

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ДНІПРОВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»**



ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ЗЕМЛЕУСТРОЮ
Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

Є.А. Шерстюк
І.В. Чушкіна

**ПРОЄКТУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД
У СКЛАДНИХ УМОВАХ**

Методичні рекомендації до виконання практичних робіт
для здобувачів ступеня бакалавра освітньо-професійної програми «Гідротехнічне
будівництво та водна інженерія»
спеціальності «194 Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Дніпро
2024

Проектування гідротехнічних споруд у складних умовах [Електронний ресурс]: методичні рекомендації до виконання практичних робіт для здобувачів ступеня бакалавра освітньо-професійної програми «Гідротехнічне будівництво та водна інженерія» спеціальності «194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» / Є.А. Шерстюк, І.В. Чушкіна. – Д.: НТУ «ДП», 2024. – 38 с.

Автори:

Є.А. Шерстюк, канд. техн. наук, доцент кафедри гідрогеології та інженерної геології;

І.В. Чушкіна, к.т.н., доцент кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки.

Затверджено науково-методичною комісією спеціальності «194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» (протокол № 1 від 30.08.2024) за поданням кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки (протокол № 1 від 30.08.2024 р.).

Методичні рекомендації призначено для самостійної роботи здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальності «194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» під час вивчення дисципліни «Проектування гідротехнічних споруд у складних умовах». Наведено теоретичний та довідковий матеріали для виконання розрахунків і проектування протиерозійної гідротехнічної споруди – водозатримуючого валу-канави, а також проектування горизонтального систематичного дренажу досконалого типу та хвостосховища.

Рекомендації орієнтовано на активізацію розвитку практичних навичок в процесі навчальної діяльності здобувачів.

Відповідальна за випуск завідувач кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки д.т.н., проф. С.М. Гапєєв.

ЗМІСТ

ВСТУП	4
1 ПРАКТИЧНА РОБОТА 1. ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНОГО ВАЛҀУ-КАНАВИ	4
1.1 Етапи виконання роботи	4
1.2 Вихідні дані до виконання роботи	12
2 ПРАКТИЧНА РОБОТА 2. РОЗРАХУНОК ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СИСТЕМАТИЧНОГО ДРЕНАЖУ ДОСКОНАЛОГО ТИПУ	13
2.1 Етапи виконання роботи	13
2.2 Вихідні дані для виконання роботи	19
2.3 Приклад розрахунку горизонтального систематичного дренажу досконалого типу	24
3 ПРАКТИЧНА РОБОТА №3. РОЗРАХУНКИ ПАРАМЕТРІВ ХВОСТОСХОВИЩ.....	27
4 ПРАКТИЧНА РОБОТА №4. РОЗРАХУНОК ХВОСТОСХОВИЩ ПРОМИСЛОВИХ ВІДХОДІВ ПРИ ГІДРАВЛІЧНОМУ СПОСОБІ ЇХ РОЗМІЩЕННЯ.....	31
5 КРИТЕРІЇ ОЦІНЮВАННЯ ПРАКТИЧНИХ РОБІТ	35
6 Перелік використаних джерел	36

ВСТУП

Стихійний стік талих і дощових вод, безсистемний обробіток ґрунтів зумовлюють значні втрати вод місцевого стоку, змив родючого шару та швидкий ріст балок і ярів, замулення джерел, річок і водойм. Окрім шкоди господарству поверхневі стоки та ерозія призводять до погіршення умов розвитку природи, різко знижують продуктивність рослинного світу. Підвищення рівнів ґрунтових вод також на окремих ділянках можуть становити загрозу підтоплення та затоплення територій.

Методичні вказівки містять теоретичний та довідковий матеріали для виконання розрахунків і проектування протиерозійної гідротехнічної споруди – водозатримуючого валу-канави, а також проектування горизонтального систематичного дренажу досконалого типу та хвостосховищ. Методичні вказівки допомагають здобувачу опанувати проектування інженерних споруд для захисту територій у складних інженерно-геологічних умовах.

ПРАКТИЧНА РОБОТА №1 ПРОЄКТУВАННЯ ЗАХИСНОГО ВАЛУ-КАНАВИ

1.1 Етапи виконання роботи

Розрахунок гідрологічних показників. На довгих і крутих схилах під час сніготанення та злив утворюються великі об'єми стічних вод, що здійснюють інтенсивний розмив ґрунтів. Для запобігання ерозії будують спеціальні протиерозійні гідротехнічні споруди: водозатримуючі, водоскидні та водонаправлюючі.

