} - \text{НПР} = 330,2 - 329,0 = 1,2 \text{ м.}$$

m – коефіцієнт витрати водозливу, профіль якого побудовано за координатами Крігера-Офіцера, досягає значення 0,49.

σ_n – коефіцієнт повноти напору, можна визначити за формулою М.П.

Розанова:

$$\sigma_n = 0,62 + 0,33 \sqrt[3]{\frac{H_{\text{вз}}}{H_{\text{прф}}}} = 0,62 + 0,33 * \sqrt[3]{0,75} = 0,97;$$

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку, при плавно окреслених вхідних оголовках биків:

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H}}} * \left(1 - \frac{b_{\text{пр}}}{B}\right)^4 \sqrt{\frac{b_{\text{пр}}}{B}};$$

$$\text{Де } P = \text{НПР} - \text{ДНО} = 329,0 - 323,0 = 6 \text{ м.};$$

$$b_{\text{пр}} = 10 \text{ м.}; B = 11 \text{ м.}$$

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{6}{1,2}}} * \left(1 - \frac{10}{11}\right)^4 \sqrt{\frac{10}{11}} = 0,99$$

σ_n – коефіцієнт підтоплення визначаємо за таблицею співвідношення $\frac{h_n}{H}$, дорівнює 1.

Визначаємо $B_{\text{пр}}$

$$B_{\text{пр}} = \frac{337}{0,49 * 1 * 0,99 * 0,97 * \sqrt{2 * 9,81 * 1,2^3}} = 123,0 \text{ м.}$$

Отже беремо 12 прольотів по 10 м плюс один прольот 8 м.

2. Побудова профілю

Побудову профілю водозливної греблі починають з побудови контуру водозливної оголовка, який, зазвичай, окреслюють за координатами Крігера-Офіцера для так званого безвакуумного профілю

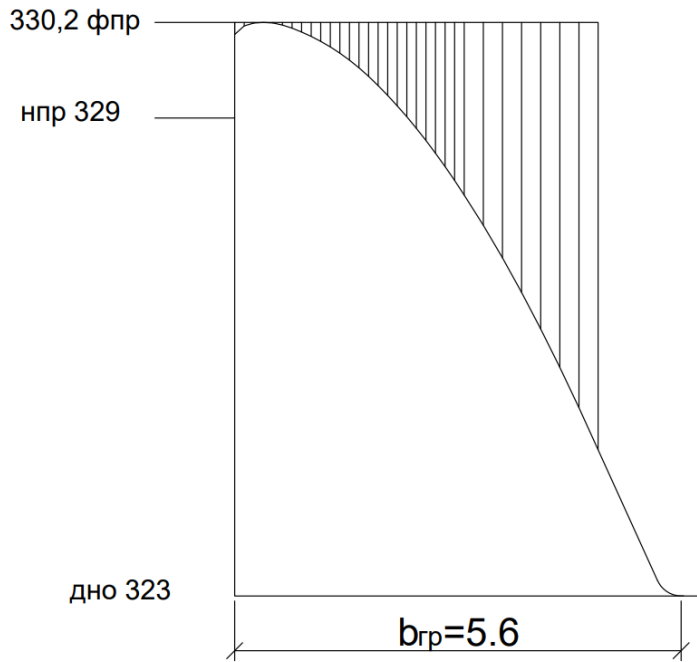
Для отримання координат точок проєктного профілю приведені координати множать на значення профілюючого напору.

Приведені координати контуру безвакуумного водозливу

(для $H_{\text{прф}} = 1,2\text{м}$)

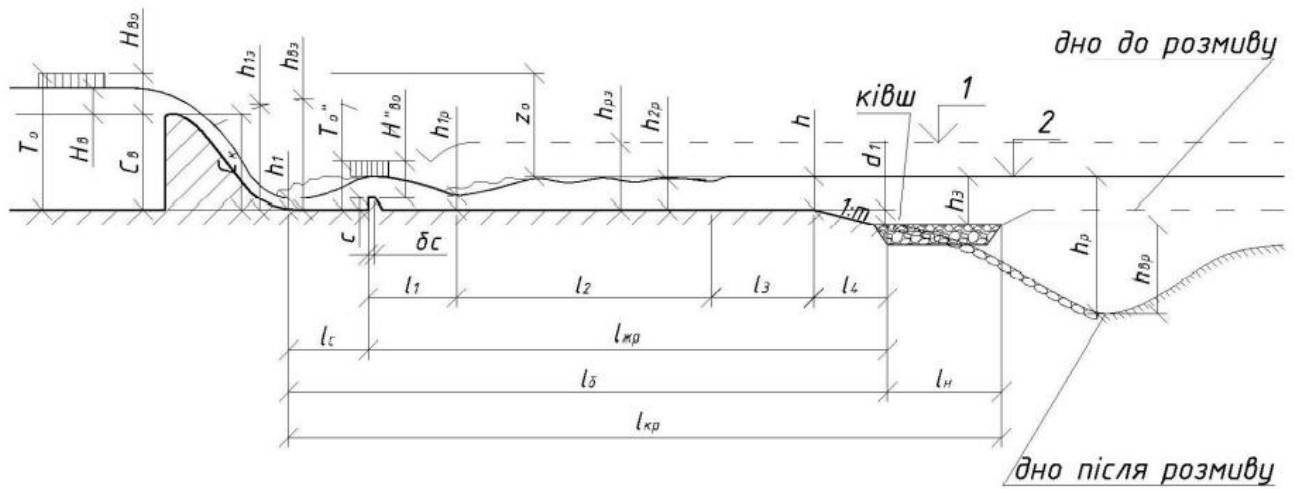
x	x/ $H_{\text{прф}}$	y	y/ $H_{\text{прф}}$	x	x/ $H_{\text{прф}}$	y	y/ $H_{\text{прф}}$
0,0	0,0	0,126	0,1512	1,6	1,92	0,764	0,9168
0,1	0,12	0,036	0,0432	1,7	2,04	0,873	1,0476
0,2	0,24	0,007	0,0084	1,8	2,16	0,987	1,1844
0,3	0,36	0,000	0	1,9	2,28	1,108	1,3296
0,4	0,48	0,006	0,0072	2,0	2,4	1,235	1,482
0,5	0,6	0,027	0,0324	2,1	2,52	1,396	1,6428
0,6	0,72	0,060	0,072	2,2	2,64	1,508	1,8096
0,7	0,84	0,100	0,12	2,3	2,76	1,653	1,9836
0,8	0,96	0,146	0,1752	2,4	2,88	1,804	2,2728
0,9	1,08	0,198	0,2376	2,6	3,12	2,122	2,5464
1,0	1,2	0,256	0,3072	2,8	3,36	2,462	2,9544
1,1	1,32	0,321	0,3852	3,0	3,6	2,824	3,3888

1,2	1,44	0,394	0,4728	3,2	3,84	3,207	3,8484
1,3	1,56	0,475	0,57	3,4	4,08	3,609	4,3308
1,4	1,68	0,564	0,6768	3,6	4,32	4,031	4,8372
1,5	1,8	0,661	0,7932	3,8	4,5	4,471	5,3652



Профіль

3. Суцільна водобійна стінка



Розрахункова схема поздовжнього профілю ділянки спряження б'єфів

Знайдемо мінімальну глибину на рисбермі h_{pz} , необхідну для затоплення стрибка, із залежності:

$$\xi_0 = 2 \dots 10 \quad h_{pz} = \left(0,0283 * \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64 \right) * h_{кр};$$

$$\text{Де } z_0 = \text{ФПР} - \text{РВНБ}_{0,5\%} = 330,2 - 324,6 = 5,6 \text{ м.}$$

Знайдемо критичну глибину

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{\text{вод}}^2}{g}};$$

$$\text{Де } q_{\text{вод}} = \frac{Q_{\text{в}}}{n_{\text{в}}} = \frac{337}{12*10+8*1} = 2,63.$$

$$\text{Тоді } h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{2,63^2}{9,81}} = 0,9;$$

$$\text{Отже } h_{pz} = \left(0,0283 * \frac{5,6}{0,9} + 1,64 \right) 0,9 = 1,63;$$

Уточнюємо коефіцієнт ξ_0

$$\xi_0 = T_0/h_{кр},$$

$$\text{Де } T_0 = \text{ФПР} - \text{ДНО} = 330,2 - 323,0 = 7,2$$

$$\text{Тоді } \xi_0 = \frac{7,2}{2,63} = 2,74.$$

Глибину h_{pz} порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h :

$$h = \text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{ДНО} = 324,6 - 323,0 = 1,6$$

$$h_{pz} = 1,63;$$

Отже, порівнюючи глибини, різницею в 0,03 можна знехтувати, стрибок затоплений.

Висота водобійної стінки c для значень $\xi_0 = 2 \dots 10$ визначається з формули:

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,12\sqrt{8\xi_0 + 2};$$

$$c = 0,12\sqrt{8\xi_0 + 2} * h_{кр} = 0,12 * \sqrt{8 * 2,74 + 2} * 0,9 = 0,53;$$

Ширина гребеня суцільної водобійної стінки приймається за формулою:

$$\delta_c = (0,1 \dots 0,2)h_2;$$

де h_2 – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобіі.

Знайдемо спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка:

$$h_1 = \xi_1 * h_{кр};$$

$$\xi_1 = 0,43;$$

$$h_1 = 0,43 * 0,9 = 0,39;$$

$$h_2 = A * h_{кр};$$

$$A = \xi_2 = 1,8;$$

$$h_2 = 1,8 * 0,9 = 1,62.$$

Отже знайдемо ширину δ_c

$$\delta_c = (0,1 \dots 0,2) * 1,62 = 0,2 * 1,62 = 0,32 \text{ м.}$$

4. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі

Знайдемо довжину водобою до гасителів енергії l_c

- $l_c = 3 * h_2 = 3 * 1,62 = 4,86 \text{ м.};$

Знайдемо довжину ділянки падіння потоку l_1 за гасителем (від напірної грані стінки до стисненого перерізу за нею)

- $l_1 = h_{кр} + 1,3T'_0 = 0,9 + 1,3 * 1,9 = 3,37 \text{ м.};$

$$\text{Де } T'_0 = 1,1 * h_2 + \frac{V_0^2}{2g} = 1,1 * 1,62 + \frac{1,5^2}{2 * 9,81} = 1,9 \text{ м.};$$

$$V_0^2 = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1 * h_2} = \frac{2,63}{1,1 * 1,62} = 1,5 \text{ м/с};$$

Знайдемо довжину ділянки стрибка довжиною l_2 за гасителем (від стисненого перерізу до кінця стрибка);

$$\bullet \quad l_2 = 5 * (h_{2p} - h_{1p}) = 5 * (1,5 - 1,47) = 0,15 \text{ м.};$$

$$\text{Де } h_{2p} = \frac{h_{p3}}{1,1} = \frac{1,63}{1,1} = 1,5 \text{ м.};$$

$$h_{1p} = \xi_1 * h_{кр};$$

Значення ξ_1 знаходиться за графіком залежності $\xi_1 = f(\xi_2)$, тому знайдемо ξ_2 :

$$\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{кр}} = \frac{1,5}{1,63} = 0,92 \approx 1;$$

Отже якщо $\xi_2 = 1$, то $\xi_1 = 0,9$.

Тоді $h_{1p} = 0,9 * 1,63 = 1,47 \text{ м.}$

Знайдемо довжину частини післястрибкової ділянки

$$\bullet \quad l_3 = 0,5 * l_2 = 0,5 * 0,15 = 0,075 \text{ м.};$$

Визначемо загальну довжину рісберми x :

$$x = l_c + l_1 + l_2 + l_3 = 4,86 + 3,37 + 0,15 + 0,075 = 8,455 \text{ м.};$$

Значення розрахункового діаметру каменя гнучкого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5м.:

$$d_p = 1,3 * d_n \leq 0,5 \text{ м.}$$

Знайти d_n можна із графіків залежностей $\frac{x}{h_{p3}}$ від $\frac{d_n}{h_{p3}} * 10^2$

$$\frac{x}{h_{p3}} = \frac{8,455}{1,63} = 5,18;$$

З графіку знаходимо що:

$$\frac{d_n}{h_{p3}} * 10^2 = 7$$

$$\text{Отже } d_n = \frac{7 * h_{p3}}{10^2} = \frac{7 * 1,63}{10^2} = 0,11 \text{ м.}$$

$$d_p = 1,3 * 0,11 = 0,143\text{- розрахунковий розмір каменю.}$$

5. Розрахунок ями розмиву

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву:

$$h_p = k_p * \chi^{0,8} * \sqrt[1,25]{\frac{q_p}{V_{01}}};$$

$$h_p = 1,7 * 1,2^{0,8} * \sqrt[1,25]{\frac{2,41}{0,78}} = 1,7 * 1,16 * 2,47 = 4,87;$$

Де k_p – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву, приймається: $k_p = 1,7$;

χ – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати, приймається:

$$\chi = (1,1 \dots 1,3);$$

q_p – питома витрата в кінці жорсткої частини рисберми:

$$q_p = \frac{Q_B}{B} = \frac{337}{140} = 2,41;$$

V_{01} - швидкість розмиву, приймаємо: $V_{01} = 0,78 \frac{\text{м}}{\text{с}}$;

$$B = n * b + N * 1,0 = 12 * 10 + 8 * 1 + 12 * 1 = 140;$$

$$N = n - 1 = 13 - 1 = 12.$$

Глибина ями розмиву:

$$h_{вр} = h_p - h = 4,87 - 1,6 = 3,27 \text{ м.};$$

$$\text{Де } h = \text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{ДНО} = 324,60 - 323,0 = 1,6 \text{ м.}$$

Знайдемо параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення M_p

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)} = \frac{4,55}{\frac{0,225}{1,6} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235 * 1,02 - 0,37}\right)} = -0,11;$$

x_1 – відстань від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до перерізу, що розглядається.

$$x_1 = l_2 + l_3 = 0,15 + 0,075 = 0,225;$$

η - співвідношення спряжених глибин

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} = \frac{1,5}{1,47} = 1,02;$$

При довжині жорсткого кріплення $x < 25h$ приймається $l_p = 3,5h_{вр}$

Перевіряємо умову $x=8,455 < 25h=25*1,62=40,5$, отже $8,455 < 40,5$

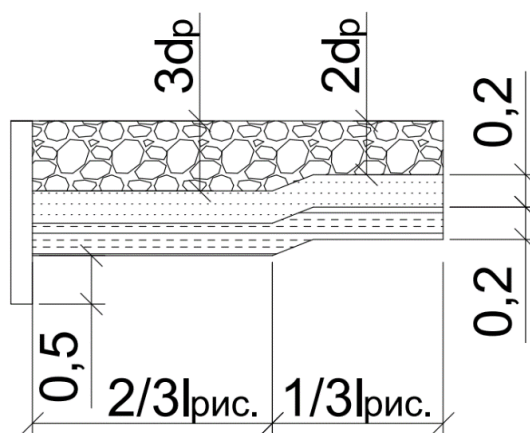
Тому можемо прийняти:

$$l_p = 3,5 * 3,27 = 11,45 \text{ м.}$$

Розміри $3d_p$ і $2d_p$; $2/3 l_{рис.}$ і $1/3 l_{рис.}$

$$3d_p = 3 * 0,143 = 0,43; 2d_p = 2 * 0,143 = 0,3.$$

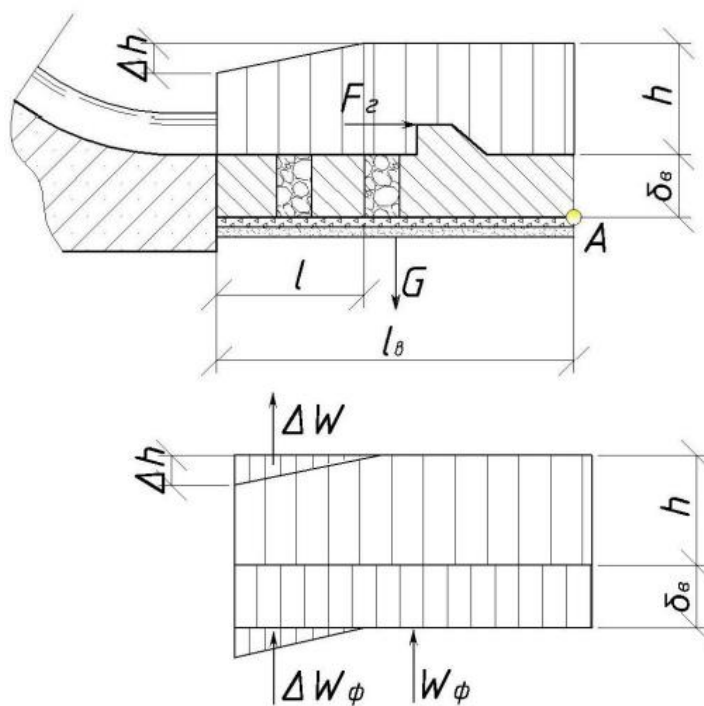
$$\frac{2}{3} l_{рис.} = \frac{2}{3} * 11,45 = 7,63; \frac{1}{3} l_{рис.} = \frac{1}{3} * 11,45 = 3,82.$$



Рисберма

6. Визначення товщини водобійної плити

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти спливання, зсуву і перекидання.



Розрахункова схема водобійної плити

- У відповідності до розрахункової схеми мінімальна товщина водобійної плити **за умовами стійкості проти спливання** наближено визначається за формулою:

$$\delta'_b = \frac{\gamma_H * \gamma_{l_c} * (\Delta W_\phi + \Delta W)}{\gamma_c * \gamma_{б.зв.} * l_B} = \frac{1,2 * 1 * (0 + 4,54)}{1 * 1,4 * 4,86} = 0,8;$$

де ΔW – сила дефіциту тиску

$$\Delta W = 0,5 * \gamma_0 * \Delta h * l;$$

$\gamma_0 = 1$ – питома вага води;

$\Delta h, l$ – сторони трикутника епюри дефіциту тиску

$$\Delta h = (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1) = 0,65 * (1,62 - 0,39) = 0,8;$$

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

$$l = 7 * h_2 = 7 * 1,62 = 11,34;$$

ΔW_ϕ – залишкова сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю;

l_B – довжина водобюю: $l_B = 3 * h_2 = 4,86$ м.

- **За умовами стійкості проти перекидання** навколо точки А низової грані водобюю його мінімальна товщина визначається наближено за формулою:

$$\delta''_b = \frac{\gamma_H * \gamma_{l_c} * (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5 * \gamma_c * \gamma_{б.зв.} * l_B^2} = \frac{1,2 * 1 * (0 + 4,81 + 0,09)}{0,5 * 1 * 1,4 * 4,86^2} = 0,36;$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

$$\Delta M = \Delta W \left(l_B - \frac{1}{3} * l \right) = 4,54 * \left(4,86 - \frac{1}{3} * 11,34 \right) = 4,81;$$

ΔM_ϕ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

$$\Delta M_\phi = \Delta W_\phi * l_1 = 0 * 3,37 = 0;$$

де l_1 – плече сили ΔW_ϕ

M – перекидаючий момент гідродинамічної сили, що діє на гаситель енергії.

- при визначенні фільтраційного протитиску і контролюючого градієнту напору $T = T'_{ak}$;

- при визначенні вихідного градієнту $T = T''_{ak}$; - при визначенні фільтраційної витрати $T = T'''_{ak} \cdot T'_{ak}$, T'_{ak} , T''_{ak} призначаються в залежності від типу схеми підземного контуру за формулами.

Тип схеми визначається за співвідношенням l_0/S_0 , де l_0, S_0 – відповідно, горизонтальна і вертикальна проекції підземного контуру.

Схема підземного контуру	l_0/S_0	T'_{ak}	T''_{ak}
Розпластана	≥ 5	$0,5l_0$	$2T'_{ak}$
Проміжна	3,4...5,0	$2,5S_0$	
Заглиблена	1,0...3,4	$0,8S_0 + 0,5l_0$	
Дуже заглиблена	0...1,0	$S_0 + 0,3l_0$	
Визначення розрахункових значень			

Остаточне розрахункове значення глибини залягання водоупору $T_{розрах}$ приймається в залежності від дійсного залягання водоупору T_d :

- при $T_d < T'_{ak}, T''_{ak}$ $T'_{розрах}, T''_{розрах} = T_d$;

- при $T_d > T'_{ak}, T''_{ak}$ $T_{розрах} = T'_{ak} * T''_{розрах} = T'_{ak}$.

При визначенні фільтраційної витрати завжди приймають $T'''_{розрах} = T_d$.

Отже приймаємо попередньо відстань до водоупора рівною $T_d = 30$ м.

Передній шпунт: $S_{шп.п} = z_{max} * (0,5 \dots 1,5) = 5,5 * 0,62 = 3,4$;

Де $z_{max} = \text{НПР} - \text{РВНБ}_{0,5\%} = 329,0 - 323,5 = 5,5$;

Задній шпунт: $S_{шп.з} = 2 \dots 4$ м., приймаємо $S_{шп.п} = 2$ м.;

$$l_{\text{понуру}} = (1 \dots 3) * z_{\text{max}} = 1,64 * 5,5 = 9 \text{ м.};$$

Знайдемо l_0, S_0

$$l_0 = l_{\text{понуру}} + 1 \text{ м.} + b_{\text{гр}} = 9 + 1 + 5,6 = 15,6 \text{ м.};$$

$$S_0 = S_{\text{шп.п}} + a_1 + a_2 = 3,4 + 0,75 + 0,45 = 4,6;$$

Де a_1 -товщина понуру в верхівій частині, приймається рівною 0,5...0,75 м;

Приймаємо $a_1 = 0,75 \text{ м}$

$$a_2 = a_{\text{max}} - a_1 = 1,2 - 0,75 = 0,45 \text{ м.}$$

Де a_{max} -товщина понуру в примиканні до греблі, приймається рівною 1,0...2,0м;

Приймаємо $a_{\text{max}} = 1,2 \text{ м.}$

Визначемо тип схеми за співвідношенням l_0/S_0 :

$$\frac{l_0}{S_0} = \frac{15,6}{4,6} = 3,4;$$

Тоді за табл.2. наш тип схеми проміжний, тому:

$$T'_{\text{ак}} = 2,5S_0 = 2,5 * 4,6 = 11,5 \text{ м.};$$

$$T''_{\text{ак}} = 2T'_{\text{ак}} = 2 * 11,5 = 23 \text{ м.};$$

Отже, з урахуванням що $T_{\text{д}} = 30 \text{ м} > T'_{\text{ак}} = 11,5 \text{ м.}$, $T''_{\text{ак}} = 23 \text{ м.}$, остаточно розрахункове значення глибини залягання водопору $T'_{\text{розрах}} = T'_{\text{ак}} = 11,5 \text{ м.}$

8. Визначення числових значень коефіцієнтів опору.

Заданий підземний контур розбивають на окремі елементи трьох типів:

- вхідний або вихідний у вигляді уступів із шпунтом або без шпунта;
- внутрішній уступ або шпунт;

- горизонтальний.