Водозатримуючі споруди розраховуються на затримання суми одного із більших об'ємів зливого або талого стоку та твердого стоку за розрахунковий період. Даний об'єм визначаємо за формулою

$$W_{\text{розр}} = W_{\text{max}} + W_{\text{т.с.}}, \text{ тис.м}^3, \quad (1.1)$$

де W_{max} – один із більших об'ємів **зливого** або **талого стоку**, тис.м³; $W_{\text{т.с.}}$ – об'єм твердого стоку, тис.м³.

Об'єм максимального стоку **зливових** вод визначаємо за формулою

$$W_{\text{злив}} = 4,5 \cdot h_{3\%} \cdot F \cdot S \cdot k_{\text{ер}} \cdot k_{\text{л}} \cdot \lambda_2, \text{ тис. м}^3, \quad (1.2)$$

де $h_{3\%}$ – шар максимальної водовіддачі зливого стоку 3% забезпеченості за **10** хв, мм; F – площа водозбору приружної ділянки, км²; S – районний параметр, який враховує серійність дощів (для території України $S = 1,5$); $k_{\text{ер}}$ – коефіцієнт, який враховує вплив ґрунтів відносно прийнятих середніх умов і впливу розораності схилів водозбору (табл. 1.1); $k_{\text{л}}$ – коефіцієнт впливу лісових насаджень, який залежить від характеру розповсюдження і віку лісових насаджень на водозборі (табл. 1.2); λ_2 – перехідний коефіцієнт до різної забезпеченості (табл. 1.3), в цьому варіанті задачі приймемо забезпеченість 10%.

Максимальний об'єм стоку талих вод ($W_{\text{тал}}$) визначаємо за формулою

$$W_{\text{max}} = 100 \cdot A_c \cdot F \cdot S \cdot k_{2p} \cdot k_{nc} \cdot \lambda_4, \text{ тис. м}^3, \quad (1.3)$$

де A_c – максимальний шар стоку весняної повені 2% забезпеченості, $A_c=1,2A$, мм; k_{nc} – коефіцієнт, який враховує нерівномірність снігових запасів на невеликих водозборах (табл. 1.4); λ_4 – перехідний коефіцієнт до різної забезпеченості (табл. 1.5), в цьому варіанті задачі приймемо забезпеченість 10%.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнта k_{2p}

Ґрунт	Водозбір	
	нерозораний	розораний
Піщаний	0,7	0,5...0,6
Супіщаний	0,9	0,6...0,7
Суглинистий	1,0	0,8...0,9
Глинистий	1,1...1,3	0,9 ...1,0

Таблиця 1.2

Значення коефіцієнта k_l

Характер розповсюдження і вік лісових насаджень		k_l
1	Лісові насадження на усій водозбірній площі	0,74
2	Дорослий ліс покриває більшу частину водозбору	0,75
3	Лісопосадки на водозборі зріжені та молоді	0,84
4	Ліс займає меншу частину водозбору	0,85

Таблиця 1.3

Значення коефіцієнта λ_2

Забезпеченість, %	Максимальний шар зливого стоку 3%-ної забезпеченості, $h_{3\%}$	
	7,5...9,0 мм/хв	9,5...16,0 мм/хв
2	$\lambda_2 = 1,0$	$\lambda_2 = 1,0$
5	$\lambda_2 = 0,6$	$\lambda_2 = 0,8$
10	$\lambda_2 = 0,4$	$\lambda_2 = 0,6$

Таблиця 1.4

Значення коефіцієнта k_{nc}

Характеристика схилів і водозбору		k_{nc}
1	Відкриті схили, виражені на південь і південний-захід	0,7 ...0,8
2	Відкриті схили, виражені на північ і північний-захід	0,9...1,0
3	Замкнуті водозбори	1,0
4	Озимі, стерня, рідкий чагарник	1,0...1,1
5	Густий чагарник	1,1...1,2

Таблиця 1.5

Значення коефіцієнт λ_4

Забезпеченість, %	λ_4
2 %	1,0
5 %	0,85
10 %	0,8

Сумарний об'єм твердого стоку (змив ґрунтів, $W_{m.c.}$) визначаємо за формулою

$$W_{m.c.} = 0,1 \cdot R_0 \cdot F \cdot P = 0,1 \cdot (R_l + R_e) \cdot F \cdot P, \text{ тис.м}^3, \quad (1.4)$$

де R_0 – середньобогаторічна норма змиву ґрунту (твердий стік), м³/га·рік; R_l – середньобогаторічна величина змиву ґрунту від злив і дощів за теплий період року, м³/га; R_e – середньобогаторічна величина змиву ґрунту від талих вод у період весняного сніготанення, м³/га; P – розрахунковий період роботи протиерозійних споруд, років (при 10 % забезпеченості $P = 10$ років).

Дані про змив ґрунту приймаємо за найближчою протиерозійною станцією, а при відсутності за такими формулами.

Змив ґрунту від дощів визначається за формулою

$$R_l = \frac{\rho_l}{\gamma} \cdot k_{gp}^l \cdot k_{росл} \cdot k_{ух}, \text{ м}^3/\text{га}, \quad (1.5)$$

де ρ_l – середньобогаторічна величина змиву ґрунту з 1 га за літній період (приймається $\rho_l = 3$ т/га), т/га; γ – об'ємна маса наносів, т/м³ (табл. 6); k_{gp}^l – коефіцієнт, який залежить від ґрунту (табл. 1.7); $k_{росл}$ – коефіцієнт, який залежить від виду рослинності на водозборі (табл. 1.8); $k_{ух}$ – коефіцієнт ухилу, який залежить від довжини та крутизни схилу. (табл. 1.6, 1.7, 1.8, 1.9).

Таблиця 1.6

Об'ємна маса наносів, γ

Ґрунти	$\gamma, \text{ т/м}^3$
Легкосуглинисті (пісок, супісок)	1,0
Середньосуглинисті (суглинок)	1,3
Важкосуглинисті (глина)	1,4

Таблиця 1.7

Значення коефіцієнта k_{gp}^l

Ґрунти	k_{gp}^l
Підзолисті (розораність >25%)	0,5
Підзолисті (розораність 25-50%)	0,7
Деградовані і чорноземи	1,0
Чорноземи південні глинисті і суглинисті	2,0
Чорноземи приазовські суглинисті	3,0
Каштанові сухих степів, глинисті та суглинисті	5,0

Таблиця 1.8

Значення коефіцієнт $k_{росл}$

Вид поверхневої рослинності на водозборі	$k_{росл}$
--	------------

1	Оголена поверхня (пар)	1,5-2,0
2	Просапні культури	1,0
3	Ярові культури	0,4
4	Озимі культури	0,2
5	Однорічні трави випасів з рідкою травою	0,1
6	Багаторічні трави випасів з середньою та густою травою	0,05

Таблиця 1.9

Значення коефіцієнта k_{vx}

Параметр	Крутизна								
	2°			6°			10°		
Довжина, м	100	300	600	100	300	600	100	300	600
k_{vx}	0,3	0,6	0,9	1,0	1,7	2,6	2,0	3,5	5,0

Змив ґрунту від весняного сніготанення визначаємо за формулою

$$R_s = 0,1 \cdot A \cdot \frac{\rho_v}{\gamma} \cdot k_{гр}^1 \cdot k_{росл} \cdot k_{ух}, \frac{м^3}{га} \quad (1.6)$$

де A – середня висота шару весняного стоку (додаток), мм; ρ_s – питома середньобагаторічна величина змиву ґрунту в період весняного сніготанення з 1 га (приймається $\rho_s = 0,7$ т/га), т/га.

Визначений змив ґрунту слід порівняти з допустимими нормами змиву і встановити ступінь розвитку ерозійних процесів згідно табл. 1.10.

Таблиця 1.10

Допустимі річні норми та ступінь розвитку ерозійних втрат ґрунту, т/га

Ґрунти	Норма втрат ґрунту від ерозії, т/га	Ступінь розвитку ерозійних процесів перевищення над нормою (разів)		
		нормальні	задовільні	кризові
Дерново-підзолисті	ДО 1,5	<5	10...20	20 ...30
Чорноземи і каштанові	ДО 3,0	<10	20...30	30...50

Залежно від природно-господарських умов і ступеня розвитку ерозійних процесів необхідно обґрунтувати заходи боротьби з водною ерозією.