Схеми елементів контуру та формули для визначення коефіцієнтів опору наведено нижче

фрагмент	Схема елемента	Розрахункова формула	Умови застосування
Вхідний і вихідний елементи		$\zeta_{вх} = \zeta_{вих} = \zeta_{уст} + 0,44, \quad (2.27)$ $\zeta_{уст} = \frac{a}{T_1} \quad (2.28)$	$S = 0$
		$\zeta_{вх} = \zeta_{вих} = \zeta_{шт} + 0,44, \quad (2.29)$	$S \neq 0$
Внутрішній уступ та шпунт		а) $\zeta_{шт} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \cdot S / T_2}{1 - 0,75 \cdot S / T_2} \quad (2.30)$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; \quad 0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8$
		б) $\zeta_{шт} = \frac{a}{T_1} + 12 \cdot \left(\frac{S}{T_2} - 0,8 \right) + 2,2 \quad (2.31)$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; \quad 0,8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,96$
Горизонт. елемент		а) $\zeta_{гор} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (2.32)$	$l \geq 0,5(S_1 + S_2)$
		б) $\zeta_{гор} = 0$	$l < 0,5(S_1 + S_2)$

Значення коефіцієнтів опору

Отже почнемо визначення коефіцієнтів опору:

- Якщо на початку вхідного або вихідного елемента немає шпунта то використовуємо формулу один, якщо є шпунт то використовуємо формулу два.

В нашому випадку на початку вхідного елемента немає шпунта тому використовуємо формулу один:

$$\zeta_{вх.} = \zeta_{уст.} + 0,44 = 0,065 + 0,44 = 0,51.$$

$$\zeta_{уст.} = \frac{a_1}{T_1} = \frac{0,75}{11,5} = 0,065;$$

$$T_1 = T'_{розрах} = T'_{ак} = 11,5 \text{ м.}$$

- Для того щоб дізнатися за якою формулою знаходити коефіцієнт $\zeta_{гор.1}$, перевіримо умову $l > 0,5 * (S_1 + S_2)$ чи $l < 0,5 * (S_1 + S_2)$

$$l = l_{\text{понуру}} = 9 \text{ м.}; 0,5 * (S_1 + S_2) = 0,5 * (0 + 3,4) = 1,7;$$

Отже $l = 9 > 0,5 * (S_1 + S_2) = 1,7$, тому вибираємо розрахунок за формулою а) для горизонтального елемента:

$$\zeta_{\text{гор1.}} = \frac{l - 0,5 * (S_1 + S_2)}{T} = \frac{9 - 0,5 * (0 + 3,4)}{10,75} = 0,68;$$

$$T = T'_{\text{розрах}} - a_1 = 11,5 - 0,75 = 10,75.$$

- Для того щоб дізнатися за якою формулою знаходити коефіцієнт $\zeta_{\text{шп1.}}$, перевіримо умову:

$$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8 \text{ чи } 0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0,8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,96$$

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{10,3}{10,75} = 0,96; \frac{S}{T_2} = \frac{3,4}{10,3} = 0,33;$$

Отже знайдені значення задовільняють таку умову:

$$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} = 0,96 \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} = 0,33 \leq 0,8, \text{ тому вибираємо розрахунок за}$$

формулою а) для внутрішнього уступу і шпунту:

$$\begin{aligned} \zeta_{\text{шп1.}} &= \frac{a_2}{T_1} + 1,5 * \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 * \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 * \frac{S}{T_2}} = \frac{0,45}{10,75} + 1,5 * \frac{3,4}{10,3} + \frac{0,5 * \frac{3,4}{10,3}}{1 - 0,75 * \frac{3,4}{10,3}} \\ &= 0,76; \end{aligned}$$

- Для того щоб дізнатися за якою формулою знаходити коефіцієнт $\zeta_{\text{гор2.}}$, перевіримо умову $l > 0,5 * (S_1 + S_2)$ чи $l < 0,5 * (S_1 + S_2)$

$$l = l_{\text{понуру}} = 9 \text{ м.}; 0,5 * (S_1 + S_2) = 0,5 * (3,4 + 2) = 2,7;$$

Отже $l = 9 > 0,5 * (S_1 + S_2) = 2,7$, тому вибираємо розрахунок за формулою а) для горизонтального елемента:

$$\zeta_{\text{гор2.}} = \frac{l - 0,5 * (S_1 + S_2)}{T} = \frac{9 - 0,5 * (3,4 + 2)}{10,3} = 0,61;$$

$$T = T'_{\text{розрах}} - a_1 - a_2 = 11,5 - 0,75 - 0,45 = 10,3.$$

- Якщо на початку вхідного або вихідного елемента немає шпунта то використовуємо формулу один, якщо є шпунт то використовуємо формулу два.

В нашому випадку на початку вихідного елемента є шпунт тому використовуємо формулу два:

$$\zeta_{\text{вих.}} = \zeta_{\text{шпн2.}} + 0,44 = 0,43 + 0,44 = 0,87 \approx 0,9.$$

Для того щоб дізнатися за якою формулою знаходити коефіцієнт $\zeta_{\text{шпн2.}}$, перевіримо умову:

$$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8 \text{ чи } 0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0,8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,96$$

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{10,3}{10,75} = 0,96; \frac{S}{T_2} = \frac{2}{10,3} = 0,2;$$

Отже знайдені значення задовільняють таку умову:

$$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} = 0,96 \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} = 0,2 \leq 0,8, \text{ тому вибираємо розрахунок за формулою}$$

а) для внутрішнього уступу і шпунту:

$$\zeta_{\text{шпн2.}} = \frac{a_3}{T_1} + 1,5 * \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 * \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 * \frac{S}{T_2}} = \frac{0,4}{10,7} + 1,5 * \frac{2}{10,3} + \frac{0,5 * \frac{2}{10,3}}{1 - 0,75 * \frac{2}{10,3}} = 0,43;$$

$$a_3 = T'_{\text{розрах}} - T_2 - \delta'_b = 11,5 - 10,3 - 0,8 = 0,4 \text{ м.};$$

У випадку ламінарної фільтрації втрати напору для кожного із виділених елементів контуру визначаємо h_i :

$$h_i = \zeta'_i * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i};$$

де ζ'_i – коефіцієнт опору для i -го елемента контуру при $T'_{\text{розрах}}$;

z – різниця напорів в б'єфах:

$$z = \text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{побут.}} = 329,0 - 323,5 = 5,5 \text{ м.};$$

$$\sum_i \zeta'_i = \zeta_{\text{вх.}} + \zeta_{\text{гор1.}} + \zeta_{\text{шп1.}} + \zeta_{\text{гор2.}} + \zeta_{\text{вих.}} = 0,51 + 0,68 + 0,76 + 0,61 + 0,9 = 3,46;$$

Отже знаходимо значення h_i для кожного елемента:

- $h_{\text{вх.}} = \zeta_{\text{вх.}} * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i} = 0,51 * \frac{5,5}{3,46} = 0,81 \text{ м};$
- $h_{\text{гор1.}} = \zeta_{\text{гор1.}} * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i} = 0,68 * \frac{5,5}{3,46} = 1,08 \text{ м};$
- $h_{\text{шп1.}} = \zeta_{\text{шп1.}} * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i} = 0,76 * \frac{5,5}{3,46} = 1,21 \text{ м};$
- $h_{\text{гор2.}} = \zeta_{\text{гор2.}} * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i} = 0,61 * \frac{5,5}{3,46} = 0,97 \text{ м};$
- $h_{\text{вих.}} = \zeta_{\text{вих.}} * \frac{z}{\sum_i \zeta'_i} = 0,87 * \frac{5,5}{3,46} = 1,43 \text{ м};$

Побудова епюри фільтраційного тиску:

$$\gamma = \rho_{\text{вод.}} * 9,81 = 1 * 9,81 = 9,81;$$

$$\gamma_z = g * z = 9,81 * 5,5 = 53,96;$$

$$\gamma_{h_{\text{вх.}}} = g * h_{\text{вх.}} = 9,81 * 0,81 = 7,95;$$

$$\gamma_z - \gamma_{h_{\text{вх.}}} = 53,96 - 7,95 = 46,01;$$

$$\gamma_{h_{\text{гор1.}}} = g * h_{\text{гор1.}} = 9,81 * 1,08 = 10,6;$$

$$\gamma_{h_{\text{шп1.}}} = g * h_{\text{шп1.}} = 9,81 * 1,21 = 11,87;$$

$$\gamma_{h_{\text{гор2.}}} = g * h_{\text{гор2.}} = 9,81 * 0,97 = 9,52;$$

$$\gamma_{h_{\text{вих.}}} = g * h_{\text{вих.}} = 9,81 * 1,43 = 14,03;$$

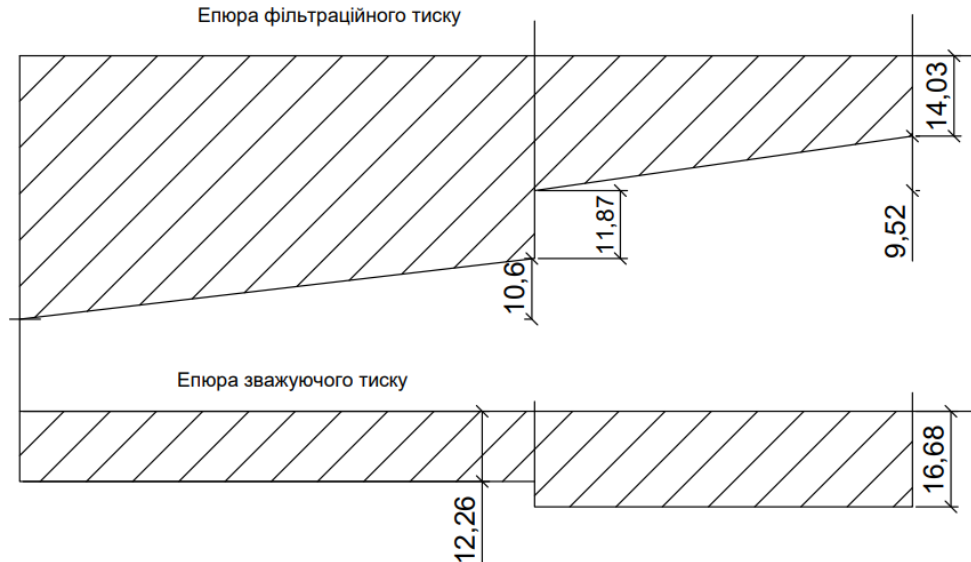
Епюра зважуючого тиску $\text{РВНБ}_{\text{побут.}}$:

$$H_{1\text{гр}} = 1,7 \text{ м.};$$

$$\gamma_{H_{1гр}} = g * H_{1гр} = 9,81 * 1,7 = 16,68;$$

$$H_{2пон} = 1,25м.;$$

$$\gamma_{H_{2пон}} = g * H_{2пон} = 9,81 * 1,25 = 12,26;$$





Епюри фільтраційного та зважуючого тиску

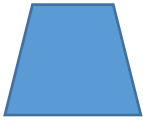

9. Визначення навантажень, що діють на греблю.

Власна вага споруди визначається на основі відомих розмірів споруди і питомої ваги матеріалу за формулою:

$$G = \gamma * V = \rho_6 * g * S * 1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5;$$

Для знаходження ваги G всієї споруди, розділимо її на декілька елементів, і знайдемо площу S цих елементів (вимірюємо за кресленням), для знаходження ваги G , зведемо розрахунки в таблицю:

Вид елемента	Площа, м ²	Вага, кН/м
	$S_4 = 2488,3/100=24,883$	$G_4 = 2,4 * 9,81 * 24,883 = 585,85$
	$S_3 = 792,3/100=7,923$	$G_3 = 2,4 * 9,81 * 7,923 = 186,54$

	$S_{1,2} = 120.7/100 = 1.207$	$G_{1,2} = 2.4 * 9.81 * 1.207 = 28.42$
	$S_4 = 654.88/100 = 6.55$	$G_5 = 2.4 * 9.81 * 6.55 = 157.2$

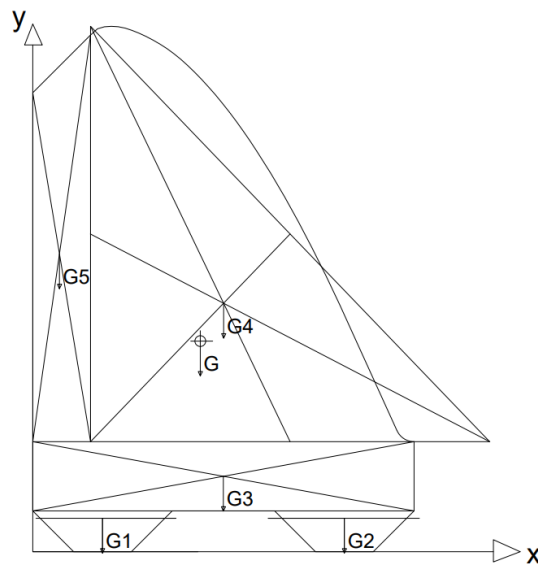


Схема до визначення діючих навантажень

Для знаходження координат прикладення сили G , знайдемо координати прикладення сили кожного елемента:

Визначимо координати $y_0 = y_{1,2}, y_3, y_4, y_5$; $x_{1,2}, x_3, x_4, x_5$ точки прикладення сил $G_{1,2}, G_3, G_4, G_5$:

Т. $G_{1,2}$ - точка прикладення в трапецієподібному елементі знаходиться за формулою:

$$y_0 = y_{1,2} = \frac{n(2b + a)}{3(a + b)} = \frac{1(2 * 3 + 1)}{3(1 + 3)} = 0,58;$$

На схемі відкладаємо від центра низа зуба на гору значення $y_0 = y_{1,2} = 0,58$;

Від початку вісі x вимірюємо відстань до $y_{1,2}$, і знаходимо значення:

$$x_1 = 1,22; x_2 = 5,4;$$

Точки прикладення інших сил визначаємо за схемою

Т. G_3 - точка прикладення в прямокутному елементі знаходиться на перетині діагоналей, від осей проводимо лінії і знаходимо значення координат:

$$y_3 = 1,31; x_3 = 3,3;$$

Т. G_4 - точка прикладення в трикутному елементі знаходиться на перетині медіан, від осей проводимо лінії і знаходимо значення координат:

$$y_4 = 4,31; x_4 = 3,3;$$

Т. G_5 - точка прикладення в прямокутному елементі знаходиться на перетині медіан, від осей проводимо лінії і знаходимо значення координат:

$$y_5 = 5,16; x_5 = 0,46;$$

Отже тепер ми можемо знайти координати т. G :

$$x = \frac{x_1 S_1 + x_2 S_2 + x_3 S_3 + x_4 S_4 + x_5 S_5}{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5} = \frac{1,22 * 1,207 + 5,4 * 1,207 + 3,3 * 7,923 + 3,3 * 24,88 + 0,46 * 6,55}{1,207 + 1,207 + 7,923 + 24,883 + 6,55} = 2,9;$$

$$y = \frac{y_1 S_1 + y_2 S_2 + y_3 S_3 + y_4 S_4 + y_5 S_5}{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5} = \frac{0,58 * 1,207 + 0,58 * 1,207 + 1,31 * 7,923 + 4,31 * 24,88 + 5,16 * 6,55}{1,207 + 1,207 + 7,923 + 24,883 + 6,55} = 3,65;$$

Отриманні значення відкладаємо та отримуємо т. G .

Визначаємо власну вагу споруди

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 28,42 + 28,42 + 186,54 + 585,85 + 157,2 = 986,43 \text{ кН/м}$$

10. Гідростатичний тиск води

Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску з боку верхнього та нижнього б'єфів W_1 , W_2 , W_3 визначаються як добуток площі епюри на довжину секції z_c . Епюра гідростатичного тиску має форму трикутника.

Отже

$$W_{1,2} = 0,5 * \rho_0 g H_{1,2}^2 z_c$$

$$H_1 = \text{НПР} - \text{ДНО} = 329,0 - 323,0 = 6 \text{ м.};$$

$$W_1 = 0,5 * 1 * 9,81 * 6^2 * 1 = 176,88 \text{ кН};$$

$$H_2 = (\text{РВНБ}_{\text{побут}} - \text{ДНО}) + l = (323,5 - 323,0) + 1,91 = 2,41 \text{ м.};$$

$$W_2 = 0,5 * 1 * 9,81 * 2,41^2 * 1 = 28,5 \text{ кН};$$

$$W_3 = 0,5 * \rho_0 g (H_1 + h_{3-4} + h_{5-6}) * l = 0,5 * 1 * 9,81 * (6 + 1,25 + 3,61) * 1,91 = 101,74 \text{ кН};$$

Точка прикладання сили W_3 :

$$y_c = \frac{l(a + 2b)}{3(a + b)} = \frac{1,91 * (58,86 + 2 * 47,68)}{3(58,86 + 47,68)} = 0,92;$$

$$a = \rho_0 g H_1 = 1 * 9,81 * 6 = 58,86;$$

$$b = \rho_0 g (H_1 + h_{3-4} + h_{5-6}) = 1 * 9,81 * (1,25 + 3,61) = 47,68;$$

$$W_4 = \rho_0 g s_4 z_c;$$

$$W_4 = 1 * 9,81 * 0,15 * 1 = 1,47 \text{ кН};$$

$$W_{\text{взв.}} = \Sigma \rho_0 g H l_i z_c = 1 * 9,81 * 2,41 * 6,6 * 1 = 156,04 \text{ кН};$$

$$W_{\text{ф.}} = \Sigma s_i z_c = 124 \text{ кН};$$

$$y_c = \frac{l(a + 2b)}{3(a + b)} = \frac{6,6 * (23,54 + 2 * 14,02)}{3(23,54 + 14,02)} = 3,02;$$

11. Тиск вітрових хвиль.

Знайдемо в глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди $W_{\text{хв}}$:

$$W_{\text{хв}} = p_{\text{хв}} * \left(H + \frac{\eta}{2} \right) z_c = 1,3 * \left(6 + \frac{0,078}{2} \right) * 1 = 7,85 \text{ кН};$$

$$p_{\text{ХВ}} = 0,5 * \rho g K h_{1\%}^2 (1 - 2 \cos^2 \omega t) = 0,5 * 1 * 9,81 * 1,11 * 0,5^2 (1 - 2 * 0,15^2) = 1,3 \text{ кПа};$$

$$\cos \omega t = \frac{\bar{\lambda}_{\text{ср}}}{\pi * h_{1\%} * (8\pi * \frac{H}{\bar{\lambda}_{\text{ср}}} - 3)} = \frac{5,64}{3,14 * 0,5 * (8 * 3,14 * \frac{6}{5,64} - 3)} = 0,15;$$

$$\bar{\lambda}_{\text{ср}} = 5,64 - \text{середня довжина хвилі};$$

$$h_{1\%} = 0,5;$$

$$H = \text{НПР} - \text{ДНО} = 329,0 - 323,0 = 6 \text{ м};$$

$$K = \frac{2\pi}{\bar{\lambda}_{\text{ср}}} = \frac{2 * 3,14}{5,64} = 1,11;$$

$$\eta = h_{1\%} * \cos \omega t + \frac{K h_{1\%}^2}{2} \cos^2 \omega t = 0,5 * 0,15 + \frac{1,11 * 0,5^2}{2} 0,15^2 = 0,078 \text{ м};$$

$$y_{\text{ХВ}} = 0,5 \left(H + \frac{\eta}{2} \right) = 0,5 * \left(6 + \frac{0,078}{2} \right) = 3,02;$$

12. Тиск наносів.

Епюра тиску наносів зі сторони верхнього б'єфу має вигляд трикутника висотою, яка рівна висоті шару наносів $h_{\text{нан}}$, і ординатою в основі $p_{\text{нан}}$, значення якої обчислюється за формулою:

$$p_{\text{нан.}} = (\rho_{\text{н}}^{\text{нан}} - \rho) * g h_{\text{нан}} z_c = (1,6 - 1) * 9,81 * 0,8 * 1 = 4,74 \text{ кН};$$

Де $\rho_{\text{н}}^{\text{нан}} = 1,6$ -щільність ґрунту наносів, насичених водою, т/м³.

$$h_{\text{нан}} = \text{РМО} - \text{ДНО} = 323,8 - 323,0 = 0,8;$$

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

$$E_{\text{н}} = 0,5 * \rho_{\text{н}}^{\text{нан}} * h_{\text{нан}} = 0,5 * 1,6 * 0,8 = 0,64 \text{ кН};$$

13. Сили тиску ґрунту.

Сила активного тиску E_a ґрунту товщиною $h_{гр}$ на верхову грань греблі. Епюри цих сил мають вигляд трапецій.

Верхня ордината епюри:

$$p_{a1} = \gamma_{н.зв} * h_{нан} * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) = 2,1 * 0,8 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{18^\circ}{2} \right) = 0,9;$$

Нижня ордината епюри:

$$p_{a2} = (\gamma_{гр.зв} * h_{гр} + \gamma_{н.зв} * h_{нан}) * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) = (9,84 * 1,2 + 2,1 * 0,8) * tg^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 4,9;$$

$\gamma_{н.зв} = 2,1 \text{ кН/м}^3$ - питома вага наносів у зваженому стані

Питома вага ґрунту у зваженому стані $\gamma_{гр.зв}$:

$$\gamma_{гр.зв} = (\rho_{гр}^{нас} - \rho_0) * g(1 - n) = (2,7 - 1) * 9,81 * (1 - 0,41) = 9,84;$$

$\rho_{гр}^{нас}$ - щільність ґрунту в насиченому водою стані.

$$\varphi_n = 18^\circ; \varphi_{гр} = 28^\circ.$$

Значення активної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою:

$$E_a = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} * h_{гр} * z_c = \frac{0,9 + 4,9}{2} * 1,2 * 1 = 3,48 \text{ кН};$$

$$y_{cE_a} = \frac{h_{гр}(p_{a1} + 2p_{a2})}{3(p_{a1} + p_{a2})} = \frac{1,2 * (0,9 + 2 * 4,9)}{3(0,9 + 4,9)} = 0,74;$$

Верхня ордината сили пасивного тиску E_p ґрунту товщиною $h_{гр}$ на низову грань греблі обчислюється за формулою:

$$p_{p1} = \gamma_{б.зв} * h_б * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) = 14 * 0,8 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 4,03;$$

де $\gamma_{б.зв} = 14 \text{ кН / м}$ – питома вага бетону водобою у зваженому стані.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту:

$$p_{p2} = p_{p1} + \gamma_{гр.зв} * h_{гр} * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right) = 4,03 + 9,84 * 1,2 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{28^\circ}{2} \right) = 8,3;$$

Значення активної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою:

$$E_p = \frac{p_{p1} + p_{p2}}{2} * h_{гр} * z_c = \frac{4,03 + 8,3}{2} * 1,2 * 1 = 7,4 \text{ кН};$$

$$y_{cE_a} = \frac{h_{гр}(p_{p1} + 2p_{p2})}{3(p_{p1} + p_{p2})} = \frac{1,2 * (4,03 + 2 * 8,3)}{3(4,03 + 8,3)} = 0,67;$$

Зведена таблиця навантажень, що діють на греблю

Сила	Позначення	Вертикальна сила	Горизонтальна сила	Плече сили	Момент сили
Вага	G	+986,44		0,44	434,034
Тиск наносів	E_H		-0,64	1,46	-0,934
Гідростатичний тиск	W_1		-176,58	3,2	-565,06
	W_2		28,5	0,1	2,85
	W_3		-101,74	0,28	-28,5
	W_4	1,47		3,1	-4,56
Фільтраційний тиск	W_ϕ	-124		0,28	-34,72
Зважуючий тиск	$W_{зв.}$	-156,04		0	0
Тиск ґрунту	E_a		-3,48	0,73	-2,54
	E_p		7,4	0,27	-2
Тиск хвилі	$W_{хв.}$		-7,85	4,2	-32,97
Сума	Σ	N=707,87	-254,39		-234,4

14. Розрахунок стійкості греблі

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів. При розрахунку стійкості споруд за схемою плоского зсуву при горизонтальній площині зсуву розрахункові значення узагальненої зсуваючої сили F і узагальненої сили граничного опору R , за формулами:

$$F = W_{\text{хв.}} + W_1 + W_3 + E_H + E_a;$$

$$F = 7,85 + 176,58 + 101,74 + 0,64 + 3,48 = 290,3;$$

$$R = N * \tan \varphi_{\text{гр}} + \gamma_c^1 * E_p = 707,87 * \tan 28^\circ + 0,7 * 7,4 = 380,35;$$

N – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);
 $\varphi_{\text{гр}}$ – кут внутрішнього тертя ґрунту основи у водонасиченому стані;

γ_c^1 – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним 0,7;

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується така умова:

$$k_s \geq [k_s]$$

k_s – коефіцієнт стійкості;

$[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості;

$$k_s = \frac{R}{F} = \frac{380,35}{290,3} = 1,31;$$

$$[k_s] = \frac{\gamma_n * \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{1,2 * 1}{1} = 1,2;$$

Отже перевіримо умову:

$$k_s = 1,31 \geq [k_s] = 1,2$$

Умова виконана, споруда стійка, за рахунок збільшення ваги греблі на діляку шириною=1м., висотою=7м., зі скошеною верхньою гранню під кутом 45°.