Проектування водозатримуючого валу-канави

Водозатримуючі вали-канави – інженерні гідротехнічні споруди для регулювання і затримання талих і зливових вод на схилах та охорони ґрунтів від водної ерозії. Затриманий ними стік, що накопичується у ставку перед валом, частково випаровується, а частина всмоктується в ґрунт.

Водозатримуючий вал-канави – це земляний вал, висотою до 2 м заввишки,

який розташований впоперек схилу і має перед собою канавку.

Вали-канави складаються з валу, ставочка, перемичок і шпор. Особливо ефективні такі споруди при закріпленні верхів'я діючих ярів. Довжина валу залежить від площі водозбору й об'єму стоку. При значній довжині валу його проектують у 2-3 ряди.

Скупчення значної маси води може викликати осідання ґрунтів, руйнування самої споруди і скид затриманої води, що у свою чергу зумовлює зсувні явища й утворення ярів. За необхідності, щоб зайва вода не переливалася через вал, на кінцях шпор улаштовують водозливні пороги.

Об'єм води, що затримується на один погонний метр валу-канави, і довжина шпор залежать від похилу схилу. Так, для похилів $5...8^\circ$ один погонний метр може затримувати $5...8 \text{ м}^3$ води. За обсягом зливого стоку визначається і довжина валу.

За типом і конструкцією валів-канал найбільш ефективними є вали трапецієвидної форми перерізу і канави у формі трикутника, які насипають і вирізають бульдозерами (рис. 1.1).

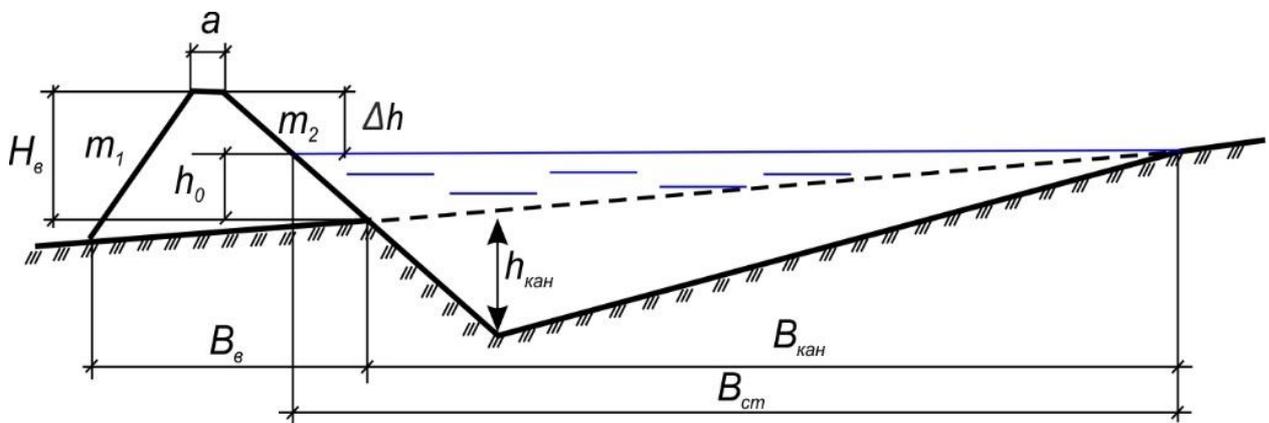


Рис. 1.1. Схема поперечного перерізу валу-канави:

H_e – висота валу, м; h_o – робоча висота валу, м; Δh – перевищення гребеня валу над робочою висотою, м; a – ширина гребеня валу, м; $h_{кан}$ – глибина канавки, м; B_e – ширина основи валу, м; $B_{кан}$ – ширина канавки, м; $B_{ст}$ – ширина ставка, м; m_1, m_2 – закладення верхового (сухого) та низового (мокрого) відкосу валу-канави.

Для захисту водозатримуючих валів-канал виконують уположення і засипання ярів та розмивин, а далі засівають багаторічними травами та створюють лісонасадження.

Розрахунок параметрів валу-канави.

Знайдений розрахунковий об'єм стоку повинен затримуватися валом-канавою з певною довжиною (L_B) та висотою валу (H_B).