Перевіримо стійкість основи:

$$\sigma_{max} = -\frac{N}{b} + \frac{6M}{b^2} = -\frac{707,87}{6,6} + \frac{6*(-234,4)}{6,6^2} = -139,54;$$

$$\sigma_{min} = -\frac{N}{b} - \frac{6M}{b^2} = -\frac{707,87}{6,6} - \frac{6*(-234,4)}{6,6^2} = -74,97;$$

Споруда буде стійкою якщо буде виконана умова

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} < 2.$$

Перевіримо умову:

$$\frac{-139,54}{-74,97} = 1,86 < 2.$$

Умова виконується, основа є стійкою.

Розділ №3. Розрахунок водозабірних споруд.

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							40
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

Гідравлічний розрахунок водозабірної споруди

Фронтальний водозабір — це інженерна споруда, призначена для забору води з передньої частини водного потоку. Він збирає воду з верхніх шарів річки або іншого водного об'єкта, при цьому вода з нижніх шарів проходить через промивні галереї, рухаючись вниз по річці.

Фронтальні водозабори можуть мати різні конструкції, наприклад, вони можуть бути обладнані кишнями, двоярусними системами, наносоперехоплюючими галереями, відстійниками або пристроями для створення поперечної циркуляції. Всі ці конструктивні рішення допомагають забезпечити якість водопостачання та захистити водозабір від забруднень.

Довжина річкової ділянки = 178 м.

Похил ділянки річки: $i = \frac{\Delta H}{l} = \frac{1}{178} = 0.0056$ м.

Розрахунок

Відмітка порогу водозабору:

$$\downarrow 1 = \text{НПР} - 1.0 \text{ м.} = 329,00 - 1,0 = 328,00 \text{ м.}$$

Перепад напорів на порозі водозабору z при пропуску витрати Q приймаємо = 0,25 м., а $h = 1$ м

Тоді величина втрат напору за водозливом $h_{\text{п}}$:

$$h_{\text{п}} = h - z = 1 - 0,25 = 0,75 \text{ м.};$$

Знайдемо ширину отворів водозабору:

$$B = \frac{Q}{\varepsilon \varphi \delta h_{\text{п}} \sqrt{2g(H_0 - h_{\text{п}})}},$$

$\varepsilon = 0.9$ (коефіцієнт бокового стиснення потоку),

$\varphi = 0,95$ (коефіцієнт швидкості),

$\delta = 1$ (коефіцієнт, що враховує втрати напору, для фронтального водозабору)

$$H_0 = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = 1 + \frac{1.1 \cdot 0.5^2}{19.62} = 1.014,$$

$$B = \frac{3}{0.9 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 0.75 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot (1.014 - 0.75)}} = \frac{3}{0.64 \cdot 2.2} = \frac{3}{1.4} = 2.14 \approx 2 \text{ м.},$$

$$B_{1,2} = 2/2 = 1 \text{ м.}$$

Уточнюємо коефіцієнт бокового стиснення потоку за формулою:

$$\varepsilon = 1 - 0.1 \cdot N \cdot a \cdot \frac{H_0}{H_0 + B'}$$

a- коефіцієнт, що визначається за формулю бика

N- кількість стискань= 4

Загальна ширина водозабірної споруди:

$$B = n \cdot b + n_6 \cdot t_6 = 2 \cdot 1 + 1 \cdot 1 = 2 + 1 = 3$$

$$\varepsilon = 1 - 0.1 \cdot 4 \cdot 0.7 \cdot \frac{1.014}{1.014 + 3} = 0.92 .$$

Уточнюємо коефіцієнт φ за формулою:

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{1/\varphi^2 + \gamma_{\text{реш.}}}}$$

$$\gamma_{\text{реш.}} = \beta \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \cdot \sin \alpha = 1 \cdot 0.12^{4/3} \cdot 1 = 0.059 ,$$

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{1/0.95^2 + 0.059}} = \frac{1}{1.08} = 0.93,$$

Уточнюємо Q за формулою:

$$\begin{aligned} Q &= \varepsilon \cdot \varphi_c \cdot \delta \cdot \text{нп} \cdot b \cdot n \cdot \sqrt{2g(H_0 - \text{нп})} \\ &= 0.92 \cdot 0.93 \cdot 1 \cdot 0.75 \cdot 1 \cdot 2 \cdot \left(\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot (1.014 - 0.75)}\right) = 3. \end{aligned}$$

Знаходимо поріг водозабору:

Поріг водозабору = НПР-Н=329,00-1,00=328,00 м.

Розрахунок спряження б'єсів:

$$h_{ст} = \frac{h_{ст}'}{2} * \left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g * h_{ст}'^3}} - 1 \right),$$

$$qn = \frac{Q}{n * b} = \frac{3}{2 * 1} = 1.5,$$

$$q = \varepsilon * \varphi * \delta * h_{ст}' * \sqrt{2g(H_0 - h_{ст}')},$$

$$H_0 = (\Phi ПР - поріг) + \frac{2V^2}{2g} = (330,2 - 328) + \frac{2 * 1,5^2}{2 * 9,81} = 2,43.$$

Знаходимо $h_{ст}'$ методом підбору:

$$1.5 = 0,92 * 0,93 * 1 * h_{ст}' * \sqrt{2 * 9,81 * (2,43 - h_{ст}')},$$

$$h_{ст}' = 0,27,$$

$$\text{тоді : } h'' = \frac{0,27}{2} * \left(\sqrt{1 + \frac{8 * 1,1 * 1,5^2}{9,81 * 0,27^3}} - 1 \right) = 1,24,$$

Так як, $h'' > h_{п}$, потрібні споруди гасіння енергії

Розрахунок споруд гасіння енергії:

Розрахунок водобійного колодязя:

Глибина d_k :

$$d_k = 1.1 * h_{ст} - h_{п} = 1.1 * 1.24 - 0.75 = 0.61.$$

Довжина l_k :

$$l_k = 3,25 * \beta * \varphi_c * (\Phi ПР - поріг - d_k) = 3,25 * 0,7 * 0,93 * (330,2 - 328 - 0,61) = 3,36.$$

Довжина рисберми:

$$l_p = h_{п} \left[\frac{V_{кр} - V_k}{k_1 (V_{кр} - V_{дон})} \right]^{2,38},$$

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha * qn^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.1 * 1.5^2}{9.81}} = 0.63,$$

$$V_{кр} = \frac{q_n}{h_{кр}} = \frac{1.5}{0.63} = 2.4 ,$$

$$V_k = 1.2 * V_{дон} = 0.72,$$

$$V_{дон} = 0.6 \text{ м/с} ,$$

$$k_1 = 0.34 ,$$

$$l_p = 0.75 \left[\frac{2.4 - 0.72}{0.34(2.4 - 0.6)} \right]^{2.38} = 8.3 \text{ м.}$$

Гідравлічний розрахунок донних промивних галерей:

$$Q_{гал} = \mu * \omega * \sqrt{2 * g * z_{гал}} ,$$

$$Q_{гал} \approx (0.5 \dots 1.0) Q_{водозабор},$$

$$z_{гал} = \Phi ПР - РВНБ_{0.5\%} = 330.20 - 324.60 = 5.6 ,$$

$$\omega = \frac{Q_{гал}}{\mu * \sqrt{2gz_{гал}}} = \frac{3}{0.7 * \sqrt{2 * 9.81 * 5.6}} = 0.4 ,$$

$$\lambda = 0.003 + \frac{1}{16(2lg \frac{2 * R}{d_{сп}} + 1.74)} = 0.005,$$

$$l_{гал} = 25 \text{ м.} ,$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda R \frac{l_{гал}}{R}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.3 + 0.42 + 0.005 * \frac{25}{3.2}}} = 0.75 ,$$

$$Q_{гал} = 0.75 * 0.64 * \sqrt{2 * 9.81 * 5.6} = 5 .$$

Дійсна швидкість води в галереї:

$$V = \frac{Q_{гал}}{\omega} = \frac{5}{0.4} = 12.5 .$$

Розрахунок промивних отворів:

Знайдемо ширину отворів водозабору для максимальної скидної витрати розрахункової забезпеченості $Q_{0.5\%}$:

$$B = \frac{Q_{0.5\%}}{\varepsilon m \sigma_H H_0^{3/2} \sqrt{2g}},$$

$$\sigma_H = \frac{H_n}{H_0} = \frac{1,6}{6,125} = 0,26 \text{ – підтоплення немає, } \sigma_H = 1,$$

$$H_n = \text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{дно} = 324,60 - 323,00 = 1,6,$$

$$H_0 = H_{\max} + \frac{\alpha V^2}{2g} = 6 + \frac{1,1 * 1,5^2}{2 * 9,81} = 6,126 \text{ м.},$$

$$H_{\max} = \text{НПР} - \text{дно} = 329,00 - 323,00 = 6,00 \text{ м.},$$

$$B = \frac{60}{0,97 * 0,36 * 1 * 6,126^{3/2} * \sqrt{2 * 9,81}} = 2,56 \approx 3 \text{ - беремо два отвори по 1.5 м. кожен.}$$

Уточнюємо коефіцієнт бокового стиснення потоку за формулою:

$$\varepsilon = 1 - 0,1 * N * q * \frac{H_0}{B_{\text{отв.}}} = 1 - 0,1 * 2 * 0,7 * \frac{6.126}{4} = 0,79,$$

$$B_{\text{отв.}} = n * b + 1 = 2 * 1,5 + 1 = 4,$$

$$q=0,7.$$

Уточнюємо Q за формулою:

$$Q = \varepsilon * m * \sigma_H * B_{\text{отв.}} * H_0^{3/2} * \sqrt{2g} = 0,79 * 0,36 * 1 * 4 * 6,126^{3/2} * \sqrt{2 * 9,81} = 76,4.$$

Знайдемо висоту підняття щита методом підбору:

$$Q_{0.5\%} = \varepsilon * \varphi * B_{\text{отв.}} * \alpha * h_{\text{щит}} * \sqrt{2g(H_{\max} - \alpha * h_{\text{щит}})},$$

$$60 = 0,79 * 0,97 * 4 * 0,65 * h_{\text{щит}} * \sqrt{2 * 9,81 * (6 - 0,65 * h_{\text{щит}})},$$

$$h_{\text{щит}} = 3,55.$$

Розрахунок спряження б'єсів:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \cdot \sqrt{2g \cdot (T_0 - h_c)'}}$$

$$q = \frac{Q_{0.5\%}}{n \cdot b} = \frac{60}{3} = 20 ,$$

$$T_0 = \text{ФПР} - \text{дно} = 330,20 - 323,00 = 7,2,$$

$$\varphi = 0,95 .$$

Знайдемо h_c методом підбору:

$$h_c = \frac{20}{0,95 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (7,2 - h_c)'}}$$

$$h_c = 2 ,$$

$$h_c'' = 0,5 \cdot h_c \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot \alpha \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right) = 0,5 \cdot 2 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1,1 \cdot 20^2}{9,81 \cdot 2^3}} - 1 \right) \\ = 5,77 .$$

$h_c > h_{\text{п}}$ – треба споруди гасіння енергії

Розрахунок споруд гасіння енергії:

Розрахунок водобійного колодязя:

Глибина d_k :

$$d_k = h_c - 1,2 \cdot h_{\text{кр}} = 5,77 - 1,2 \cdot 3,55 = 1,51,$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 20^2}{9,81}} = 3,55 .$$

Довжина l_k :

$$l_k = \beta \cdot L_{\text{пр}} = 0,7 \cdot 22,4 = 15,68,$$

$$L_{\text{пр}} = 2,5 \cdot (1,9 \cdot h_c'' - h_c) = 2,5 \cdot (1,9 \cdot 5,77 - 2) = 22,4.$$

Довжина рисберми:

$$l_p = \text{НП} \left[\frac{V_{\text{кр}} - V_{\text{к}}}{k_1(V_{\text{кр}} - V_{\text{доп}})} \right]^{2,38},$$

$$V_{\text{кр}} = \frac{q}{h_{\text{кр}}} = \frac{20}{3.55} = 5.63,$$

$$V_{\text{к}} = 1,2 * V_{\text{доп}} = 1,2 * 1,5 = 1,8,$$

$$V_{\text{доп}} = 1,5 \text{ м/с},$$

$$k_1 = 0.34,$$

$$l_p = 1.6 * \left[\frac{5.63 - 1.8}{0.34(5.63 - 1.5)} \right]^{2,38} = 17.456 \text{ м.}$$

Статичний розрахунок водозабора:

$$\frac{K_1 * (G_k + 0.5G_k)}{K_3 * A_{1\%}} \gg K_H,$$

$$K_H = 1,2; K_1 = 1.05; K_3 = 1,$$

$$G_k = g * \rho_6 * V = 9.81 * 2.4 * 94.67 = 2228.91 \text{ кН},$$

$$A_{1\%} = \rho_0 * V * g = 1 * 9.81 * 44 = 431.64 \text{ кН},$$

$$\frac{1.05 * (2228.91 + 0.5 * 2228.91)}{1 * 431.64} = 8.133 \gg 1.2.$$

Споруда стійка

Розрахунок на зсув:

$$\frac{T_n + R_n + H_n}{R_d + H_e} \gg K_H,$$

$$T_n = 1,7 * f d * K_1 * ((G_k + 0.5G_k) - f_0 * K_3 * \rho_0 * V * g) = 1,7 * 0,2 * 1,05 * ((2228,91 + 0,5 * 2228,91) - 0,2 * 1 * 1 * 94,67 * 9,81) = 0,357 * (3343,365 - 185,74) = 1127,27 \text{ кН},$$

$$R_n = \frac{\mu_n * K_2 * \rho_{36} * g * h_c^2}{2} = \frac{2,77 * 1,2 * 1,9 * 9,81 * 1^2}{2} = 30,98 \text{ кН},$$

$$\mu_n = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 2,77 ,$$

$$H_n = 0,5 * \rho_0 * g * h_n^2 = 0,5 * 1 * 9,81 * 1,6^2 = 12,56 \text{ кН},$$

$$H_g = 0,5 * \rho_0 * g * h_g^2 = 0,5 * 1 * 9,81 * 7,2^2 = 254,28 \text{ кН},$$

$$R_a = \frac{\mu_a * K_2 * \rho_{3g} * g * L_n * H_k^2}{2} = \frac{0,36 * 1,2 * 1,9 * 9,81 * 25 * 2,5^2}{2} = 629,066 \text{ кН},$$

$$\mu_a = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 0,36 ,$$

$$H_k = \text{низ} - \text{дно} = 325,5 - 323 = 2,5 \text{ м.},$$

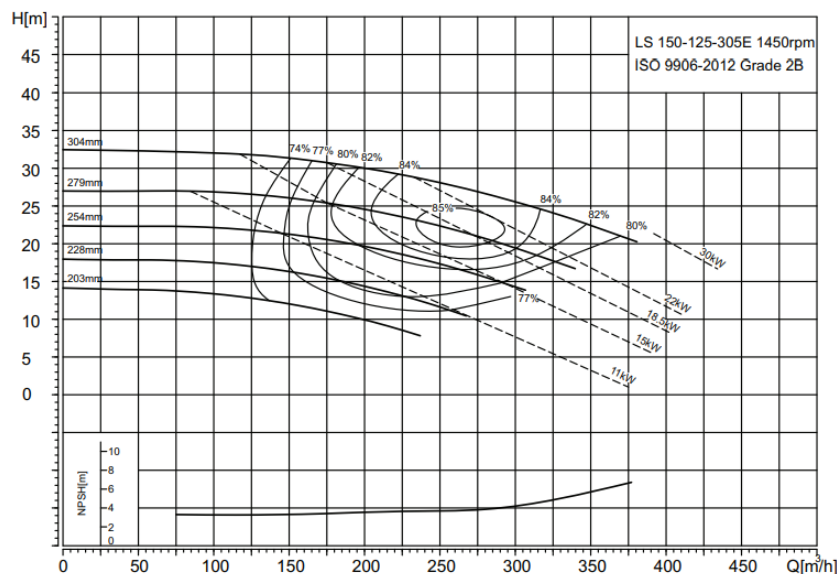
$$\varphi = 28; K_2 = 1,2; \rho_{3g} = 1,9; h_z = 1; h_g = 7,2. ,$$

$$\frac{1127,27 + 30,98 + 12,56}{629,066 + 254,28} = 1,32 \gg 1,2.$$

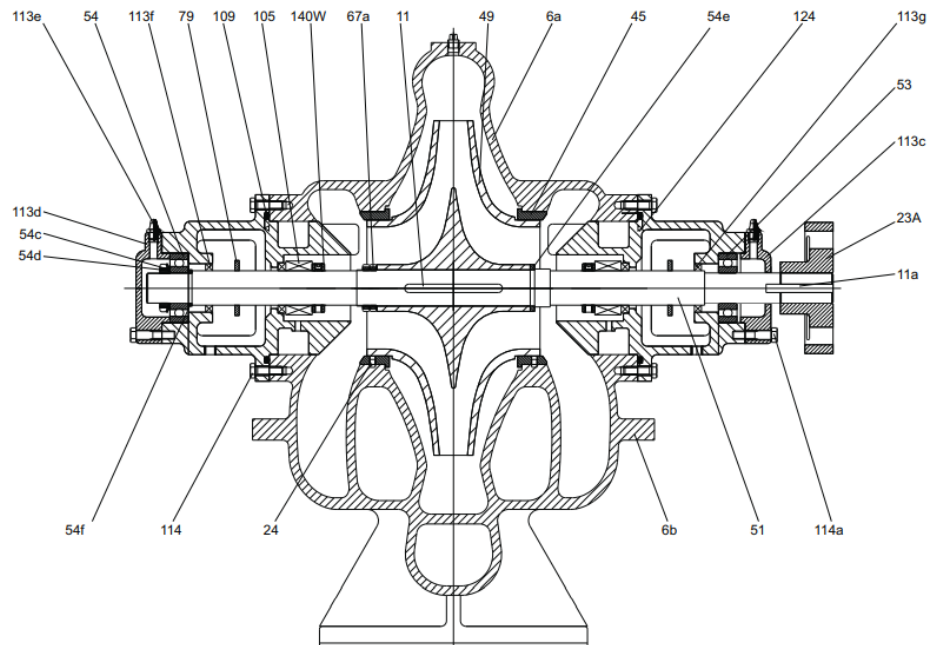
Споруда стійка

Підбір насосів

Приймаємо два напірних водогони з поліетиленових труб, діаметром $\varnothing 350$ мм, та довжиною $l=98$ м. Необхідний напір для насосу $h=18$ м, та потрібна витрата $q=93,2$ л/с. Категорія надійності- II. За цими даними підбираємо 2 робочих та 1 резервний насоси марки LS-150-125-305E, компанії Grundfos.



Технічні характеристики насоса



Конструкція насоса, тип 1

54d- стопорне кільце

54c - шайба

113d- кришка підшипника, непривідна сторона

113e- прокладка

54-шарикопідшипник, непривідна сторона

113f- манжетне ущільнення, підшипник з непривідної сторони

79- брызкозахисний диск

109- кільцеве ущільнення

105- ущільнення вала

140W- стопорне кільце

67a- гайка робочого колеса/втулки вала, праве різьблення;

67a- контргайка робочого колеса/втулки вала, праве різьблення

49- робоче колесо

6a- корпус насоса, верхня частина

45- кільце щілинного ущільнення

124- корпус ущільнення

113g- - манжетне ущільнення, підшипник з привідної сторони

53- шарикопідшипник, привідна сторона

113c- кришка підшипника, непривідна сторона

11a- шпонка, муфта

114a- болт

51- вал

6b- корпус насоса, нижня частина

24- стопорний штифт, кільце щілинного ущільнення

114- болт

11- шпонка, робоче колесо

Розділ №4.
Зовнішні мережі
водопостачання
населеного пункту.

								Лист
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА		50

1. Визначення розрахункових добових витрат води

Визначення розрахункового добового водоспоживання міста починається з розрахунку водоспоживання його населення.

Розрахункове (середньорічне) добове водоспоживання на господарсько-питні потреби для населення кожного житлового району міста розраховується за формулою:

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

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

Розрахункові витрати води, необхідної для господарсько-питного водопостачання населенню в добу з найвищим та найнижчим рівнем водоспоживання, отримаємо із виразів:

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

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

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

Водоспоживання населення міста

Райони міста	N, осіб	$q_{\text{ж}}$, л/ос.добу	$Q_{\text{доб.ср}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.мах}}$	$Q_{\text{доб.мах}}$, м ³ /добу	$K_{\text{доб.мін}}$	$Q_{\text{доб.мін}}$, м ³ /добу
I	13000	230	2990	1.1	3289	0.7	2093
II	12000	230	2760	1.1	3036	0.7	1932
Разом	25000	-	5750	-	6325	-	4024

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

Водоспоживання на виробничі потреби підприємств

Назва підприємства	№ зміни	Одиниця продукції	$q_v, \text{ м}^3/\text{од}$	$N_{\text{прод}}, \text{ од./зміну}$	$Q_v, \text{ м}^3/\text{зміну}$
Хлібозавод	1	Т	2.6	250	650
	2			225	585
	3			225	585
	разом	-	-	700	1820
Маслозавод	1	Т	13	250	3250
	разом	-	-	250	3250
Кондитерська фабрика	1	Т	22	40	880
	2			20	440
	разом	-	-	60	1320

Визначення витрат води на виробничі потреби підприємств, проводимо виходячи з обсягів виробництва продукції за кожну зміну роботи та питомої витрати води на технологічні потреби (в залежності від завдання). Перша зміна підприємства вважається найбільшою.

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

для гарячих цехів $q_r - 45 \text{ л/особу}$;

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

Кількість робітників, які приймають душ, залежать від характеру роботи, а витрата води на 1 особу, яка приймає душ, $q_{\text{душ}}$, на кожному підприємстві обираємо з в залежності від характеру виробничих процесів. Щоб перевести літри в м^3 при визначенні витрати Q , слід поділити добуток ($N \times q$) на 1000.

Водоспоживання на господарсько-питні потреби підприємств та прийняття душу

№ підприємства	№ зміни	К-сть працюючих, ос.	Гарячі цехи			Холодні цехи			Q _{г.п.} , м ³ /зм.	Прийняття душу		
			N _г , осіб	q _г , л/ос.	Q _г , м ³ /зм.	N _х , осіб	q _х , л/ос.	Q _х , м ³ /зм.		N _{душ} , осіб	q _{душ} , л/ос. зм	Q _{душ} , м ³ /зм
1	1	180	45	45	2,025	135	25	3,37	5,4	87	53,5	4,6
	2	110	28		1,26	82		2,05	3,4	53		2,8
	3	110	27		1,215	83		2,1	3,3	53		2,8
	Разом	400	100	-	4,5	300	-	7,6	12,1	193	-	10,2
2	1	140	70	45	3,15	70	25	1,75	4,9	47	75	3,5
	Разом	140	70	-	3,15	70	-	1,75	4,9	47	-	3,5
3	1	100	40	45	1,8	60	25	1,5	3,3	21	53,5	1,1
	2	80	32		1,44	48		1,2	2,64	17		0,9
	Разом	180	72	-	2,592	108	-	2,7	5,94	38	-	2
Разом	-	720	242	-	10,3	478	-	12,05	22,94	278	-	15,7

У зв'язку з відсутністю даних про площі різних видів благоустрою, максимальна добова витрата води на полив вулиць та зелених насаджень розраховується в залежності від кліматичного регіону та кількості населення, що проживає в населеному пункті, використовуючи.

1.3. Витрати води на полив вулиць та зелених насаджень

Райони міста	Кількість населення, осіб	Питомі витрати води, л/ос.добу	Витрата води, м ³ /добу
I	13000	50	650
II	12000	50	600
Разом	25000	-	1250

1.4. Витрати води на пожежогасіння

Розрахункова кількість одночасних пожеж = 2

Q_{пож.} = 25 л/с - на одну пожежу, для двох Q_{пож.} = 50 л/с

За даними таблиць 4-7 складаємо таблицю балансу у добу середнього, максимального і мінімального водоспоживання міста.

Баланс добового водоспоживання міста

№	Споживачі	Витрата води, м ³ /добу		
		середньодобове водоспоживання	доба максимального водоспоживання	доба мінімального водоспоживання
1	Населення I району	2990	3289	2093
	Невраховані витрати	299	328,9	209,3
	Разом	3289	3617,9	2302,3
2	Населення II району	2760	3036	1932
	Невраховані витрати	276	303,6	193,2
	Разом	3036	3339,6	2125,2
3	Підприємство №1			
	Виробничі потреби	1820	1820	1820
	Господарсько-питні	12,1	12,1	12,1
	Душові	10,2	10,2	10,2
	Разом	1842,3	1842,3	1842,3
4	Підприємство №2			
	Виробничі потреби	3250	3250	3250
	Господарсько-питні	4,9	4,9	4,9
	Душові	3,5	3,5	3,5
	Разом	3258,4	3258,4	3258,4
5	Підприємство №3			
	Виробничі потреби	1320	1320	1320
	Господарсько-питні	5,94	5,94	5,94
	Душові	2	2	2

	Разом	1327,9	1327,9	1327,9
6	полив вулиць та зелених насаджень			
	I район	325	650	-
	II район	300	600	-
	Разом	625	1250	-
		13378,6	14636,1	10856,1

Витрати води на місцеві виробничі потреби та невраховане споживання приймаються на рівні 10% від витрат води на господарсько-питні потреби в населеному пункті.

Середньодобові витрати води на полив вулиць та зелених насаджень приймаємо на рівні 50% від витрат води на потреби у добу максимального водоспоживання. У добу мінімального водоспоживання полив не проводиться.

2. Визначення погодинних витрат води

Для кожного району міста розраховуємо максимальний коефіцієнт погодинної нерівномірності споживання води населенням:

$$K_{г.маx} = a_{маx} \times b_{маx} ;$$

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

$b_{маx}$ – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті.

I район:

$$K_{г.маx.I} = 1,4 \times 1,27 = 1,8;$$

II район:

$$K_{г.маx.II} = 1,4 \times 1,28 = 1,8.$$

Загальне водоспоживання за добу максимального водоспоживання, розподіляється погодинно.

Погодинне споживання води населенням кожного з районів міста визначаємо, на основі графіків водоспоживання для аналогічних водопроводів, приймаючи для першого району міста $Kg.max = 1,45$, а для другого – $Kg.max = 1,7$.

Припускається, що споживання води на виробничі та господарсько-питні потреби підприємств є рівномірним протягом зміни. Для всіх підприємств передбачається 8-годинна зміна, початок першої зміни о 8 годині. Вода використовується в душових протягом 45 хвилин після закінчення кожної зміни.

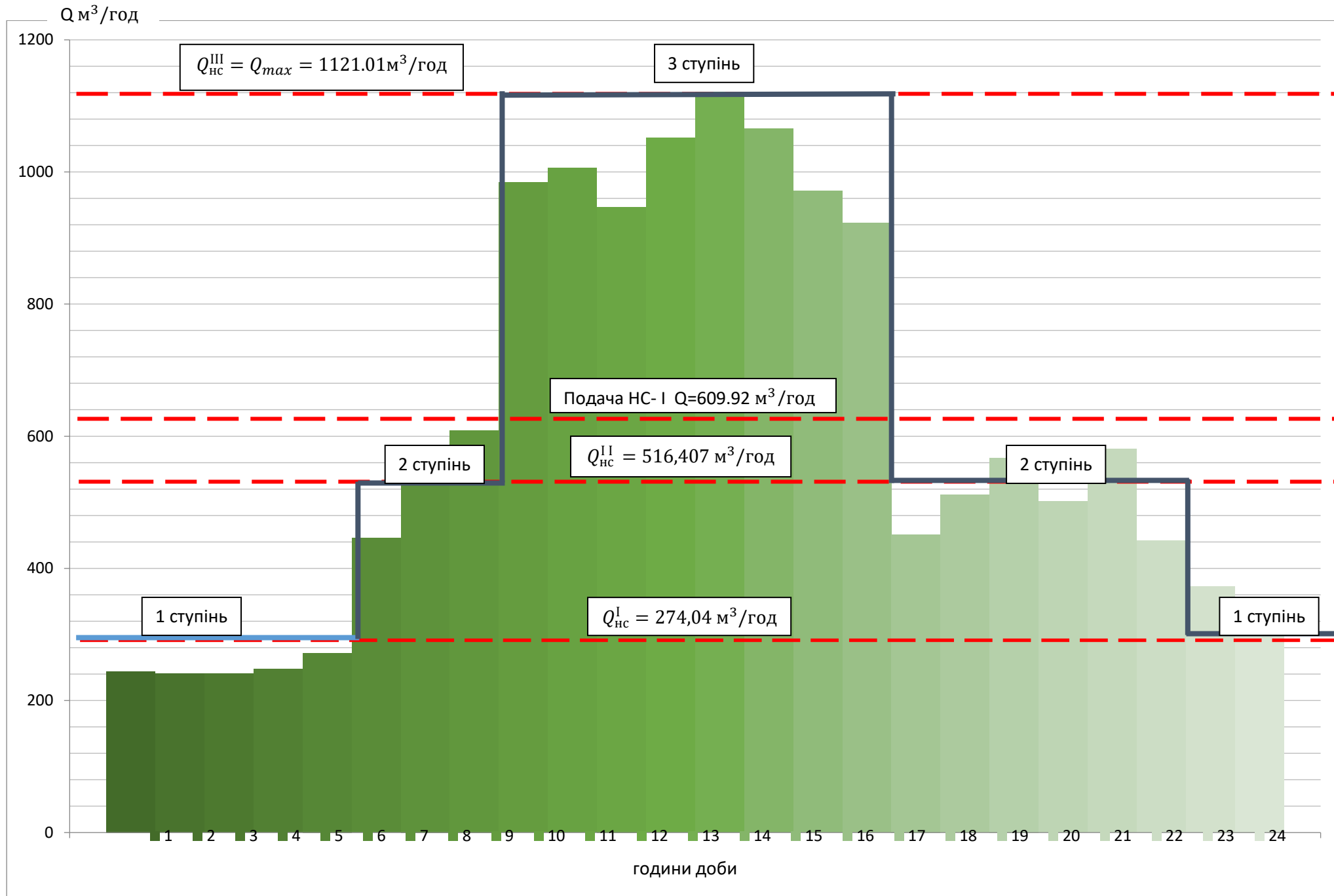
Витрати води на полив зелених насаджень, вулиць та площ розподілено з урахуванням вимог, згідно з якими поливати необхідно в той час, коли водоспоживання є мінімальним та середнім.

Графік водоспоживання будемо за годинами доби по сумарним погодинним витратам.

Годи ни доби	Населення I району		Населення II району		Разом	Підприємство №1				Підприємство №2				Підприємство №3				Разо м	Полив		Q міста
	% від Q доб. max	витрата, м³/год.	% від Q доб. max	витрата, м³/год.		виробничі	госпигні	душові	разом	виробничі	госпигні	душові	разом	виробничі	госпигні	душові	разом		I район	II район	
0-1	0,9	32,56	0,9	30,0 5	62,61	73,12 5	0,41 25	2,8	76,3 4							0,9	0,9	139, 85	54, 16	50	244,0 1
1-2	0,9	32,56	0,9	30,0 5	62,61	73,12 5	0,41 25		73,5 38									136, 148	54, 16	50	240,3 08
2-3	0,9	32,56	0,9	30,0 5	62,61	73,12 5	0,41 25		73,5 37									136, 147	54, 16	50	240,3 07
3-4	1	36,18	1	33,3 9	69,57	73,12 5	0,41 25		73,5 38									143, 108	54, 16	50	247,2 68
4-5	1,35	48,84	1,35	45,0 8	93,92	73,12 5	0,41 25		73,5 37									167, 457	54, 16	50	271,6 17
5-6	3,85	139,29	3,85	128, 57	267,8 6	73,12 5	0,41 25		73,5 38									341, 398	54, 16	50	445,5 58
6-7	5,2	188,13	5,2	173, 65	361,7 8	73,12 5	0,41 25		73,5 37									435, 317	54, 16	50	539,4 77
7-8	6,2	224,31	6,2	207, 05	431,3 6	73,12 5	0,41 25		73,5 38									504, 898	54, 16	50	609,0 58
8-9	5,5	198,98	5,5	183, 67	382,6 5	81,25	0,67 5	2,8	84,7 25	406, 25	0,612 5		40 6,8 6	110	0,4 12 5	11 0,4 1	984, 645				984,6 45

9-10	5,85	211,65	5,85	195,36	407,01	81,25	0,675		81,92	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	1006,2			1006,2
10-11	5	180,89	5	166,98	347,87	81,25	0,675		81,93	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	947,07			947,07
11-12	6,5	235,16	6,5	217,07	452,23	81,25	0,675		81,92	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	1051,42			1051,42
12-13	7,5	271,34	7,5	250,47	521,81	81,25	0,675		81,93	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	1121,01			1121,01
13-14	6,7	242,39	6,7	223,75	466,14	81,25	0,675		81,92	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	1065,33			1065,33
14-15	5,35	193,56	5,35	178,66	372,22	81,25	0,675		81,93	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	971,42			971,42
15-16	4,65	168,23	4,65	155,29	323,52	81,25	0,675		81,92	406,25	0,6125		406,86	110	0,4125		110,41	922,71			922,71
16-17	4,5	162,81	4,5	150,28	313,09	73,125	0,425	4,6	78,15			3,5	3,5	55	0,33	1,1	56,43	451,17			451,17
17-18	5,5	198,98	5,5	183,67	382,65	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	511,53			511,53

18-19	6,3	227,93	6,3	210,39	438,22	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	567,1			567,1
19-20	5,35	193,56	5,35	178,66	372,22	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	501,1			501,1
20-21	5	180,89	5	166,98	347,87	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	476,75	54,16	50	580,91
21-22	3	108,54	3	100,18	208,72	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	337,6	54,16	50	441,76
22-23	2	72,36	2	66,79	139,15	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	268,03	54,16	50	372,19
23-24	1	36,18	1	33,39	69,57	73,125	0,425		73,55					55	0,33		55,33	198,45	54,16	50	302,61
Всѣго	100	3617,9	100	3339,6	6957,26	1820	12,1	10,2	1842,3	3250	4,9	3,5		1320	5,94	2	1327,02	13385,858			14636



Добові графіки водоспоживання міста і подачі води насосами 2 підйому

Визначення подачі насосів на насосних станціях

Насосна станція	Тривалість роботи насосів, год.	Витрати, м ³ /год	Подача
НС- II 1 ступінь	7	274,04	1918,31
НС- II 2 ступінь	9	516,407	4647,663
НС- II 3 ступінь	8	1121,01	8069,809
НС- I	24	609,92	14636

4. Визначення місткості регулюючих споруд

Шляхом суміщення графіків водоспоживання і водоподачі насосами 2-го підняття визначаємо регулюючий об'єм РЧВ.

Визначення регулюючого об'єму РЧВ

Години доби	Qміста, м ³ /год	Qн.с. II, м ³ /год	q у РЧВ, м ³ /год	q із РЧВ, м ³ /год	W у РЧВ, м ³
0-1	609,92	274,04	335,88		335,88
1-2	609,92	274,04	335,88		671,76
2-3	609,92	274,04	335,88		1007,64
3-4	609,92	274,04	335,88		1343,52
4-5	609,92	274,04	335,88		1679,4
5-6	609,92	516,407	93,513		1772,913
6-7	609,92	516,407	93,513		1866,426
7-8	609,92	516,407	93,513		1959,939
8-9	609,92	1008,73		398,81	1561,129
9-10	609,92	1008,73		398,81	1162,329
10-11	609,92	1008,73		398,81	763,519
11-12	609,92	1008,73		398,81	364,719
12-13	609,92	1008,73		398,81	-34,091
13-14	609,92	1008,73		398,81	-432,981

14-15	609,92	1008,73		398,81	-831,701
15-16	609,92	1008,72		398,81	-1230,501
16-17	609,92	516,407	93,513		-1136,983
17-18	609,92	516,407	93,513		-1043,475
18-19	609,92	516,407	93,513		-949,962
19-20	609,92	516,407	93,513		-856,449
20-21	609,92	516,407	93,513		-762,936
21-22	609,92	516,407	93,513		-669,423
22-23	609,92	274,04	335,98		-333,443
23-24	607,84	274,04	335,8		-0,357
Разом	14636	14636	3192,797	3190,48	0

$$W_{\text{рег.р}} = 1959,939 + 1230,501 = 3190,44,$$

Повний об'єм РЧВ:

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

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

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

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

де $T_{\text{п}} = 3$ – час гасіння пожежі в системах водопостачання І категорії; $q_{\text{п}}$ – витрати води на гасіння розрахункової кількості пожеж у населеному пункті, ($q_{\text{п}} = 2 \times 25 = 50$ л/с); $Q_1 = 609,92$ м³/год – подача води НС-І в РЧВ; 3,6 – коефіцієнт переведення л/с у м³/год; $W_{\text{госп}} = 1051,42 + 1121,01 + 1065,33 = 3237,76$ м³ – об'єм води, що споживається за три суміжні години найбільшого водоспоживання.

$$W_{\text{пож.р}} = 3 \times (3,6 \times 50 - 609,92) + 3237,76 = 1948 \text{ м}^3.,$$

$$W_{\text{рчв}} = 3190,44 + 1948 + 439,08 = 5577,52 \text{ м}^3.$$

Приймаємо два прямокутні РЧВ місткістю 3000 м³ кожний і розмірами: довжина – 18 м; ширина – 18 м; глибина води – $h_p = 4,84$ м.

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

Оскільки в проєкті прийнята схема водопостачання міста з контррезервуаром, то в день максимального водоспоживання перевіряємо мережу для трьох розрахункових режимів: години максимального водовідбору з мережі (година 8-9), години максимального транзиту води в бак водонапірної башти (година 23-24) та гасіння пожежі при максимальному водовідборі.

Для виконання гідравлічних розрахунків магістральної водопровідної мережі витрати води за період максимального водоспоживання та максимального транзиту води в башту, переводимо у секундні (поділивши на 3,6). Результати заносимо в таблицю.

Визначення розрахункових секундних витрат води

Розмірність	Q _{нас.І,}	Q _{нас.ІІ,}	Q _{підп.І,}	Q _{підпр.2,}	Q _{підпр.3}	Q _{пол.І,}	Q _{пол.2}	Всього
година максимального водоспоживання								
м ³ /Год	271,34	250,47	81,93	406,86	110,41	-	-	1121,01
л/с	75,37	69,575	22,758	113,016	30,67	-	-	311,389
								311,39

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

Визначення секундних витрат живлення мережі

Одиниця	Режим	Водоспоживання	Подача насосів
м ³ /Год	Мах	1121,01	1121,01
л/с		311,39	311,39
м ³ /Год	Мах+пож.	1301,01	1301,01
л/с		361,39	361,39

6. Визначення дорожніх витрат та вузлових відборів

Фактичну та розрахункову довжину ділянок магістральних ліній мережі обчислюємо за планом міста, обмежених вузлами, та визначаємо фактичну і розрахункову (LI і LII) довжину магістральної водопровідної мережі окремо для кожного району міста, як суму розрахункових довжин ділянок в межах даного району. Розраховуємо дорожні витрати q_d на всіх розрахункових ділянках (окремо для кожного району), як добуток питомої витрати води $q_{\text{пит}}$ при певному режимі і розрахункової довжини ділянки.

Визначення дорожніх витрат води

Ділянка	Фактична довжина, м	Розрахункова довжина, м	$q_{d,\text{max}}$, л/с
I район			
1-2	1050	1050	19,278
2-7	1330	665	12,20
7-8	1090	1090	20,01
8-1	1300	1300	23,868
Разом	4770	4105	75,36
II район			
2-3	860	860	10,81
3-4	620	620	7,7934
4-5	850	850	10,6845
5-6	570	570	7,1649
6-3	1340	1340	16,84
6-7	630	630	7,91
7-2	1330	665	8,359
Разом	6200	5535	69,57
Всього	10970	9640	144,93

Для кожного розрахункового режиму визначаємо вузлові витрати $q_{\text{вузл}}$, що обчислюються як половина суми всіх дорожніх витрат, що прилягають до даного вузла, л/с: $q_{\text{вузл}} = \varepsilon q_{\text{д}} / 2$.

Загальна дорожня витрата лінії, що проходить на межі двох районів, розраховуємо як суму дорожніх витрат, отриманих для цієї ділянки у відповідному районі.

Визначення вузлових відборів

№ вузла	max			max+пож	
	$q_{\text{вузл}}$, Л/с	$Q_{\text{підпр.}}$, Л/с	$Q_{\text{вузл}}$, Л/с	$q_{\text{пож}}$, Л/с	$Q_{\text{вузл}}$, Л/с
1	21,573	22,758	44,331	-	44,331
2	25,32	-	25,32	-	25,32
3	17,72	-	17,72	-	17,72
4	9,24	30,67	39,91	-	39,91
5	8,92	-	8,92	25	33,92
6	15,96	113,016	128,976	25	153,976
7	24,24	-	24,24	-	24,24
8	21,939	-	21,393	-	21,939

Для кожного з районів визначаємо питому витрату води:

- при максимальному водоспоживанні

$$q_{\text{пит. I район}} = q_{\text{нас. I}} / L = 75.37 / 4105 = 0.01836,$$

$$q_{\text{пит. II район}} = q_{\text{нас. II}} / L = 69.575 / 5535 = 0.01257.$$

За таблицями Шевелева, підбираємо діаметри, швидкості та 1000i.

Ділянка	max.				max.+ пож.				Дпр.
	q	V	D	1000i	q	V	D	1000i	
НС-1	155,7	1,225	400	5,27	180,7	1,43	400	7,18	400
НС-1	155,7	1,225	400	5,27	180,7	1,43	400	7,18	400

1-2	195,086	1,53	400	8,17	220,086	1,38	450	5,74	450
2-3	145,526	1,49	350	9,18	170,526	1,34	400	6,37	400
3-4	88,83	1,22	300	7,47	113,83	1,16	350	5,62	350
4-5	48,92	0,97	250	6,26	73,92	1,47	250	13,8	250
5-6	40	1,24	200	13,1	40	1,24	200	13,1	200
6-7	50	0,99	250	6,5	75	1,03	300	5,46	300
7-8	50	0,99	250	6,5	75	1,03	300	5,46	300
8-1	71,939	1,43	250	13,1	96,939	1,33	300	8,91	300
6-3	38,976	1,21	200	12,5	38,976	1,21	200	12,5	200
7-2	24,24	1,33	150	21,8	24,24	1,33	150	21,8	150

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

Гідравлічні розрахунки кільцевої водопровідної мережі з ув'язуванням кілець за втратами напору на її ділянках дають змогу отримати фактичні витрати води і втрати напору на всіх ділянках з вибраними стандартними діаметрами труб.

Ітеративний метод В.Г.Лобачова найчастіше використовують при ув'язці мереж, який передбачає розрахунок кожного окремого кільця, послідовне наближення нев'язок в усіх кільцях до припустимих значень та перерозподіл витрат ділянками мережі.

Втрати напору в трубах визначають або за питомим гідравлічним опором труб A з відповідним поправочним коефіцієнтом (перший спосіб), або за втратами напору на 1 км трубопроводу – $1000i$ (другий спосіб).

$$h = 1000i \times l,$$

де $1000i$ – гідравлічний похил у трубах, збільшений у 1000 разів, що відповідає втратам напору в м на 1 км довжини трубопроводу для витрат води, виражених в л/с; l – довжина ділянки трубопроводу, км.

Фактичний розподіл потоків гілками кільцевої водопровідної мережі відбувається таким чином, що втрати напору на одній гілці дорівнюють втратам напору на іншій. Тобто, якщо прийняти втрати напору зі знаком "+" на ділянках кілець, вода по яким рухається за годинниковою стрілкою, а зі знаком "-" – якщо проти, то буде дотримуватися рівність $S_h = 0$ для всіх кілець мережі.

При цьому слід пам'ятати:

1. Втрати напору на ділянках мережі з рухом води за годинниковою стрілкою приймають із знаком "плюс", з протилежним рухом – "мінус";

2. Нев'язку втрат напору в кожному кільці визначають як алгебраїчну суму втрат напору на всіх ділянках кільця;

3. Величини $S \times q$ чи h/q завжди додатні;

4. Поправочну витрату кільця, л/с, визначають за формулою

$$\Delta q_{\text{кільця}} = \frac{|\Delta h|}{2 * \sum \left(\frac{h}{q} \right)}$$

де Δh – невязка кільця, м;

5. Отримання знаку поправочних витрат окремих ліній кільця здійснюють залежно від знаків втрат напору на даній ділянці і невязки у кільці: якщо знаки невязки кільця D_h і втрат напору на ділянці h однакові, то поправочну витрату ($\Delta q_{\text{кільця}}$) на даній ділянці записують зі знаком "мінус", якщо різні – "плюс";

6. В спільною для двох суміжних кілець, повну поправочну витрату ділянки, обов'язково включають поправочну витрату цієї лінії, визначеної в суміжному кільці ($\Delta q_{\text{суміжного кільця}}$) з тим самим знаком. На цих ділянках поправочну витрату власного і суміжного кілець складають алгебраїчно, отримуючи для обох кілець однакові значення загальних поправочних витрат на цих лініях та нових значень q в наступному наближенні. Ув'язують всі кільця мережі в процесі розрахунку паралельно;

7. Розрахунок ведуть до досягнення допустимих нев'язок в усіх кільцях:

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

По контуру мережі допустима нев'язка становить:

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

Виправляють розрахункові витрати води і повторно визначають втрати напору на ділянках. Кількість наближень може бути різною і залежить від виконання умови досягнення значень допустимих нев'язок в усіх кільцях і контурі мережі.