Для визначення довжини валу-канави будуємо поперечний переріз валу-канави форми трапеції (рис. 1.1) та визначаємо площі поперечного перерізу ставка ($S_{ст}$) і канавки ($S_{кан}$), закладення укосів валу приймаємо 1:2 для мокрого та 1:1,5 для сухого відповідно.

Рекомендовано призначити таку глибину канавки $h_{кан}$, щоб її площа поперечного перерізу дорівнювала площі валу, або була дещо більшою, так як канавка є резервом для насипу валу.

Знаходимо висоту валу ($H_в$) за формулою

$$H_в = h_0 + \Delta h, \text{ м.} \quad (1.7)$$

де h_0 – робоча висота валу, м; Δh – перевищення гребня валу над робочою висотою, м (табл. 1.11). Якщо ґрунти супіщані, то перевищення Δh потрібно збільшити ще на 0,1 м.

Таблиця 1.11

Перевищення гребня валу над робочою висотою, Δh

Робоча висота валу, h_0	Δh , м
< 1 м	0,2
1...2 м	0,3
2...3 м	0,4

За рис. 1.1 встановлюємо ширину основи валу ($B_в$) та визначаємо його площу ($S_в$) за формулою

$$S_{\text{валу}} = \frac{a+B_в}{2} \cdot H_в, \text{ м.} \quad (1.8)$$

де a – ширина гребня валу, м; $B_в$ – ширина основи валу, м; $H_в$ – висота валу, м.

Визначаємо площу поперечного перерізу ставка за формулою

$$S_{\text{ст}} = \frac{h_0^2}{2 \cdot i} + \frac{h_0^2 \cdot m_2}{2}, \text{ м}^3, \quad (1.9)$$

де i – похил поверхні землі у місці розташування водозатримуючого валу-канави. Визначається за формулою

$$i = \frac{\nabla H_{\text{верхня}} - \nabla H_{\text{нижня}}}{l}, \text{ ‰}, \quad (1.10)$$

де $\nabla H_{\text{верхня}}$, $\nabla H_{\text{нижня}}$ – верхня, нижня відмітка поверхні землі, м;
 l – довжина ділянки розташування водозатримуючого валу, м.

Визначаємо площу канавки за формулою

$$S_{\text{кан}} = S_{\text{валу}}, \text{ м}^3 \quad \text{або} \quad S_{\text{кан}} = (1,1 \dots 1,15) \cdot S_{\text{валу}} \text{ м}^3. \quad (1.11)$$

Знаходимо глибину канавки за формулою:

$$h_{\text{кан}} = \frac{2 \cdot S_{\text{кан}}}{B_{\text{кан}}}, \text{ м.} \quad (1.12)$$

Ширину канавки $B_{\text{кан}}$ – знаходимо за кресленням.

Тоді, об'єм стоку, який буде затримуватися одним метром погонним валу-канави становитиме

$$W_{1\text{м.п.}} = (S_{\text{ст}} + S_{\text{кан}}) \cdot l_{\text{м.п.}}, \text{ м}^3, \quad (1.13)$$

де $l_{\text{м.п.}}$ – довжина одного метра погонного ($l_{\text{м.п.}} = 1 \text{ м}$), м.

Довжину валу-канави визначаємо за формулою

$$L_B = \frac{W_{\text{розр}}}{W_{1 \text{ м.п.}}}, \text{ м.} \quad (1.14)$$

Довжина валу-канави не повинна перевищувати 600 м.

Проектування валу-канави на плані

Вали-канави розміщуємо на водозбірній площі вище вершини яру. Вали трасуємо вздовж горизонталей, щоб забезпечити однакову їхню висоту по довжині.

Перший від вершини яру вал розміщуємо на відстані, яку знаходимо за формулою

$$L' = 3 \cdot H \cdot K, \text{ м,} \quad (1.15)$$

де H – глибина яру у його вершині, м; K – коефіцієнт запасу (для супісків, суглинків $K = 1,4$; для глин $K = 1,2$).

Глибину яру визначаємо за формулою

$$H = \nabla_{\text{п.з.}} - \nabla_{\text{д.я.}}, \text{ м,} \quad (1.16)$$

де $\nabla_{\text{п.з.}}$, $\nabla_{\text{д.я.}}$ – відповідно відмітка поверхні землі у вершині яру, та дна яру, м.