№ кільця	№ ділянки	довжина l, км	попередній поточкорозподіл							Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	перше наближення					Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	
			напрям	d, мм	V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*l, м	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i*l, м	h/q			
1	1--2	1,05	1	450	1,53	195,09	5,74	6,027	0,031	-5,80		1,19	189,29	3,62	3,801	0,020	-2,855		
	2--7	1,33	1	150	1,33	24,24	21,80	28,994	1,196	-5,80	-2,95	0,88	15,49	8,55	11,376	0,734	-2,855	4,22	
	7--8	1,09	-1	300	0,99	50	5,46	-5,951	0,119	5,80		0,79	55,80	2,91	-3,173	0,057	2,855		
	8--1	1,3	-1	300	1,43	71,94	8,91	-11,583	0,161	5,80		1,10	77,74	5,28	-6,867	0,088	2,855		
							$\Delta h =$	17,487		1,507	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	5,137	0,900	$\Sigma h/q$	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	5,80						$\Delta q_{\text{кільця}} =$	2,855		
2	2--3	0,86	1	400	1,49	145,53	6,37	5,478	0,038	2,95		1,18	148,48	4,16	3,574	0,024	-4,222		
	3--6	1,34	1	200	1,21	38,98	12,50	16,750	0,430	2,95	3,31	1,44	45,24	14,50	19,428	0,429	-4,222	-5,57	
	6--7	0,63	-1	300	0,99	50	5,46	-3,440	0,069	-2,95		0,67	47,05	2,15	-1,353	0,029	4,222		
	7--2	1,33	-1	150	1,33	24,24	21,80	-28,994	1,196	-2,95	-5,80	0,88	15,49	8,55	-11,376	0,734	4,222	-2,86	
							$\Delta h =$	-10,206		1,732	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	10,272	1,217	$\Sigma h/q$	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	2,95						$\Delta q_{\text{кільця}} =$	4,222		
3	3--4	0,62	1	350	1,22	88,83	5,62	3,484	0,039	-3,31		0,89	85,52	2,95	1,831	0,021	5,570		
	4--5	0,85	1	250	0,97	48,92	13,80	11,730	0,240	-3,31		0,93	45,61	4,93	4,188	0,092	5,570		
	5--6	0,57	1	200	1,24	40	13,10	7,467	0,187	-3,31		1,17	36,69	9,91	5,648	0,154	5,570		
	6--3	1,34	-1	200	1,21	38,98	12,50	-16,750	0,430	3,31	2,95	1,44	45,24	14,50	-19,428	0,429	-5,570	-4,22	
							$\Delta h =$	5,931		0,895	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	-7,761	0,697	$\Sigma h/q$	
									$\Delta q_{\text{кільця}} =$	3,31						$\Delta q_{\text{кільця}} =$	5,570		
							13,212								7,649				

Ув'язка кілець при максимальному режимі+пожежний

друге наближення					Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	третє наближення					Δq власного кільця	Δq суміжного кільця	четверте наближення					Δq власного кільця
V, м/с	q, л/с	1000i , м/км	h = 1000i*L, м	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i , м/км	h = 1000i*L, м	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i , м/км	h = 1000i*L, м	h/q	
1,17	186,4 3	3,52	3,698	0,020	-3,213		1,15	183,22	3,41	3,583	0,020	-0,872		1,15	182,35	3,38	3,553	0,019	-1,760
0,95	16,86	9,96	13,240	0,785	-3,213	0,44	0,80	14,09	7,21	9,595	0,681	-0,872	2,45	0,89	15,67	8,73	11,606	0,741	-1,760
0,83	58,66	3,18	-3,470	0,059	3,213		0,88	61,87	3,50	-3,818	0,062	0,872		0,89	62,74	3,59	-3,915	0,062	1,760
1,14	80,60	5,64	-7,329	0,091	3,213		1,19	83,81	6,05	-7,867	0,094	0,872		1,20	84,68	6,17	-8,016	0,095	1,760
		$\Delta h =$	6,139	0,955	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	1,494	0,856	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	3,229	0,917	$\Sigma h/q$
	□	□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	3,213	□		□		$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,872	0,872	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	1,760	
1,15	144,2 5	3,94	3,392	0,024	-0,441		1,15	143,81	3,92	3,374	0,023	-2,452		1,13	141,36	3,80	3,270	0,023	-0,787
1,13	35,45	9,31	12,476	0,352	-0,441	1,56	1,16	36,57	9,85	13,200	0,361	-2,452	0,37	1,10	34,48	8,86	11,871	0,344	-0,787
0,73	51,28	2,50	-1,577	0,031	0,441		0,73	51,72	2,54	-1,601	0,031	2,452		0,77	54,17	2,76	-1,739	0,032	0,787
0,95	16,86	9,96	-13,240	0,785	0,441	-3,21	0,80	14,09	7,21	-9,595	0,681	2,452	-0,87	0,89	15,67	8,73	-11,606	0,741	0,787
		$\Delta h =$	1,051	1,192	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	5,378	1,096	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	1,795	1,140	$\Sigma h/q$
	□	□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,441	□		□		$\Delta q_{\text{кільця}} =$	2,452	2,452	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,787	
0,95	91,09	3,31	2,051	0,023	-1,564		0,93	89,52	3,21	1,988	0,022	-0,367		0,93	89,16	3,18	1,974	0,022	-1,281
1,04	51,18	6,06	5,153	0,101	-1,564		1,01	49,61	5,73	4,872	0,098	-0,367		1,00	49,25	5,66	4,808	0,098	-1,281
1,35	42,26	12,81	7,299	0,173	-1,564		1,30	40,69	11,96	6,816	0,167	-0,367		1,28	40,33	11,76	6,705	0,166	-1,281
1,13	35,45	9,31	-12,476	0,352	1,564	-0,44	1,16	36,57	9,85	-13,200	0,361	0,367	-2,45	1,10	34,48	8,86	-11,871	0,344	1,281
		$\Delta h =$	2,027	0,648	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	0,476	0,649	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	1,615	0,630	$\Sigma h/q$
	□	□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	1,564	□				$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,367	0,367	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	1,281	
			9,217						7,347							6,639			

Δq сумі жн о кільц я	п'яте наближення					Δq влас ного кільц я	Δq сумі жн о кільц я	шосте наближення					Δq влас ного кільц я	Δq суміжн ого кільц я	сьоме наближення					Δq влас ного кільц я
	V, м/с	q, л/с	1000i , м/км	h = 1000i* l, м	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i, м/км	h = 1000i *l, м	h/q			V, м/с	q, л/с	1000i/м км	h = 1000i* l, м	h/q	
	1,14	180,5 9	3,32	3,491	0,019	- 0,795		1,13	179,79	3,30	3,463	0,019	-1,114		1,12	178,68	3,26	3,424	0,019	-0,652
0,79	0,83	14,69	7,78	10,347	0,704	- 0,795	1,48	0,87	15,38	8,44	11,23 1	0,730	-1,114	0,73	0,85	15,00	8,07	10,738	0,716	-0,652
	0,91	64,50	3,77	-4,114	0,064	0,795		0,92	65,30	3,86	- 4,205	0,064	1,114		0,94	66,41	3,98	-4,335	0,065	0,652
	1,22	86,44	6,40	-8,320	0,096	0,795		1,23	87,24	6,51	- 8,459	0,097	1,114		1,25	88,35	6,66	-8,656	0,098	0,652
			$\Delta h =$	1,404	0,884	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	2,030	0,911	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	1,171	0,898	$\Sigma h/q$
□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,795	0,795	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	1,114	□		□		$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,652	0,652	
	1,12	140,5 7	3,76	3,238	0,023	- 1,483		1,11	139,09	3,69	3,176	0,023	-0,734		1,10	138,36	3,66	3,146	0,023	-0,950
1,28	1,11	34,98	9,09	12,180	0,348	- 1,483	0,52	1,08	34,01	8,64	11,58 0	0,340	-0,734	0,80	1,09	34,08	8,67	11,622	0,341	-0,950
	0,78	54,96	2,83	-1,785	0,032	1,483		0,80	56,44	2,97	- 1,872	0,033	0,734		0,81	57,17	3,04	-1,916	0,034	0,950
-1,76	0,83	14,69	7,78	-10,347	0,704	1,483	-0,79	0,87	15,38	8,44	11,23 1	0,730	0,734	-1,11	0,85	15,00	8,07	-10,738	0,716	0,950
			$\Delta h =$	3,285	1,108	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	1,653	1,127	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	2,114	1,113	$\Sigma h/q$
□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	1,483	1,483	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,734	□		□		$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,950	0,950	
	0,91	87,88	3,10	1,923	0,022	- 0,519		0,91	87,36	3,07	1,903	0,022	-0,802		0,90	86,56	3,02	1,871	0,022	-0,448
	0,98	47,97	5,39	4,585	0,096	- 0,519		0,97	47,45	5,29	4,496	0,095	-0,802		0,95	46,65	5,13	4,360	0,093	-0,448
	1,24	39,05	11,09	6,323	0,162	- 0,519		1,23	38,53	10,83	6,171	0,160	-0,802		1,20	37,73	10,42	5,941	0,157	-0,448
-0,79	1,11	34,98	9,09	-12,180	0,348	0,519	-1,48	1,08	34,01	8,64	- 11,58 0	0,340	0,802	-0,73	1,09	34,08	8,67	-11,622	0,341	0,448
			$\Delta h =$	0,651	0,628	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	0,990	0,617	$\Sigma h/q$				$\Delta h =$	0,550	0,614	$\Sigma h/q$
□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,519	0,519	□		□		□	$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,802	□		□		$\Delta q_{\text{кільця}} =$	0,448	0,448	
				5,340							4,673						3,836			

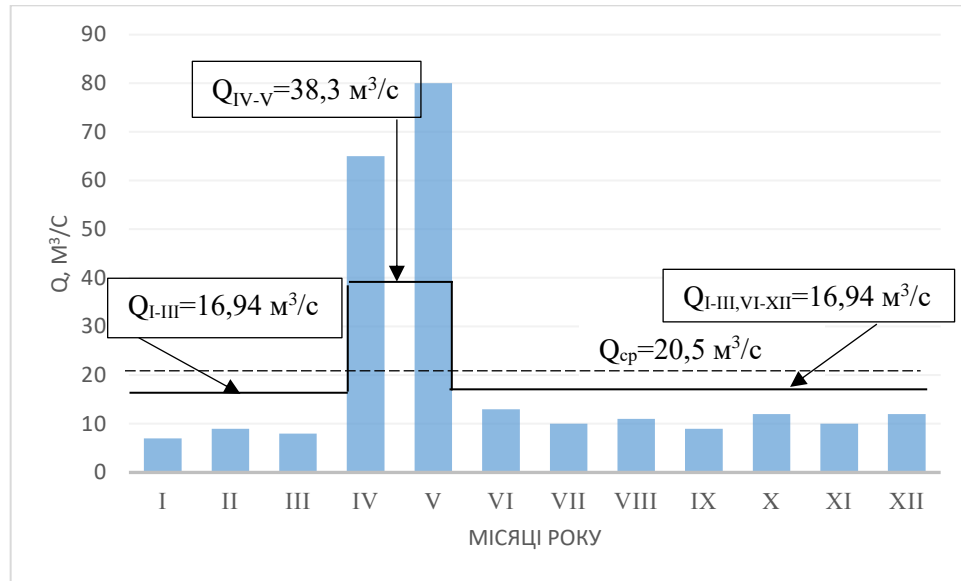
Розділ №5.

Гідроелектростанція

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

1. «Водогосподарські розрахунки ГЕС»

1.1. Побудова гідрографа річки за один рік



Річний гідрограф водотоку. Графік зарегульованих витрат води з водосховища (показано крапками).

$$Q_{I-III,VI-XII}=16,94 \text{ м}^3/\text{с} ; Q_{IV-V}=38,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Визначимо середні за рік місячні витрати, за виразом, $\text{м}^3/\text{с}$:

$$Q_{\text{ср}} = \frac{Q_I + Q_{II} + \dots + Q_{XII}}{12} = \frac{7 + 9 + 8 + 65 + 80 + 13 + 10 + 11 + 9 + 12 + 10 + 12}{12} = 20,5.$$

Тривалість року в секундах становить $T_p=31,54 \cdot 10^6$. З урахуванням цього середньорічний стік знаходимо так, км^3 :

$$W_{\text{св}} = Q_{\text{ср}} * T_p = 20,5 * 31,54 * 10^6 = 0,65 * 10^9 = 0,65(\text{км}^3).$$

1.2. Побудова графіка залежності об'єму води у водосховищі від позначок її рівня у верхньому б'єфі.

Попередньо знаходимо максимальну глибину води у водосховищі, м:

$$H_M = \text{НПР-РДН}=329-323=6 \text{ м}.$$

При відсутності води у водосховищі позначка води $Z_{\text{во}} = \text{РДН} = 323$ м. Їй відповідає об'єм $W_0 = 0$ км³;

При повністю заповненому водосховищі позначка води $Z_{\text{вп}} = \text{НПР} = 329$ м. Їй відповідає об'єм $W_{\text{п}} = 0,5$ км³;

Проміжні значення позначок рівня води розраховуємо за формулами, м:

$$Z_{\text{в1}} = \text{НПР} - 0,5H_{\text{м}} = 329 - 0,5 * 6 = 326;$$

$$Z_{\text{в2}} = \text{НПР} - 0,3H_{\text{м}} = 329 - 0,3 * 6 = 327,2;$$

$$Z_{\text{в3}} = \text{НПР} - 0,1H_{\text{м}} = 329 - 0,1 * 6 = 328,4.$$

Об'єми води у водосховищі, які відповідають значенням $Z_{\text{в1}}$, $Z_{\text{в2}}$, $Z_{\text{в3}}$ визначаємо за виразом, км³:

$$W = k_{\text{н}} * W_{\text{п}}$$

Де $k_{\text{н}}$ - коефіцієнт наповнення водосховища.

Для трьох значень $k_{\text{н}}$, отримаємо, км³:

$$W_1 = 0,19 * 0,5 = 0,095;$$

$$W_2 = 0,37 * 0,5 = 0,185;$$

$$W_3 = 0,62 * 0,5 = 0,31.$$

Будуємо графік залежності $W = f(Z_{\text{в}})$ за такими парами координат:

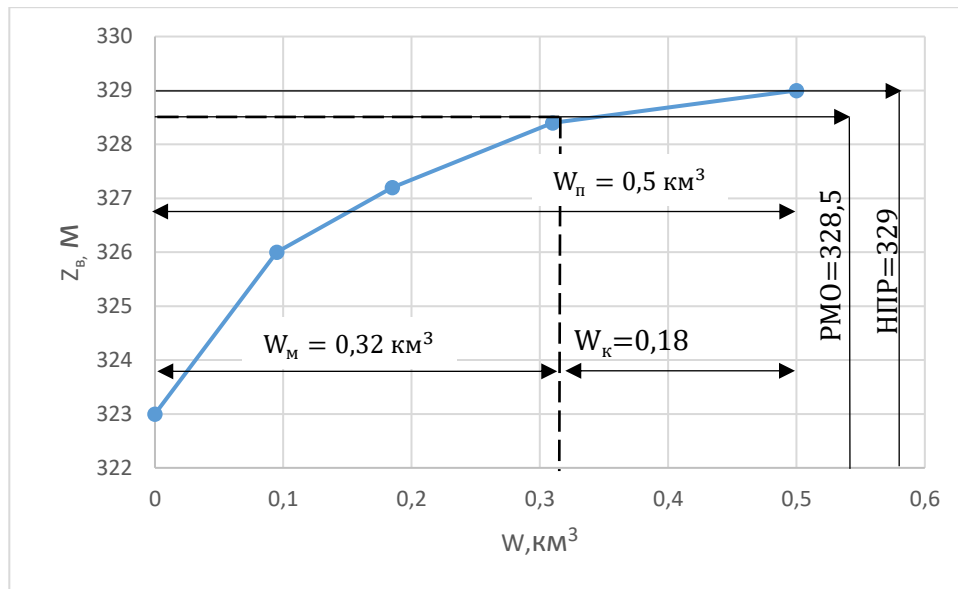
$$Z_{\text{во}} = 323 \text{ м. } W_0 = 0 \text{ км}^3;$$

$$Z_{\text{в3}} = 328,4 \text{ м. } W_3 = 0,31 \text{ км}^3;$$

$$Z_{\text{в1}} = 326 \text{ м. } W_1 = 0,095 \text{ км}^3;$$

$$Z_{\text{вп}} = 329 \text{ м. } W_{\text{п}} = 0,5 \text{ км}^3.$$

$$Z_{\text{в2}} = 327,2 \text{ м. } W_2 = 0,185 \text{ км}^3;$$



Графік залежності позначок рівнів у верхньому б'єфі від об'ємів води у водосховищі

З цього графика встановлюємо, чому дорівнює мертвий об'єм водосховища при $РМО=328,5$ м, $W_M=0,32$ км³.

Корисний об'єм водосховища, який використовується для регулювання витрат води з нього становитимк, км³:

$$W_K = W_{\Pi} - W_M = 0,5 - 0,32 = 0,18.$$

Коефіцієнт об'єму водосховища знаходиться за формулою:

$$k_H = W_K / W_{св} = 0,18 / 0,65 = 0,28.$$

При значеннях $0,1 \leq k_{об} \leq 0,3$ водосховище буде річного регулювання стоку.

1.3. Побудова графіка залежності витрат від рівнів води у нижньому б'єфі
Позначки рівня води в нижньому б'єфі визначаються за формулою:

$$Z_H = РДН + h$$

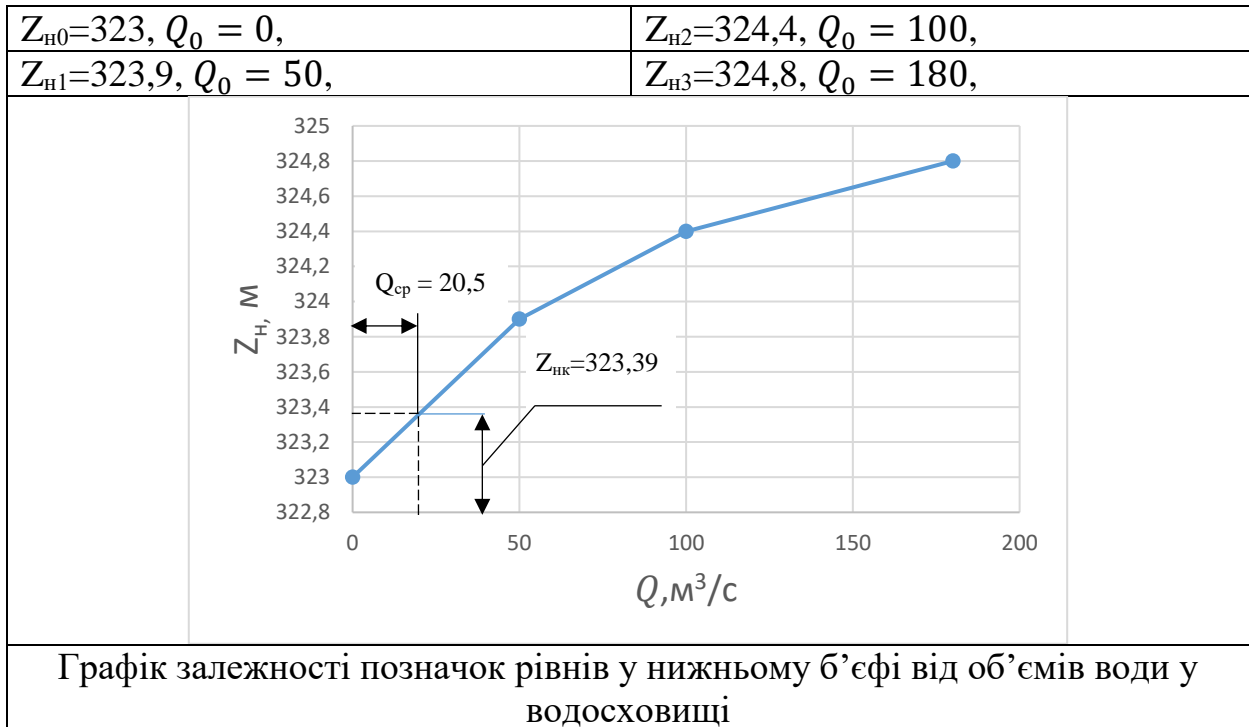
Де h - глибина води в річці і нижньому б'єфі.

При $h=0$, $Z_{H0} = РДН = 323$ м., $Q_0 = 0,0$.

З вихідних даних підставляємо у вираз (h_1, h_2, h_3):

$$Z_{H1}=323+0,9=323,9; \quad Z_{H2}=323+1,4=324,4; \quad Z_{H3}=323+1,8=324,8.$$

Будуємо графік залежності $Q=f(Z_H)$ за такими даними:



З графіка визначаємо, що середні за рік місячні витрати $Q_{ср} = 20,5 \text{ м}^3/\text{с}$ будуть протікати при рівні води з позначкою $Z_{нк}=323,39 \text{ м}$.

1.4. Побудова променевого масштабу витрат

Задамо масштаб об'ємів:

$$W_k = 0,18 \text{ км}^3 = 18 \cdot 10^7 \text{ м}^3.$$

Приймаємо масштаб об'ємів: $1 \text{ см} - W_{мш} = 10 \cdot 10^7 \text{ м}^3$, для інтегрального графіку

$$1 \text{ см} - W_{мш} = 0,1 \text{ км}^3$$

Задамо масштаб витрат:

$$W_{мш} = Q_{мш} \cdot \Delta t = 10 \text{ м}^3/\text{с} \cdot 10^7 \text{ с},$$

Де $\Delta t = 10^7 \text{ с}$ – прийнятий відрізок часу для променевого масштабу витрат;

$Q_{мш}$ – масштаб витрат для шкали Q ($1 \text{ см} - 10 \text{ м}^3/\text{с}$).

Приймаємо масштаб часу: 1 см- 1 місяць $\approx 0,263 \cdot 10^7$ с. Тоді відрізок часу $\Delta t = 10^7$ с графічно показуємо як відрізок Q_1 Q_{cp} довжиною $10^7 \text{ с} / 0,263 \cdot 10^7 \text{ с} \approx 3,8$ см на проведеному перпендикулярі.

Будуємо променевий масштаб та інтегральний графік річкового стоку А і Б з лінією споживання

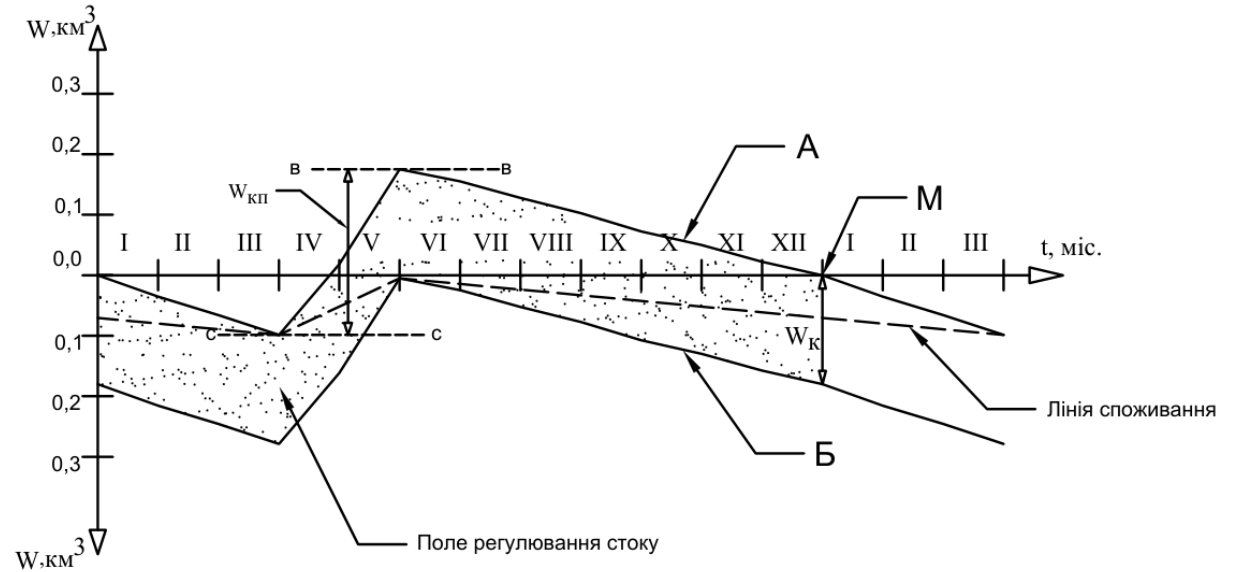
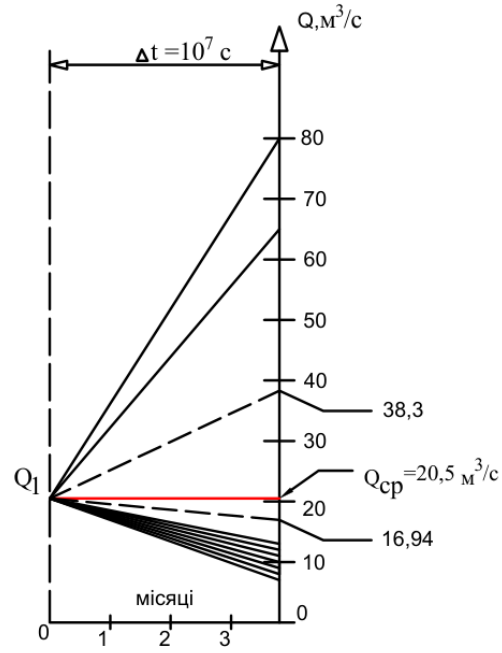
З інтегральний графік річкового стоку А і Б визначаємо $W_{кп} = 0,27 \text{ км}^3$.

1.5. Побудова лінії споживання витрат води з водосховища (лінії зарегульованого стоку)

Проведемо лінію споживання витрат у полі регулювання стоку між двома інтегральними графіками-кривими А і Б. У точках, де відбувається згинання лінії споживання, змінюються витрати води з водосховища, а на прямолінійних ділянках витрати лишаються постійними:

$$Q_{I-III, VI-XII} = 16,94 \text{ м}^3/\text{с} ; Q_{IV-V} = 38,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для того, щоб лінія споживання була прямолінійною корисний об'єм W_k , який дорівнює $0,18 \text{ км}^3$, повинен би бути не менше необхідного корисного об'єму $W_{кп} = 0,27 \text{ км}^3$. У цьому випадку крива Б на інтегральному графіку опустилась би на величину об'єму не менше, ніж $W_{кп} - W_k = 0,27 - 0,18 = 0,09 \text{ км}^3$, унаслідок чого відбулося б повне вирівнювання стоку упродовж року. Але збільшення W_k у проєкті не передбачено з низки причин: це і збільшення висоти греблі, і додаткове затоплення прилеглих до водосховища територій та об'єктів, що призведе до суттєвого зростання вартості гідровузла і захисних заходів та ін.



Променевий масштаб витрат (а) та інтегральний графік річкового стоку (б) з лінією споживання

2.1. Побудова хронологічних графіків рівнів води у верхньому та нижньому б'єфах.

Для верхнього б'єфа залежність $Z_B = f(t)$ формується з використанням графіка $W = f(Z_B)$ та інтегрального графіка стоку.

Визначаємо залишки корисного об'єму у водосховищі за формулою:

$$W_K = |W_{СП} \pm W_A|$$

Де $W_{СП}$ - значення об'єму, що відповідає положенню лінії споживання; W_A - значення об'єму, що відповідає опорожненому до РМО водосховищу.

Для границь кожного місяця t визначається об'єм води у водосховищі за виразом:

$$W = W_M + \Delta W_K$$

З графіка на $W = f(Z_B)$, для значення W знаходять позначки води у верхньому б'єфі Z_B у метрах.

Для нижнього б'єфа залежність $Z_H = f(t)$ визначається з використанням графіка $Z_B = f(Q)$, та графіка $Q_t = f(t)$.

Всі знайдені та подальші значення зводимо до таблиці «Визначення середньодобових потужностей ГЕС»

2.2. Визначення статичних напорів, напорів бруто та нетто

Визначаємо статичний напір за формулою, м:

$$H_{СТ} = Z_B - Z_H$$

Напір бруто призначаємо як: $H_{БР} = H_{СТ}$, м.

З урахуванням вище зазначеного припущення напір нетто знайдемо так, м:

$$H_{НТ} = H_{БР} - h_{ВТР} = H_{СТ} - h_{ВТР}$$

Де $h_{втр}$ – втрати напору, місцеві та по довжині в підводних і відводних трубопроводах гідротурбін, які розраховуються за формулою, м:

$$h_{втр} = k_T * Q_T^2$$

Де Q_T – витрата води, що протікає через турбіни ГЕС, м³/с; k_T - коефіцієнт, що залежить від типу ГЕС, с²/м⁵.

Так як, $H_M=6$ м, що є менше 30 м ГЕС приймається руслового типу, та визначаємо втрати напору за такою формулою, м:

$$h_{втр} = 0,02 * H_{ст.м} = 0,02 * 5,75 = 0,115$$

Та коефіцієнт k_T знаходимо в с²/м⁵, як:

$$k_T = \frac{(0,02 \div 0,03)H_{ст.м}}{Q_{ср}^2} = \frac{h_{втр}}{Q_{ср}^2} = \frac{0,115}{20,5^2} = 0,00027 = 27 * 10^{-5}$$

Значення максимальної пропускної спроможності гідротурбін приймають з інтервала:

$$Q_{ТМ} = (1,5 \div 2,0)Q_{ср} = 1,75 * 20,5 = 34,85$$

При хронологічному розрахунку витрат, витрати Q_T приймають рівними зарегульованими витратами з 7 рядка табл.1. Якщо $Q_t \geq Q_{ТМ}$, то приймаємо $Q_t = Q_{ТМ}$

Порахуємо помісячні витрати напору та заносимо в 10 рядок табл.1, м:

$$h_{втр, I-III, VI-XII} = 27 * 10^{-5} * 16,94^2 = 0,08$$

$$h_{втр, IV-V} = 27 * 10^{-5} * 34,85^2 = 0,33$$

2.3. Розрахунок середньодобових потужностей ГЕС

У межах кожного місяця середньодобову потужність гідроелектростанції знаходяться за виразом, кВт:

$$N_{\text{сд}} = 9,81 * Q_t * H_{\text{нт}} * \eta_T * \eta_{\Gamma} = 8,5 * Q_t * H_{\text{нт}}$$

Де Q_t – зарегульовані витрати з таблиці №1, рядок 7 при умові, що $Q_t \leq Q_{\text{тм}}$ (у протилежному випадку $Q_t = Q_{\text{тм}}$);

η_T і η_{Γ} – коефіцієнти корисної дії, відповідно, гідротурбін і гідрогенераторів.

Обчислимо декілька значень $H_{\text{нт}}$, м:

$$H_{\text{нт, I}} = 5,6 - 0,08 = 5,52;$$

$$H_{\text{нт, II}} = 5,5 - 0,08 = 5,42$$

$$H_{\text{нт, III}} = 5,4 - 0,08 = 5,32;$$

Подальші значення $H_{\text{нт}}$ обчислюємо аналогічно та записуємо в таблицю №1, рядок 11, в метрах.

Обчислимо декілька значень $N_{\text{сд}}$, МВт, для переводу в МВт ділимо отримане число на 1000:

$$N_{\text{сд I}} = \frac{8,5 * 16,94 * 5,52}{1000} = 0,79;$$

$$N_{\text{сд II}} = \frac{8,5 * 16,94 * 5,42}{1000} = 0,79;$$

$$N_{\text{сд III}} = \frac{8,5 * 16,94 * 5,32}{1000} = 0,77;$$

Подальші значення $N_{\text{сд}}$ заносимо в таблицю, рядок 12, та записуємо в мегаватах (МВт).

Подальші значення заносимо в таблицю, рядок 12, та записуємо в мегаватах (МВт).

Визначення середньодобових потужностей ГЕС

№	Параметри	Умов. Позн.	Одиниці виміру	Місяці року, час t												
				I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
1	Об'єми відповідні лінії споживання	$W_{сп}$	км ³	0,071	0,08	0,09	0,099	0,05	0,005	0,014	0,024	0,033	0,042	0,052	0,061	0,071
2	Об'єми відповідні кривій А	W_a	км ³	0,00	0,036	0,066	0,099	0,018	0,175	0,155	0,128	0,103	0,072	0,05	0,022	0,00
3	Залишки корисного об'єму	ΔW_k	км ³	0,071	0,044	0,024	0,00	0,032	0,17	0,141	0,104	0,07	0,03	0,002	0,039	0,071
4	Мертвий об'єм	W_m	км ³	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
5	Об'єм води у водосховищі	W	км ³	0,391	0,364	0,344	0,32	0,352	0,49	0,461	0,424	0,39	0,32	0,322	0,359	0,391
6	Позначки води у верхньому б'єфі	$Z_{в}$	м	328,8	328,7	328,5	328,5	328,62	328,95	328,9	328,7	328,8	328,5	328,52	328,63	328,8
7	Зарегульовані витрати	Q_t	м ³ /с	16,94	16,94	16,94	16,94 38,3	38,30	38,3 16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94
8	Позначки води у нижньому б'єфі	$Z_{н}$	м	323,2	323,2	323,2 323,6	323,6	323,6 323,2	323,2	323,2	323,2	323,2	323,2	323,2	323,2	323,2
9	Статичний напір	$H_{ст}$	м	5,6	5,5	5,4	5,3 4,9	5,02	5,35 5,75	5,7	5,67	5,6	5,3	5,32	5,43	5,6
10	Втрати напору	$h_{втр}$	м	0,08	0,08	0,08	0,08 0,33	0,33	0,33 0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
11	Напір нетто	$H_{нт}$	м	5,52	5,42	5,32	5,22 4,57	4,69	5,02 5,67	5,62	5,59	5,52	5,22	5,24	5,35	5,52
12	Середньодобові потужності ГЕС	$N_{сд}$	МВт	0,79	0,78	0,77	0,75 1,35	1,39	1,49 0,82	0,81	0,82	0,79	0,75	0,75	0,77	0,79
13	Середньомісячні значення енергії, що виробляється ГЕС	E_t	МВт * год.	584,4	504	565,44	986,4	1071,36	586,8	598,92	591,48	554,4	558,0	547,2	580,32	

2.4. Побудова графіка забезпеченості середньодобових потужностей ГЕС

Дві точки на уьому графіку відомі: при мінімальній потужності $N_{\text{сд,мін}}$ відповідає забезпеченість $p=100\%$, при максимальній $N_{\text{сд,м}}$ – $p=0\%$.

Проміжні значення розраховують за формулою, %:

$$p = \frac{t_3 - t_m}{t_3} * 100$$

Де t_3 – 12 місяців – загальна тривалість визначення $N_{\text{сд}}$; t_m – сума місяців, упродовж яких середні значення $N_{\text{сд}}$ будуть меншими, ніж значення потужності.

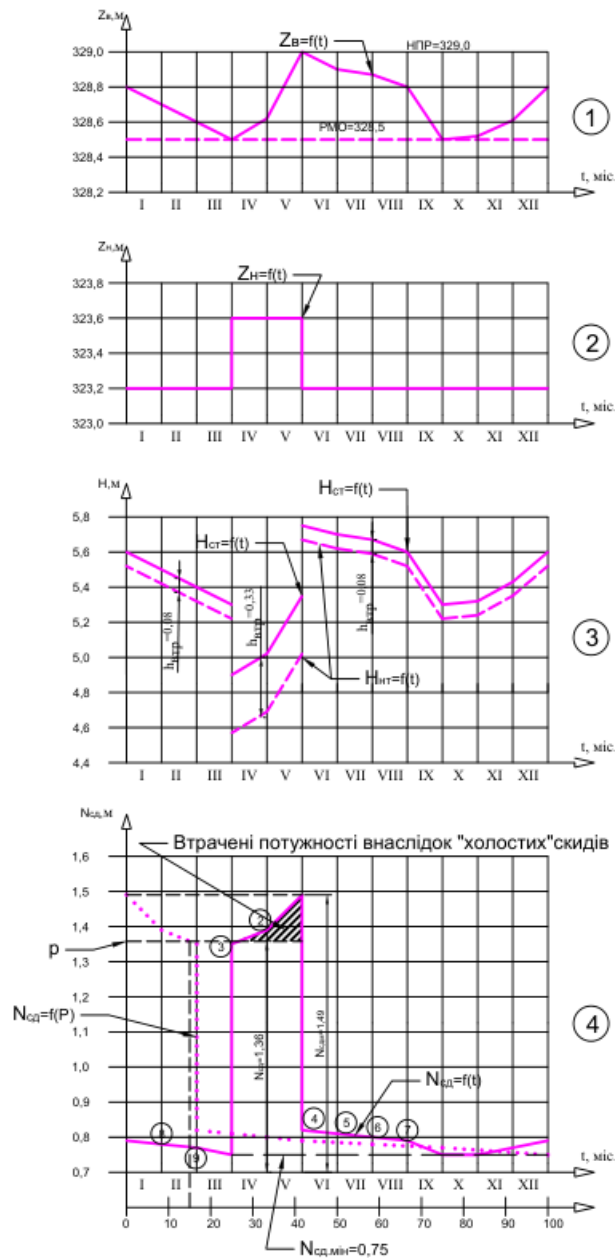
Лінію графіка $N_{\text{сд}} = f(p)$ позначаємо на графіку 4 пунктиром.

Знайдемо точки цього графіка, відкладаємо на графіку 4 та записуємо у таблицю 13 строка:

- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 2, у 11 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-11}{12} * 100 = 8,3\%$;
- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 3 та 4 у 10 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-10}{12} * 100 = 16,7\%$;
- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 5, у 9 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-9}{12} * 100 = 25,0 \%$;
- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 6, у 8 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-8}{12} * 100 = 33,3\%$;
- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 7, у 7 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-7}{12} * 100 = 41,7\%$;
- Для значення $N_{\text{сд1}}$ у точці 8, у 5 місяцях середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-5}{12} * 100 = 58,3\%$;

- Для значення $N_{сд1}$ у точці 9, у 3 місяця середні значення потужностей менше, тому: $p = \frac{12-3}{12} * 100 = 75,0\%$;

Будуємо чотири графіки рівнів води впродовж року у верхньому і нижньому б'єфах, напорів $H_{ст}$, $h_{втр}$, $H_{нт}$, середньодобових потужностей $N_{сд}$ та їх забезпеченості P .



Графіки зміни рівнів води впродовж року у верхньому (1) і нижньому (2) б'єфах, напорів $H_{ст}$, $h_{втр}$, $H_{нт}$ (3), середньодобових потужностей $N_{сд}$ та їх забезпеченості P (4).

2.5. Розрахунок встановленої потужності ГЕС

Встановлена потужність гідроелектростанції – сумарна паспортна (номінальна) потужність усіх гідрогенераторів ГЕС, яку знаходять за формулою:

$$N_{\text{вст}} = N_{\text{гар}} + N_{\text{дод}} + N_{\text{рез}}$$

Де $N_{\text{гар}}$ – гарантована потужність; $N_{\text{дод}}$ – додаткова (дублююча) потужність; $N_{\text{рез}}$ – резервна потужність.

Приймаємо забезпеченість суми $N_{\text{гар}} + N_{\text{дод}} = N_{\text{сд}}^{10 \div 15}$ в межах $p=10-15\%$;

Вважаємо, що $N_{\text{дод}} = (0,15 \div 0,20)N_{\text{гар}}$;

Вважаємо, що додаткова потужність виконує і функції резервної, тобто

$$N_{\text{рез}} = 0.$$

Тоді формулу запишемо так:

$$N_{\text{вст}} = N_{\text{сд}}^{10 \div 15} = N_{\text{гар}} + N_{\text{дод}} = (0,15 \div 0,20)N_{\text{гар}}$$

З графіка середньодобових потужностей $N_{\text{сд}}$ та їх забезпеченості P , визначаємо $N_{\text{сд}}^{15} = 1,36$, отже $N_{\text{вст}} = N_{\text{сд}}^{10 \div 15} = 1,36$.

Тоді розрахунок матиме вигляд, МВт:

$$N_{\text{вст}} = 1,2N_{\text{гар}} = 1,2 * 1,13 = 1,36$$

$$N_{\text{гар}} = \frac{N_{\text{вст}}}{1,2} = \frac{1,36}{1,2} = 1,13$$

$$N_{\text{дод}} = 0,2 * N_{\text{гар}} = 0,2 * 1,13 = 0,23.$$

3.1. Побудова добового графіка навантаження енергосистеми та визначення його основних характеристик

Добовий графік навантаження енергосистеми показує погодинну потребу необхідних споживачам електроенергії потужностей. Він формується під впливом різноманітних факторів, а в проєкті здається для години доби в частках від максимальної потужності енергосистеми, яку приймають у проєкті, як, МВт:

$$N_{\text{макс}} = 8 * N_{\text{ср.річ}}$$

Де $N_{\text{ср.річ}}$ – середня за рік енергопотужність річки, що розраховується за виразом, МВт:

$$N_{\text{ср.річ}} = \frac{9,81 * Q_{\text{ср}} * H_{\text{ср}}}{1000}$$

Де $Q_{\text{ср}}$ – середні витрати води в річці за рік, м³/с; $H_{\text{ср}}$ – середній напір на ГЕС, який визначається за формулою, м.:

$$H_{\text{ср}} = \text{НПР} - 0,5(\text{НПР} - \text{РМО}) - Z_{\text{нс}}$$

Де $Z_{\text{нс}}$ – позначка води в нижньому б'єфі при витратах $Q_{\text{ср}}$

Отже:

- $H_{\text{ср}} = 329 - 0,5(329 - 328,5) - 323,39 = 5,36$ м.
- $N_{\text{ср.річ}} = \frac{9,81 * 20,5 * 5,36}{1000} = 1,1$ МВт.
- $N_{\text{макс}} = 8 * 1,1 = 8,8$ МВт.

Значення навантаження енергосистеми для i -ої години доби знаходять за виразом, МВт:

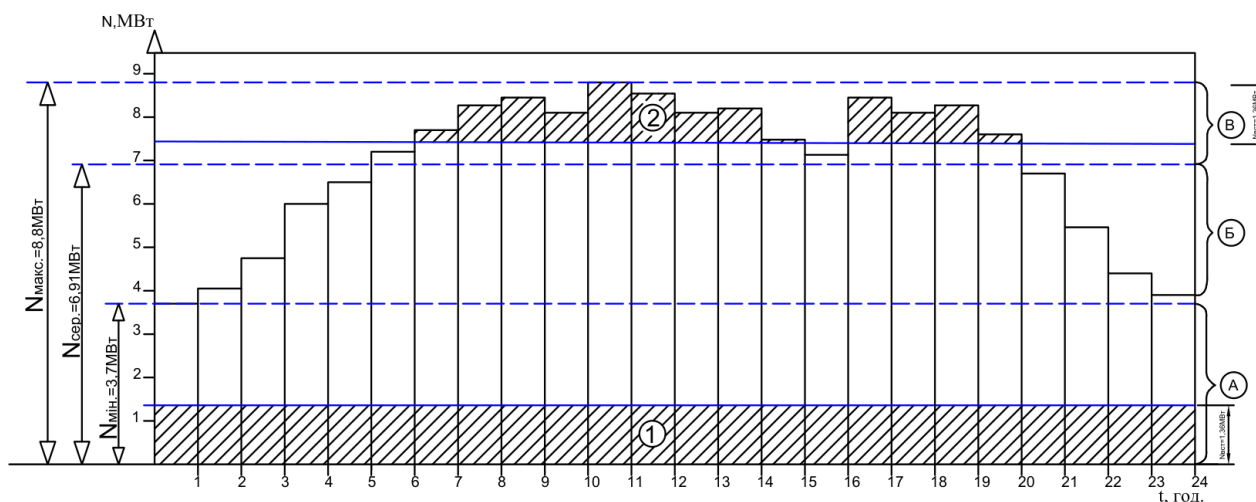
$$N_i = r_i * N_{\text{макс}}$$

Де r_i – частки від максимальної потужності для i -ої години з вихідних даних.

Розрахунок:

$N_{0-1} = 0,42 * 8,8 = 3,7$	$N_{8-9} = 0,96 * 8,8 = 8,45$	$N_{16-17} = 0,96 * 8,8 = 8,45$
$N_{1-2} = 0,46 * 8,8 = 4,05$	$N_{9-10} = 0,92 * 8,8 = 8,1$	$N_{17-18} = 0,92 * 8,8 = 8,1$
$N_{2-3} = 0,54 * 8,8 = 4,75$	$N_{10-11} = 1,0 * 8,8 = 8,8$	$N_{18-19} = 0,94 * 8,8 = 8,27$
$N_{3-4} = 0,68 * 8,8 = 6$	$N_{11-12} = 0,97 * 8,8 = 8,54$	$N_{19-20} = 0,86 * 8,8 = 7,6$
$N_{4-5} = 0,74 * 8,8 = 6,5$	$N_{12-13} = 0,92 * 8,8 = 8,1$	$N_{20-21} = 0,76 * 8,8 = 6,7$
$N_{5-6} = 0,82 * 8,8 = 7,2$	$N_{13-14} = 0,93 * 8,8 = 8,2$	$N_{21-22} = 0,62 * 8,8 = 5,46$
$N_{6-7} = 0,87 * 8,8 = 7,7$	$N_{14-15} = 0,85 * 8,8 = 7,48$	$N_{22-23} = 0,50 * 8,8 = 4,4$
$N_{7-8} = 0,94 * 8,8 = 8,27$	$N_{15-16} = 0,81 * 8,8 = 7,13$	$N_{23-24} = 0,44 * 8,8 = 3,9$

За отриманими значеннями будемо добовий графік навантаження енергосистеми.



Добовий графік навантаження енергосистеми.

З'ясуємо мінімальне значення потужності N_{\min} , а також розраховується її середнє значення за формулою, МВт:

$$N_{\text{ср}} = \frac{E}{24} = 6,91$$

Де E – значення величини загальної енергії, яку енергосистема споживання за добу (дорівнює площі під графіком навантаження), МВт*год:

$$E = \sum_{i=1}^{24} N_i * 1 \text{ год.}$$

$$E = 3,7 + 4,05 + 4,75 + 6 + 6,5 + 7,2 + 7,7 + 8,27 + 8,45 + 8,1 + 8,8 + 8,54 + 8,1 + 8,2 + 7,48 + 7,13 + 8,45 + 8,1 + 8,27 + 7,6 + 6,7 + 5,46 + 4,4 + 3,9 = 165,85$$

Побудований графік складається з трьох зон:

А – зона базового навантаження (займає частину площі під графіком від осі t до рівня $N_{\text{мін}}$);

В – зона пікового навантаження (частину площі графіка між рівнями $N_{\text{сп}}$ і $N_{\text{макс.}}$);

Б – зона напівпікового навантаження (частину площі між рівнями $N_{\text{сп}}$ і $N_{\text{мін}}$).