Із метою затримання води у валах-канавих, на кінцях валів, під кутом $110 \dots 130^\circ$ до осі валу, проектуємо шпори. Відмітка гребеня шпори така ж як і відмітка гребня валу

$$\nabla_{\text{г.в.}} = \nabla_{\text{п.з.}} + H_B, \text{ м,} \quad (1.17)$$

де $\nabla_{\text{г.в.}}$ – відмітка гребня валу, м.

Із метою попередження скиду всього об'єму води затриманого валом-канавою (у разі прориву валу) через кожні $60 \dots 100$ м влаштовуємо перемички. Гребінь перемички проектуємо на рівні робочої висоти валу

$$\nabla_{\text{г.п.}} = \nabla_{\text{п.з.}} + h_0, \text{ м} \quad (1.18)$$

де $\nabla_{\text{г.п.}}$ – відмітка гребня перемички, м.

Якщо на плані ділянки виявляється, що вал-канаву такої довжини розмістити неможливо, а також потрібно захистити два бокових верхів'я яру, тоді необхідно передбачити в основному верхів'ї яру двоярусне розміщення валів, а в бокових одноярусне. Відстань між валами приймаємо 30 м. Для кожного із запроєктованих валів-каналів визначаємо об'єми води, що будуть затримуватися.

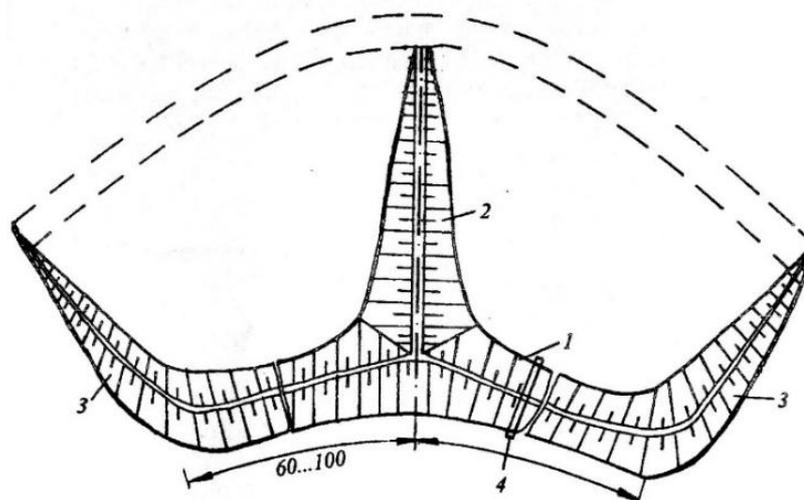


Рис. 1.2. Загальний вигляд водозатримуючого валу:
1 – вал; 2 – перемичка; 3 – шпора; 4 – водовипуск.

Розрахунок об'ємів земляних робіт при будівництві валу-канави.

При будівництві протиерозійних гідротехнічних споруд необхідно визначити об'єм земляних робіт.

Об'єм земляних робіт при будівництві валу-канави визначаємо за формулою

$$W_B = W_{\text{п.м.}} \cdot L_B, \text{ м}^3. \quad (1.19)$$

Об'єм земляних робіт зрізки родючого шару ґрунту в зоні будівництва валу-канави становитиме

$$W_{\text{рш}} = L_B \cdot L_0 \cdot h_{\text{рш}}, \quad (1.20)$$

де L_0 – ширина зони будівництва валу-канави, м; $h_{\text{рш}}$ – глибина родючого шару ґрунту (додаток).

$$L_0 = B_B + B_{\text{кан}}, \text{ м} \quad (1.21)$$

Площу планування профілю валу ($S_{\text{вал}}$) знаходимо за формулою

$$.. S_{\text{вал}} = L_B \cdot H_B (m_1^2 + 1 + m_2^2 + 1), \text{ м}^2 \quad (1.22)$$

Площу планування профілю канавки ($S_{\text{кан}}$) знаходимо за формулою

$$S_{\text{кан}} = L_B \cdot h_{\text{см}} (m_2^2 + 1 + m_3^2 + 1), \text{ м}^2. \quad (1.23)$$