Тривалість використання максимального навантаження знаходять із залежності, год.:

$$t_{\text{макс.}} = E / N_{\text{макс.}}$$

$$t_{\text{макс.}} = \frac{165,85}{8,8} = 18,85$$

Коефіцієнт повноти графіка навантажень з урахуванням виразів розраховують за формулою:

$$\delta = \frac{N_{\text{сп}}}{N_{\text{макс.}}} = E / (24 * N_{\text{макс.}}) = t_{\text{макс.}} / 24$$

$$\delta = \frac{18,85}{24} = 0,79$$

Коефіцієнт мінімуму навантаження визначають із такого співвідношення:

$$\beta = N_{\text{мін.}} / N_{\text{макс.}}$$

$$\beta = \frac{3,7}{8,8} = 0,42$$

3.2. Вплив ГЕС на роботу енергосистеми

Період повені

З графіка $N_{сд} = f(t)$, знаходимо теоретично максимально можливе значення потужності ГЕС $N_{сдм} = 1,49$ МВт. Це значення припадає на кінець травня. Воно більше, ніж встановлена потужність ГЕС $N_{вст} = 1,36$ МВт, тому за розрахункове значення потужності електростанції для періоду повені приймаємо $N_{п} = N_{вст} = 1,36$ МВт.

Максимальні витрати потужності ГЕС унаслідок «холостого» скиду води в обхід гідротурбін розраховують за формулою, МВт:

$$N_{втр.м.} = N_{сдм} - N_{вст} = 1,49 - 1,36 = 0,13$$

Кількість енергії, яку ГЕС виробляє за добу в період повені, знаходять з виразу, МВт*год:

$$E_{п} = 24 * N_{вст} = 24 * 1,36 = 32,64$$

Період межені

Розраховуємо площу виділеної частки (заштрихована ділянка з позначкою 2)-енергії, яку вироблятиме електростанція в період межені за формулою, МВт*год:

$$E_{м} = \sum_{0-1}^{23-24} N_i \Delta t_i$$

Де i – назва інтервалів часу (0-1, 1-2, ... 23-24); N_i – значення потужності за i -ий інтервал часу в межах заштрихованої площі 2, МВт; Δt_i – 1 год. – тривалість інтервалу часу, упродовж якого в енергосистемі використовується потужність N_i .

З урахуванням того, що $\Delta t_i = 1$ год., величина E_M з формули зазначеної вище, є сумою значень N_i із заштрихованої зони 2 (з 6 до 15 год. та з 16 до 20 год.)

МВт*год:

$$E_M = 0,275 + 0,848 + 1,03 + 0,68 + 1,39 + 1,13 + 0,69 + 0,79 + 0,075 + 1,05 + 0,7 + 0,87 + 0,21 = 9,74$$

Середньодобова потужність ГЕС у період межені знаходиться з виразу, МВт:

$$N_{\text{сд.меж.}} = \frac{E_M}{G_M} = \frac{9,74}{13} = 0,75$$

Де G_M – кількість годин на добу, в якій гідроелектростанція працює в період межені (13 год.)

Значення $N_{\text{сд.меж.}}$ співпадає з мінімальним, зі 100% забезпеченістю $N_{\text{сд.мін}} = 0,75$ МВт, яке спостерігається протягом жовтня, на початку листопада та кінці березня. Це видно з графіка $N_{\text{сд}} = f(t)$ та $N_{\text{сд}} = f(p)$ або з 12 рядка таблиці, і вказує на те, що меженний період для вироблення $E_M = 9,74$ МВт * год електростанції ГЕС буде на 100% забезпечена водою.

3.3. Розрахунок середньорічного виробництва електроенергії та кількості годин використання встановленої потужності

Середнє значення енергії, що може бути вироблено за рік, дорівнює площі під графіком $N_{\text{сд}} = f(t)$. Ця площа складається з 12 часток над кожним місяцем, тривалість яких слід визначити в годинах за формулою:

$$G_t = 24 * D_t$$

Де t – номер місяця; D_t – кількість днів у t -ому місяці.

$$G_{I,III,V,VII,VIII,X,XII} = 24 * 31 = 744 \text{ (год.)}$$

$$G_{IV,VI,IX,XI} = 24 * 30 = 720 \text{ (год.)}$$

$$G_{II} = 24 * 28 = 672 \text{ (год.)}$$

Частки площі – енергії, що виробляється t –го місяця, знаходять з виразу, МВт*год:

$$E_t = 0,5(N_t^{\Pi} + N_t^K) * G_t$$

$E_{tI} = 0,5(0,79 + 0,78) * 744 = 584,04$	$E_{tV} = 0,5(1,39 + 1,49) * 744 = 1071,36$	$E_{tIX} = 0,5(0,79 + 0,75) * 720 = 554,4$
$E_{tII} = 0,5(0,78 + 0,77) * 672 = 504$	$E_{tVI} = 0,5(0,82 + 0,81) * 720 = 586,8$	$E_{tX} = 0,5(0,75 + 0,75) * 744 = 558$
$E_{tIII} = 0,5(0,77 + 0,75) * 744 = 565,44$	$E_{tVII} = 0,5(0,81 + 0,80) * 744 = 598,92$	$E_{tXI} = 0,5(0,75 + 0,77) * 720 = 547,2$
$E_{tIV} = 0,5(1,35 + 1,39) * 720 = 986,4$	$E_{tVIII} = 0,5(0,80 + 0,79) * 744 = 591,48$	$E_{tXII} = 0,5(0,77 + 0,79) * 744 = 580,32$

Де N_t^{Π}, N_t^K – значення потужності з 12 рядка таблиці, відповідно, на початку та вкінці t –го місяця, МВт. Визначені значення E_t записуємо до таблиці у 13 рядок.

Величини середньорічного виробітку електроенергії розраховується за залежністю, МВт*год:

$$E_{cp} = \sum_{t=1}^{XII} E_t = 584,04 + 504 + 565,44 + 986,4 + 1071,36 + 586,8 + 598,92 + 591,48 + 554,4 + 558 + 547,2 + 580,32 = 7\,728,36$$

Кількість годин (діб) використання встановленої потужності знаходять з виразу: $G_{вст} = \frac{E_{cp}}{N_{вст.}} = \frac{7\,728,36}{1,36} = 5\,683 \text{ (год.)} = 237 \text{ (діб)}$

Сума чисел у 13 рядку відповідає сумі $\sum_{t=1}^{XII} E_t$ і буде значенням середньорічного виробітку електроенергії ГЕС: $E_{cp} = 7\,728,36$

Розділ №6.

Судноплавний шлюз

									Лист
									92
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА			

1. Розрахунок габаритних розмірів шлюзу

Основні розміри шлюзів (корисна довжина і ширина камери, а також глибина на порогах) повинні відповідати характеристикам розрахункових суден.

Корисна довжина камери:

$$l_{c,ef} = \sum_1^n l_s + \sum_1^{n+1} \Delta l = 120 + 5,6 = 125,6 \text{ м};$$

Де $\sum_1^n l_s$ - сума довжин розрахункових суден, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу в кільватер; n – число таких суден;

Δl – запас по довжині камери в кожную сторону і між суднами, що розміщені в кільватер, визначається за формулою:

$$\Delta l = 2 + 0,03l_s = 2 + 0,03 * 120 = 5,6 ;$$

Корисна ширина камери шлюзу:

$$b_{c,ef} = \sum_1^{n_l} b_s + \sum_1^{n_l+1} \Delta b_s = 22 + 2 * 0,75 = 23,5 \text{ м};$$

Де $\sum_1^{n_l} b_s$ – сумарна ширина розрахункових суден, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу поряд; n_l – число таких рядів;

Δb_s – запас в ширині камери в кожную сторону і між суднами, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу поряд.

Запаси в ширині з кожної сторони камери і між суднами Δb_s повинні бути не менше: при ширині судна до 10 м – 0,2 м; до 18 – 0,4 м; до 30 м – 0,75 м; більше 30 – 1,0 м.

Глибина на порогах h_l , що відраховується від розрахункового найнижчого рівня води в б'єфі, повинна прийматись

$$h_l \geq 1,3s,$$

де s – статична осадка розрахункового судна з повним вантажем.

Отже $h_l \geq 1,3 * 3.3 = 4.29$ м.

Для шлюзів корисну довжину і ширину камери, глибину на порогах слід округляти в більшу сторону до найближчих стандартних розмірів:

корисна довжина камери – 400, 300, 150, 100, 50, 35м;

корисна ширина камери – 37, 30, 20, 18, 15, 12, 8, 6м;

глибина на порогах – від 6,0 до 1,0 через 0,5м.

Приймаємо $l_{c,ef} = 150$ м; $b_{c,ef} = 30$ м; $h_l = 4,5$ м.

При головній водопровідній системі ділянка для заспокоєння потоку повинна знаходитись за межами корисної довжини камери.

Висотна привязка шлюзу виконується за такими рекомендаціями:

- максимальний напір на камеру:

$$H_d = \downarrow \text{НПР} - \downarrow \text{minPНБ} = 186 - 174 = 12 \text{ м};$$

- навігаційне пониження рівня верхнього б'єфу:

$$\Delta \text{НВБ} = 0,1H_d = 0,1 * 12 = 1,2 \text{ м};$$

- навігаційне підвищення рівня нижнього б'єфу:

$$\Delta \text{ННБ} = 0,2H_d = 0,2 * 12 = 2,4 \text{ м};$$

- мінімальний розрахунковий рівень верхнього б'єфу:

$$\downarrow \text{minPВБ} = \downarrow \text{НПР} - \Delta \text{НВБ} = 186 - 1,2 = 184,8 \text{ м};$$

- максимальний розрахунковий рівень нижнього б'єфу:

$$\downarrow \max \text{РНБ} = \downarrow \min \text{РНБ} + \Delta \text{ННБ} = 174 + 2,4 = 176,4 \text{ м.};$$
- відмітка порогу верхньої голови:

$$\downarrow 1 = \downarrow \min \text{РВБ} - h_l = 184,8 - 4,5 = 180,3 \text{ м.};$$
- відмітка верха стін і голів шлюзу, пал і причалів верхнього підходу:

$$\downarrow 2 = \downarrow \text{НПР} + a = 186 + 0,5 = 186,5 \text{ м.};$$
- відмітка порогу нижньої голови і днища камери:

$$\downarrow 3 = \downarrow \min \text{РНБ} - h_l = 174 - 4,5 = 169,5 \text{ м.};$$
- відмітка верха пал і причалів нижнього підходу:

$$\downarrow 4 = \downarrow \max \text{РНБ} + a = 176,4 + 0,5 = 176,9 \text{ м.};$$
- вільна висота бічної стіни камери:

$$H_{\text{ст}} = \downarrow 2 - \downarrow 3 = 186,5 - 169,5 = 17 \text{ м.};$$
- висота стінки падіння:

$$h_{\text{ст.п.}} = \downarrow 1 - \downarrow 3 = 180,3 - 169,5 = 10,8 \text{ м.};$$
- орієнтовна шлюзу:

$$H_{\text{шл.}} = 1,2 * H_{\text{ст}} = 1,2 * 17 = 20,4 \text{ м.};$$

Де $a = 0,5 \text{ м}$ – перевищення верха стін над максимальним навігаційним рівнем води в бефі на водних шляхах III категорії.

2. Вибір типу і конструкції водопровідної системи шлюзу

Вибір типу системи залежить від умови:

при значеннях $l_{\text{с,ef}} \cdot H_d < 2000$ і $H_d / h_l < 3$, а також $H_d < 15 \text{ м}$ слід приймати головну систему.

Перевіряємо дану умову

$$150 \cdot 12 = 1800 < 2000; \quad 12/4,5 = 2,7 < 3; \quad 12 < 15.$$

Зважаючи на інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, для нескількох ґрунтів використовується камера з головною системою. Заповнення камери відбувається через робочі ворота верхньої частини, які піднімаються з визначеною швидкістю упродовж розрахункового часу. Потік води, проходячи через отвір під воротами, спрямовується в камеру гасіння, обладнану екранними і балковими гасителями, а потім потрапляє в камеру шлюзу. Після заповнення камери робочі ворота опускаються в нішу камери гасіння.

Камера спорожнюється через короткі обхідні галереї, розташовані в бокових стінах нижньої частини. Галереї оснащені робочими та ремонтними затворами. Вхідні отвори галерей мають решітки для затримання сміття і заглиблені на 0,5 м під мінімальний рівень води. Повороти галерей виконані з радіусом, що становить не менше подвійної ширини галереї. Для плавного проходження потоку через галереї, вони можуть роздвоюватися криволінійними биками.

3. Гідравлічний розрахунок водопровідної системи

Метою гідравлічного розрахунку системи водопостачання шлюзу є визначення основних розмірів цих систем, щоб забезпечити час, необхідний для заповнення і спорожнення камери при нормальних умовах експлуатації шлюзу. Вихідними даними є габаритні розміри шлюзу, розрахунковий тиск і рівень води в бухті, розміри і характеристики розрахункового судна.

Швидкість рівномірного підняття робочих воріт для наповнення камери в головній системі шлюзу визначається за формулою:

$$U \leq \frac{g \cdot (S_k - S_c) \cdot F_{l,m}}{\mu \cdot b_{c,ef} \cdot D \cdot \sqrt{2g \cdot H_p}}, \text{ м/с,}$$

де $S_k = b_{c,ef} \cdot h_l$ – площа потоку в камері на початку наповнення

$$S_k = 30 \cdot 4,5 = 135 \text{ м}^2;$$

$S_c = \beta_s b_s s$ – площа змоченого міделевого перерізу розрахункового судна (найбільшої водотоннажності)

$$S_c = 0,93 \cdot 22 \cdot 3,3 = 67,52 \text{ м}^2;$$

$\beta_s = 0,90 \dots 0,98$ – коефіцієнт повноти міделевого перерізу;

$\mu = 0,55 \dots 0,65$ – коефіцієнт витрати водопровідної системи;

g – прискорення вільного падіння ($9,81 \text{ м/с}^2$);

$H_p = \downarrow \text{НПР} - \downarrow 1$ – початковий напір на верхні ворота шлюзу

$$H_p = 186 - 180,3 = 5,7 \text{ м};$$

$F_{l,m} = 1,4 \sqrt[3]{D}$ – допустиме значення поздовжньої складової гідродинамічної сили, кН;

$D = \gamma \cdot K_b \cdot l_s \cdot b_s \cdot s$ – водотоннажність розрахункового судна, кН;

$\gamma = 9,81 \text{ кН/м}^3$ – питома вага прісної води;

$K_b = 0,85 \dots 0,9$ – коефіцієнт повноти водотонажності.

$$D = 9,81 \cdot 0,87 \cdot 120 \cdot 22 \cdot 3,3 = 74 \text{ 354,31 кН};$$

$$F_{l,m} = 1,4 \sqrt[3]{D} = 1,4 \sqrt[3]{74 \text{ 354,31}} = 58,87 \text{ кН};$$

Отже

$$U \leq \frac{g \cdot (S_k - S_c) \cdot F_{l,m}}{\mu \cdot b_{c,ef} \cdot D \cdot \sqrt{2g \cdot H_p}} = \frac{9,81 \cdot (135 - 67,52) \cdot 58,87}{0,6 \cdot 30 \cdot 74 \text{ 354,31} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5,7}} = 0,0028 \text{ м/с}.$$

Площа отвору при заповненні з-під щита:

$$A_{от} = U \cdot t_c \cdot b_{c,ef}, \text{ м}^2,$$

де t_c – тривалість часу рівномірного відкриття водопровідних затворів

$$t_c = k_c \cdot t, \text{ с},$$

$k_c = 0,7 \dots 0,8$ – при головному наповненні камери; $k_c = 0,6 \dots 0,7$ – при спорожненні камери у нижній підхідний канал;

t – час наповнення (спорожнення) камери шлюзу при попередніх розрахунках

$t = \alpha^3 \sqrt{H_d \cdot l_{c,ef} \cdot b_{c,ef}}$, хв, який переводимо в секунди;

$\alpha = 0,27$ – коефіцієнт для шлюзів з головною системою живлення;

$$t = 0,27^3 \sqrt{12 \cdot 150 \cdot 30} = 10,21 \text{ хв} = 612,6 \text{ с.}$$

$$t_c = 0,75 \cdot 612,6 = 459,45 \text{ с.}$$

$$A_{от} = 0,0028 \cdot 459,45 \cdot 30 = 38,6 \text{ м}^2.$$

Закінчувати відкриття водопровідних затворів можливо після повного затоплення отворів (найпоширеніший варіант), тобто $t_c > t_{з.о.}$

Для цього випадку:

$$t' = t_c + \frac{2 \cdot A_p \cdot \sqrt{H_0}}{\mu \cdot A_{от} \cdot \sqrt{2 \cdot g}}, \text{ с,}$$

де $A_p = (1,15 \dots 1,20) b_{c,ef} \cdot l_{c,ef}$ – середня площа камери

$$A_p = 1,17 \cdot 30 \cdot 150 = 5\,265 \text{ м}^2;$$

$$\sqrt{H_0} = \sqrt{H_p} - \frac{\mu \cdot A_{от} \cdot \sqrt{2 \cdot g}}{4 \cdot A_p \cdot t_c} \cdot (t_c^2 - t_{з.о.}^2),$$

у якій $t_{з.о.} = \sqrt{\frac{2 \cdot A_p \cdot (H_d - H_p) \cdot t_c}{\mu \cdot A_{от} \cdot \sqrt{2g \cdot H_d}}}$, с.

$$t_{з.о.} = \sqrt{\frac{2 \cdot 5265 \cdot (12 - 5,7) \cdot 459,45}{0,6 \cdot 38,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12}}} = 292,86 \text{ с.}$$

$$\sqrt{H_0} = \sqrt{5,7} - \frac{0,6 \cdot 38,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}}{4 \cdot 5265 \cdot 459,45} \cdot (459,45^2 - 292,86^2) = 1,06.$$

$$t' = 459,45 + \frac{2 \cdot 5265 \cdot 1,06}{0,6 \cdot 38,6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 568,25 \text{ с.}$$

Перевіряємо виконання умови $t' \leq t$, с.

$$568,25 < 612,6 \text{ с.}$$

Умова виконується.

Об'єм камери гасіння при рівномірному відкритті затворів, що не затоплені на початку наповнення водопровідних отворів:

$$W_{\text{к.г.}} = \frac{11,3 \cdot A \cdot \sqrt{\mu \cdot A_{\text{от}} \cdot A_p} \cdot \sqrt{H_p \cdot H_d^3}}{\sqrt{k_c \cdot t}}, \text{ м}^3,$$

де t – вимірюється в секундах, а $A = 0,2 \dots 0,25$ – коефіцієнт, що залежить від досконалості пристроїв гасіння.

$$W_{\text{к.г.}} = \frac{11,3 * 0,23 * \sqrt{0,6 * 38,6 * 5265 * \sqrt{5,7} * 12^3}}{\sqrt{0,75 * 612,6}} = 2719,54 \text{ м}^3.$$

Довжина камери гасіння:

$$l_{\text{к.г.}} = \frac{W_{\text{к.г.}}}{b_{\text{с.еф}} \cdot h_{\text{ст.п}}}, \text{ м},$$

де $h_{\text{ст.п}}$ – висота стінки падіння, м.

$$l_{\text{к.г.}} = \frac{2719,54}{30 * 10,8} = 8,39 \text{ м}.$$

Довжину заспокоювальної ділянки камери при рівномірному відкритті затворів, не затоплених на початку заповнення водопровідних отворів, для попередніх розрахунків рекомендовано приймати в межах:

$$L_{\text{з.д}} = (0,3-0,6) H_d.$$

Приймаємо:

$$L_{\text{з.д}} = 0,4 H_d = 0,4 * 12 = 4,8 \text{ м}.$$

Для нижньої голови площа отвору однієї водопровідної галереї прямокутного перерізу становить:

$$A_{\text{от.г}} = A_{\text{от}} / 2 = 38,6 / 2 = 19,3 \text{ м}^2.$$

Враховуючи умову $h_{\text{от.г}} / b_{\text{от.г}} \geq 1$, де $h_{\text{от.г}}$ і $b_{\text{от.г}}$ – відповідно висота і ширина отвору водопровідної галереї, призначаємо такі їх розміри:

$$h_{\text{от.г}} = 4,5 \text{ м}; \quad b_{\text{от.г}} = 4,3 \text{ м.}$$

4. Конструювання елементів шлюзу

Вибір типу, конструкцій камери і голів шлюзу, протифільтраційних і дренажних пристроїв виконується на основі аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, величини напору, типу водопровідної системи.

Камера шлюзу

В проєкті при головній водопровідній системі розглядається докова нерозрізна камера без галерей.

Рекомендуються наступні конструктивні розміри залізобетонних стін:

- товщина стіни по низу $V_{ст} = 0,2 H_{ст} = 0,2 \cdot 17 = 3,4$ м;
- товщина стіни по верху $b_{ст} = (0,8 \dots 1,2)$ м; приймаємо $b_{ст} = 1$ м;
- товщина днища $t_{дн} = V_{ст} = 3,4$ м, при цьому $t_{дн} \geq (1/8 \dots 1/10) b_{c,ef} = 1/9 \cdot 30 = 3,33$, тоді $t_{дн} = 3,4$ м. $\geq 3,33$ м.

Камера розрізається по довжині конструктивними швами на секції довжиною 25...35 м, що узгоджується з розміщенням плавучих римів. Будівельна довжина камери (відстань між головами) при головній системі приймається:

$$L_k = l_{c,ef} + L_{з.д} = 150 + 4,8 = 154,8 \text{ м.}$$

де $L_{з.д}$ – довжина ділянки для заспокоєння потоку.

Голови шлюзів

Приймаємо докові нерозрізні конструкції, розміри і конфігурація яких залежить від типу водопровідної системи і механічного обладнання.

Рекомендуються такі розміри:

- ширина стояна (без галерей) $V_c = (2,0 \dots 4,0)$ м; приймаємо $V_c = 3$ м;
для стояна з галереями ширина становитиме $V_c = 7,3$ м;
- товщина днища $t_{дн} = 1/4 H_{ст} = 1/4 \cdot 17 = 4,25$ м, при цьому $t_{дн} \geq (1/6 \dots 1/8) * b_{c,ef} = 3,75$

Голови відрізаються від камери і направляючих пал конструктивними швами.

Повна довжина верхньої голови повинна бути не менше $L_{вг} \geq 2H_d$.

Отже приймаємо $L_{\text{вг}} = 2 \cdot 12 = 24$ м.

Враховуючи рекомендації з попереднього компонування і конструювання голів шлюзу, призначаємо такі розміри елементів нижньої голови:

а) для ремонтних плоских опускних воріт

ширина воріт (уздовж осі шлюзу) – $0,1 b_{\text{с,ef}} = 3$ м;

глибина пазів – $0,06 b_{\text{с,ef}} + 0,5 = 2,3$ м.

б) для двостулкових воріт:

кут нахилу стулків до прямої, що з'єднує осі верейальних стовпів – 20° ;

глибина шафових ніш в стояках – $0,1 b_{\text{с,ef}} = 3$ м;

довжина шафових ніш – $0,6 b_{\text{с,ef}} = 18$ м;

глибина шафової ніші в днищі – $0,8$ м.

Для нижніх голів з двостулковими основними і ремонтними воротами відстань між верховою гранню голови і шафою основних воріт приймаємо $2,5$ м, а відстань між основними і ремонтними воротами призначаємо 9 м. Оскільки ще наявні водовипуски у вигляді прямокутних водопровідних галерей, то при підрахунку довжини нижньої голови ці відстані збільшуємо ще на ширину водовипусків ($b_{\text{от.г}} = 4,3$ м.).

Отже повна довжина нижньої голови становить:

$$L_{\text{нт}} = 2,5 + 4,3 + 18 + 9 + 4,3 + 3 + 3 = 44,1 \text{ м.}$$

Противільтраційні і дренажні пристрої

Рекомендується проектувати дренаж в зворотних засипках камер, що розміщені в нижньому бефі відносно напірного фронту. Уклон дренажу $1/200 \dots 1/500$, вихід його в нижній беф розміщується на відмітці

$$\downarrow \text{вих.дрен.} = \downarrow \text{max РНБ} + (0,5 \dots 1,0) = 176,4 + 0,75 = 177,15 \text{ м.}$$

Дренаж проектується бути відкритим (дренажна траншея).

Зворотні засипки камер, що розміщені в верхньому бефі відносно напірного фронту не дреноються.

Клас капітальності гідротехнічних воднотранспортних споруд приймається за двома умовами:

як напірної споруди – в залежності від її висоти ($H_{шл}$) і ґрунтів основи

Види ґрунтів основи	Клас споруди, що входить в напірний фронт			
	I	II	III	IV
	Висота споруди, м			
Скельні	більше 100	100...60	60...25	менше 25
Піщані, великоуламкові, глинисті в твердому та напівтвердому стані	більше 50	50...25	25...10	менше 10
Глинисті, водонасичені в пластичному стані	більше 25	25...20	20...10	менше 10

як воднотранспортної споруди – в залежності від категорії водного шляху

Категорія водного шляху	Класи споруд	
	основних	другорядних
I – надмагістралі	II	III
II – магістралі	III	IV
III – шляхи місцевого значення	III	IV
IV – малі річки	IV	IV

Для глинистих ґрунтів при $H_{шл} = 20,4$ м споруда відноситься до II класу капітальності.

5. Проектування підходів до шлюзу

Розміри і планування підходу до шлюзу повинні забезпечувати двонаправлений рух найбільшого одиночного судна або каравану суден. Для шлюзів з одним проводом застосовується асиметрична схема підходу, якщо гарантується лінійний рух судна, що входить в шлюз.

Ширина судового ходу при мінімальному навігаційному рівні води для прямолінійних ділянок судового ходу визначається за формулою

$$b_k \geq 2,6 b_s ,$$

де b_s – ширина найбільшого самохідного судна або найбільша ширина складеного каравану суден.

$$b_k = 2,6 \cdot 22 = 57,2 \text{ м.}$$

На ділянці, де зустрічні судна чи каравани суден розминаються і одні з них рухаються криволінійною траєкторією, ширина судового ходу збільшується на величину:

$$\Delta b_k = 0,35 \cdot \frac{l_s^2}{r} = 0,35 \cdot \frac{120^2}{3 \cdot 120} = 14 \text{ м.}$$

де l_s – довжина найбільшого самохідного судна або сумарна довжина складеного каравану суден;

r – радіус повороту судна, приймається рівним не менше $3l_s$.

Розрахункова глибина судового ходу при мінімальному навігаційному рівні води приймається рівною глибині на порогах шлюзу

$$s_k = h_l = 4,5 \text{ м.}$$

Довжина ділянки підходу, в межах якої передбачається розходження зустрічних суден, повинна бути не менше величини

$$l_a = l_1 + l_2 + l_3 ,$$

де l_1 – довжина ділянки, що дорівнює $0,5 l_s$

$$l_1 = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ м;}$$

l_2 – довжина ділянки, на якій судно при зустрічному русі переходить з осі шлюзу на вісь судового ходу в каналі, визначається за формулою:

$$l_2 = \sqrt{l_s^2 + c_0(4r - c_0)},$$

c_0 – зміщення осі судового ходу в каналі відносно осі шлюзу при виході і вході суден, знаходиться за формулою

$$c_0 = 1,2 b_s + 0,5 \Delta b_k = 1,2 \cdot 22 + 0,5 \cdot 14 = 33,4 \text{ м.}$$

$$l_2 = \sqrt{120^2 + 33,4 \cdot (4 \cdot 360 - 33,4)} = 247,75 \text{ м.}$$

l_3 – довжина ділянки, що дорівнює $\sum_1^n l_s = 120$ м.

$$l_a = 60 + 247,75 + 120 = 427,75 \text{ м.}$$

Розширена ділянка підходу звужується до нормальної ширини на довжині, рівній

$$l_4 = 20 \Delta b_k = 20 \cdot 14 = 280 \text{ м.}$$

Причальні споруди слід розміщувати в межах довжини ділянок підходів до шлюзу l_a з правої сторони судового ходу для суден, що входять в шлюз, приймаючи напрям руху їх, як правило, правостороннім. Розміщення причалу з лівої сторони допускається при належному обґрунтуванні лівостороннього руху в підході.

Довжину причальної лінії шлюзів при двосторонньому русі суден визначають за формулою:

$$l_m = l_1 + l_2 + l_3 - \gamma l_s ,$$

де γ – коефіцієнт, що приймається рівним 0,2 при розміщенні причалу в каналі або за захисними дамбами і рівний нулю в інших випадках.

$$l_m = 60 + 247,75 + 120 - 0,2 \cdot 120 = 403,75 \text{ м ,}$$

Для плавного переходу від ширини підхідного каналу до ширини камери шлюзу передбачаються направляючі пали, що примикають до лицевих граней голів шлюзу. Криволінійна пала окреслюється в плані радіусом r_{HX} і повинна відповідати умовам:

- кут β між дотичною до направляючої пали і віссю шлюзу не повинен перевищувати 50...60°; приймаємо 60°;
- довжина проекції неходової пали на вісь шлюзу l_{HX} повинна бути не менше $1/3 l_s = 40$ м.

Тоді робоча частина (в межах ширини судового ходу) буде мати розміри:

$$a_{\text{HX}} = 1,9b_s + \Delta b_k - 0,5b_{c,ef} = 1,9 \cdot 22 + 14 - 0,5 \cdot 30 = 40,8 \text{ м;}$$

$$r_{\text{HX}} = \frac{a_{\text{HX}}}{1 - \cos \beta} = \frac{40,8}{1 - 0,5} = 81,6 \text{ м.}$$

$$l_{\text{нх}} = \frac{a_{\text{нх}} * \sin \beta}{1 - \cos \beta} = \frac{40,8 * \frac{\sqrt{3}}{2}}{1 - 0,5} = 70,67 \text{ м.}$$

Частина неходової пали, що спряжує робочу частину з берегом каналу, проектується криволінійною з радіусом:

$$r_c = \frac{ms_{k.\text{max}} + a}{\cos \beta},$$

де $ms_{k.\text{max}} = \downarrow \text{max РНБ} - \downarrow 3 = 176,4 - 169,5 = 6,9$ – глибина води в каналі при найвищому навігаційному рівні;

$m = 2,4$ – закладання укосів каналу;

$a = 0,5$ м – перевищення верха стін над найвищим рівнем води.

$$r_c = \frac{2,4 * 6,9 + 0,5}{0,5} = 34,12 \text{ м.}$$

Поперечний переріз підхідного каналу приймають трапецієвидної форми з кріпленням укосів в межах розмиваючої дії хвиль від суден. Повністю канал кріпиться тільки в межах звуженого руслу на ділянці направляючих пал.

6. Розрахунок пропускної здатності шлюзу

Розрахунки суднообороту і пропускної здатності шлюзу виконується в такому порядку:

1. Визначається середньодобове число шлюзувань за формулою

$$n = \frac{24 \cdot 60}{t_1 + (t_2 - t_1) \frac{2\alpha\varphi_2}{\varphi_1 + \alpha\varphi_2}},$$

де $\alpha = 0,8 \dots 1,0$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден за напрямками;

$\varphi_1 = 1,2 \dots 1,3$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден прямого напрямку;

$\varphi_2 = 1,1 \dots 1,2$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден зворотного напрямку;

t_1 – тривалість циклу одностороннього шлюзування, що включає такі послідовні операції: вхід суден в шлюз, причалювання суден, закриття воріт, наповнення або спорожнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу, закриття воріт, спорожнення або наповнення камери, відкриття воріт:

$$t_1 = t_1^{\text{ВХ}} + t^{\text{ПР}} + 4t^{\text{В}} + 2t + t_1^{\text{ВИХ}} ;$$

t_2 – тривалість циклу двостороннього шлюзування, що включає такі послідовні операції: вхід суден в шлюз, причалювання суден, закриття воріт, наповнення або спорожнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу, вхід суден в шлюз, причалювання суден, закриття воріт, спорожнення або наповнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу:

$$t_2 = 2t_2^{\text{ВХ}} + 2t^{\text{ПР}} + 4t^{\text{В}} + 2t + 2t_2^{\text{ВИХ}} ;$$

$t^{\text{ПР}}$ – тривалість причалювання судна до плавучого рима приймається для всіх суден, крім швидкісних, 2 хв., для швидкісних – 0,5 хв.;

$t^{\text{В}}$ – тривалість відкриття або закриття робочих воріт шлюзу, приймається 2...3 хв. в залежності від висоти і ширини отвору;

t – тривалість наповнення або спорожнення камери, визначається гідравлічними розрахунками;

$t^{\text{ВХ,ВИХ}}$ – тривалість входу суден в шлюз, виходу з нього визначається в залежності від швидкості і довжини шляху їх руху. Швидкість руху при попередніх розрахунках приймається згідно рекомендацій, наведених в таблиці.

Об'єкт, що шлюзується	Середня швидкість руху, м/с		
	вхід	вихід	перехід з камери в камеру
самохідні судна	1,0	1,4	0,75
каравани суден, що штовхаються буксиром	0,9	1,2	0,75

При попередніх розрахунках довжину шляху входу (виходу) розрахункового судна, що чекає шлюзування біля причалу, приймають рівною

- при односторонньому русі в кожному з напрямлень

$$l^{ВХ,ВІХ} = l_{c,ef} (1 + \beta_1) ;$$

- при двосторонньому русі суден

$$l^{ВХ,ВІХ} = l_{c,ef} (1 + \beta_2) + l_2 ,$$

де β_1 – коефіцієнт, що приймається рівним на вході 0,4, на виході – 0,1;

β_2 – коефіцієнт, що приймається рівним 0,4;

l_2 – довжина ділянки маневру суден, що виходять.

Таким чином, при односторонньому шлюзуванні

$$t_1^{ВХ} = \frac{l_{c,ef} * (1 + \beta_1)}{v^{ВХ}} = \frac{150 * (1 + 0,4)}{1,0} = 210 \text{ с.} = 3,5 \text{ хв.}$$

$$t_1^{ВІХ} = \frac{l_{c,ef} * (1 + \beta_1)}{v^{ВІХ}} = \frac{150 * (1 + 0,4)}{1,4} = 118 \text{ с.} = 2 \text{ хв.}$$

$$t_1 = t_1^{ВХ} + t^{ПР} + 4 * t^B + 2 * t + t_1^{ВІХ} = 3,5 + 2 + 4 * 2,5 + 2 * 10,21 + 2 = 37,92 \text{ хв.}$$

При двосторонньому шлюзуванні

$$t_2^{ВХ} = \frac{l_{c,ef} * (1 + \beta_2) + l_2}{v^{ВХ}} = \frac{150 * (1 + 0,4) + 247,75}{1,0} = 457,75 \text{ с.} = 7,63 \text{ хв.}$$

$$t_2^{ВІХ} = \frac{l_{c,ef} * (1 + \beta_2) + l_2}{v^{ВІХ}} = \frac{150 * (1 + 0,4) + 247,75}{1,4} = 326,96 \text{ с.} = 5,45 \text{ хв.}$$

$$t_2 = 2 * t_2^{ВХ} + 2 * t^{ПР} + 4 * t^B + 2 * t + 2t_2^{ВІХ} \\ = 2 * 7,63 + 2 * 2 + 4 * 2,5 + 2 * 10,21 + 2 * 5,45 = 60,76 \text{ хв.}$$

Отже

$$n = \frac{24 * 60}{32,7 + (60,76 - 32,7) * \frac{2 * 0,9 * 1,15}{1,25 + 0,9 * 1,05}} = 24,78$$

$$N_T = n T_{НАВ} = 24,78 * 190 = 4708,2 \text{ шлюзувань,}$$

де $T_{НАВ}$ – тривалість навігаційного періоду, діб;

- дійсна

$$N_D = \eta_1 \eta_2 \eta_3 N_T,$$

де η_1 – коефіцієнт нерівномірності підходу суден до шлюзу

$$\eta_1 = \frac{1 + \alpha}{\varphi_1 + \alpha\varphi_2} = \frac{1 + 0,9}{1,25 + 0,9 * 1,15} = 0,83;$$

$\eta_2 = 0,85...0,95$ – коефіцієнт використання водної поверхні камери;

$\eta_3 = 23/24$ – коефіцієнт використання робочого часу (при роботі шлюзу, в середньому, протягом 23 годин на добу).

$$N_{\text{д}} = 0,83 \cdot 0,92 \cdot 0,96 \cdot 4708,2 = 3451,37 \text{ шлюзування.}$$

Вантажопропускна здатність шлюзу визначається за формулами

- технічна

$$P_{\text{T}} = nT_{\text{НАВ}} P ;$$

де P – вантажопідйомність судна

$$P = K_{\text{в}} \cdot l_{\text{s}} \cdot b_{\text{s}} \cdot (s - s_0) = 0,87 \cdot 120 \cdot 22 \cdot (3,3 - 1,0) = 5282,64 \text{ т;}$$

$$P_{\text{T}} = 24,78 * 190 * 5282,64 = 24\ 871\ 725,65 \text{ т;}$$

- дійсна

$$P_{\text{д}} = \eta_1 \eta_4 \delta P_{\text{T}} ,$$

де $\eta_4 = 0,7...0,8$ – коефіцієнт, що враховує частку вантажних суден;

$\delta = 0,9...1,0$ – коефіцієнт використання вантажопідйомності судна;

$$P_{\text{д}} = 0,83 \cdot 0,75 \cdot 0,95 \cdot 24\ 871\ 725,65 = 14\ 708\ 516,76 \text{ т.}$$

Розділ №7.

Охорона праці

						КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА	Лист
							109
Зам.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		

1. Аналіз небезпечних та шкідливих факторів при виконанні робіт

Небезпечний або шкідливий фактор	Характеристика	Кількісна оцінка (чисельні дані)	Нормативні документи
Падіння з висоти	Робота на будівельних лісах та даху	Висота: 5-10 метрів	ДБН В.1.2-14:2018, ДСТУ EN ISO 7010:2019
Механічні травми	Використання будівельного інструменту	Частота інцидентів: 2 на місяць	ДСТУ EN 149:2017, ДСТУ ISO 45001:2019
Пил	Розрізання, свердління матеріалів	Концентрація пилу: 0.1 мг/м ³	ДСН 3.3.6.042-99, ДСТУ ISO 7708:2013
Шум	Робота з важкою технікою	Рівень шуму: 80 дБ	ДБН В.1.1-31:2013, ДСТУ 3515-97
Електричний струм	Робота з електроінструментами	Напруга: 220 В	ПУЕ (Правила улаштування електроустановок), ДСТУ EN 50110-1:2014
Падіння важких предметів	Переміщення будівельних матеріалів	Вага предметів: до 50 кг	ДСТУ EN 13374:2013
Вібрація	Використання бурових та свердлильних інструментів	Частота вібрацій: 20 Гц	ДБН В.1.2-10:2021, ДСТУ EN 14253:2014
Хімічні речовини	Використання лакофарбових матеріалів	Концентрація речовин: 0.02 мг/м ³	ДСТУ EN 689:2018, ДСанПіН 7.7.5-013-99
Ультрафіолетове випромінювання	Робота під прямими сонячними променями	УФ-індекс: 8	ДСТУ EN 170:2022
Теплове випромінювання	Робота в умовах високих температур	Температура: 35-40°C	ДСТУ EN 482:2016, ДСН 3.3.6.042-99

2. Заходи для уникнення шкідливої та небезпечної дії факторів

Небезпечний або шкідливий фактор	Заходи
Падіння з висоти	<p>Використання страхувальних систем і захисних огорожень.</p> <p>Інструктаж з безпеки та регулярна перевірка обладнання.</p> <p>Встановлення безпечних робочих платформ.</p>
Механічні травми	<p>Використання засобів індивідуального захисту (рукавички, захисні окуляри).</p> <p>Регулярна перевірка справності інструментів.</p> <p>Проведення інструктажів з техніки безпеки.</p>
Пил	<p>Використання захисних масок та респіраторів.</p> <p>Вентиляція робочих зон.</p> <p>Застосування обладнання для пиловидалення під час роботи.</p>
Шум	<p>Використання захисних навушників або вкладишів.</p> <p>Обмеження часу роботи з гучним обладнанням.</p> <p>Звукоізоляція робочих зон.</p>
Електричний струм	<p>Використання заземлених електроприладів.</p> <p>Регулярна перевірка ізоляції кабелів.</p> <p>Проведення інструктажів з техніки безпеки.</p>
Падіння важких предметів	<p>Використання касок і захисних черевиків.</p> <p>Належне кріплення і транспортування вантажів.</p> <p>Інструктаж з безпеки при роботі з вантажопідйомними механізмами.</p>
Вібрація	<p>Використання анти-вібраційних рукавичок.</p> <p>Обмеження часу роботи з вібраційними інструментами.</p> <p>Регулярні перерви для відпочинку.</p>
Хімічні речовини	<p>Використання захисних масок і рукавичок.</p> <p>Вентиляція робочих зон.</p> <p>Зберігання хімічних речовин у відповідних умовах.</p>
Ультрафіолетове випромінювання	<p>Використання захисного одягу та кремів від сонця.</p> <p>Обмеження часу перебування під прямими сонячними променями.</p> <p>Використання парасоль або тентів.</p>
Теплове випромінювання	<p>Використання захисного одягу.</p> <p>Регулярні перерви для охолодження та відпочинку.</p> <p>Постійний моніторинг температури в робочій зоні.</p>

3. Інженерний розрахунок небезпечного фактора (Шум)

Для визначення середньозваженого рівня шуму на робочому місці застосуємо формулу:

$$L_{eq} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{T} \sum_{i=1}^N T_i * 10^{\frac{L_i}{10}} \right)$$

Де:

L_{eq} - еквівалентний рівень шуму (дБ),

T - загальний час вимірювання (години),

T_i - час впливу рівня шуму L_i (години),

L_i - рівень шуму за час T_i (дБ).

Вихідні данні для розрахунку

Данні	Значення
T - загальний час вимірювання (години)	8
T_1 - час впливу рівня шуму L_1	2
T_2 - час впливу рівня шуму L_2	3
T_3 - час впливу рівня шуму L_3	3
L_1 - рівень шуму за час T_1 (дБ)	80
L_2 - рівень шуму за час T_2 (дБ)	75
L_3 - рівень шуму за час T_3 (дБ)	70

$$L_{eq} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{8} \left(2 * 10^{\frac{80}{10}} + 3 * 10^{\frac{75}{10}} + 3 * 10^{\frac{70}{10}} \right) \right)$$

$$L_{eq} = 76,1 \text{ дБ}$$

Отже, за розрахунком рівень шуму на робочому місці, знаходиться в межах норми.

Список використаних джерел інформації

1. Хільчевський В.К. Загальна гідрологія: Підручник / В.К. Хільчевський, О.Г. Ободовський, В.В. Гребінь та ін. / за ред. В.К. Хільчевського та О.Г. Ободовського — К.: Київський університет, 2008. — 399 с. — Режим доступу:<https://www.twirpx.com>
2. Дупляк О.В. Гідрологія і гідрометрія. Курс лекцій. — К.: КНУБА, 2005. — 124 с.
3. ДБН В.2.4.-8:2014 « Визначення розрахункових гідрологічних характеристик»;
4. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
5. Дупляк О.В. Гідротехнічні споруди: навчальний посібник. — К.: КНУБА, 2008. — 156 с.
6. ДСТУ-НБ EN 1991-1-1:2010.Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT).
7. ДСТУ-НБ 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).
8. Гідротехнічні водозабірні споруди: навч. посіб.: / С.В. Величко, О.В. Дупляк А.М. Рокочинський, Л.Р. Волк – Київ: КНУБА, 2022. – 256 с.
9. Видання. Гідротехнічні споруди. Основні положення. ДБН В.2.4-3:2010 – [Чинний від 2011-01-01] К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 28с. (національний стандарт України).
10. ДБН В.1.1-25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. К.: Мінрегіонбуд України, 2010 – 52
11. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист території від зсувів та обвалів. К: Мінрегіонбуд України, 2017 – 43
12. ДБН В.2.5-74:2013 Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. — К.: Мінрегіон України, 2013. — 180 с.
13. Кравчук А.М., Кравчук О.Я. Водопостачання і водовідведення: навчальний посібник. — К.: КНУБА, 2012. — 180 с.
14. Тугай А.М. Орлов В.О. Водопостачання: Підручник. — К.: Знання, 2009. — 735с.
15. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навч. посібник. — Київ: КНУБА, 2001.— 256 с.
16. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. Справочное пособие. М., Стройиздат, 1984. —116 с.
17. Шевченко Т.О., Ярошенко Ю.В., Яковенко М.М., Беляєва М.М. Насосні та повітродувні станції: Навч. посібник. — Харків: ХНУМГ, 2014. — 191 с.
18. КАТАЛОГ GRUNDFOS, LS Горизонтальные насосы двустороннего входа Расход до 3000 м³/ч, 50 Гц. — 51 с.— Режим доступу: <https://www.grundfos.com/by/support/documentation/catalogs>
19. Петренко О. Гідроелектростанції: конспект лекцій. Київ : КНУБА, 2019. 80 с.;

20. Петренко О. Гідроелектростанції. методичні вказівки до виконання курсового проекту. Київ : КНУБА, 2018. –36 с.;
21. Самойленко С.Г. Основи проектування гідроенергетичних вузлів: підручник.– Запоріжжя: ЗДІА, 2011. –388с.;
22. Будько В.І. Гідроенергетика. Курс лекцій: навчальний посібник.– Київ: Видавництво КПІ ім. І. Сікорського, 2023. –205 с.;
23. Малі річки України. Довідник (за ред. А.В. Ящика). – Київ: «Урожай», 1991. –294 с.;
24. Водне господарство в Україні (за ред. А.В. Ящика, В.М. Хорєва). – Київ: «Генеза», 2000. – 456 с.;
25. Ящик А.В., Грищенко Ю.М., Волкова Л.А., Пашенюк І.А. Водні ресурси: використання, охорона, відтворення, управління: підручник. – Київ: «Генеза», 2007. – 360 с.
26. Климук А.С. Водні шляхи і порти. Інтерактивний комплекс навчально-методичного забезпечення дисципліни. – Рівне: НУВГП, 2007. – 118 с.
27. Методичні вказівки до виконання курсового проекту “Судноплавний шлюз” студентами спеціальності “Гідротехнічне будівництво” /А.С.Климук, Рівне: НУВГП, 2006. – 28 с.
28. Законодавство України про охорону праці: у 3 т. – К.: Основа, 2008.- Т.1.-368 с., Т.2-352 с., Т.3-464 с.
29. Атаманчук П.С. Охорона праці в галузі: навчальний посібник / П.С. Атаманчук та ін. – К.: Центр учбової літератури, 2017. – 322 с.
30. Протоєрейський О. С. Охорона праці в галузі: навчальний посібник / О. С. Протоєрейський, О. І. Запорожець. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2005. – 268 с.