Загальну площу планування земляних робіт при будівництві валу-канави ($S_{\text{заг}}$) знаходимо за формулою

$$S_{\text{заг}} = S_{\text{вал}} + S_{\text{кан}}, \text{ м}^2. \quad (1.24)$$

1.2 Вихідні дані до виконання роботи

Таблиця 1.12

Дані для розрахунку за варіантами

Варіант	Область дослідження		Водозбір (табл. 1)	Площа водозбору, км ²	Характер розповсюдження і вік лісових насаджень (табл. 2)	Характеристика схилів і водозбору (табл. 4)	Вид поверхневої рослинності на водозборі (табл. 8)	Середня висота шару весняного стоку А, мм	Робоча висота валу, м	Ширина гребеня валу, м	$h_{3\%}$ – шар максимальної водовіддачі зливового стоку 3% забезпеченості за 10 хв, мм $h_{3\%}$, мм	Довжина схилу, м	Крутизна схилу, град	Глибина родючого шару ґрунту, м
1	за варіантом	Суглинки, приазовські чорноземи	розораний	0,1	1	5	1	20	0,7	0,5	4	100	6	0,25
2					4	2	30	0,8	0,6	5	300	5	0,27	
3		Глини, чорноземи південні глинисті і суглинні	нерозораний	0,15	3	3	3	40	0,9	0,7	4	600	6	0,29
4					4	2	4	50	1,0	0,8	6	100	4	0,31
5		Супіски, підзолисті (розораність 25-50%)	розораний	0,1	1	1	5	60	1,1	0,9	4	300	5	0,33
6		2			5	6	70	1,2	1,0	5	600	6	0,35	
7		Піски, підзолисті (розораність >25%)	розораний	0,1	3	4	1	25	0,7	0,6	6	100	4	0,26
8		4			3	2	35	0,8	0,7	6	300	6	0,28	
9		Суглинки, чорноземи	нерозораний	0,15	1	2	3	45	0,9	0,8	5	600	5	0,3
10					2	1	4	55	1,0	0,9	4	100	5	0,32

ПРАКТИЧНА РОБОТА №2

РОЗРАХУНОК ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СИСТЕМАТИЧНОГО ДРЕНАЖУ ДОСКОНАЛОГО ТИПУ

2.1 Етапи виконання роботи

Під час розрахунку систематичного дренажу горизонтального типу необхідно визначити відстань між дренами, положення рівня ґрунтових вод після осушення, приплив ґрунтових вод до дрен і до колектора, діаметри та ухили труб дрен і колектора (рис. 2.1).

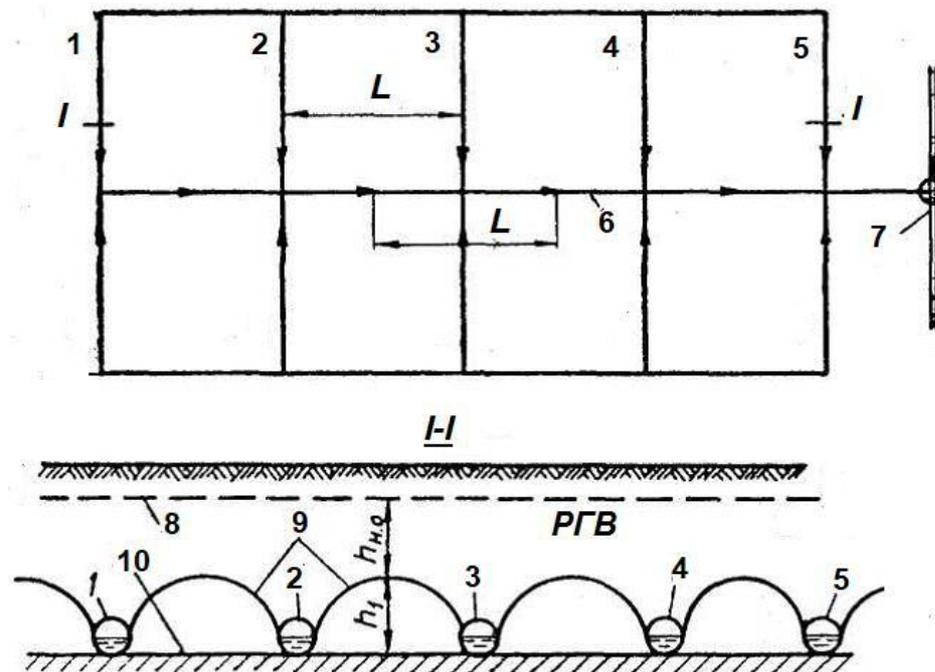


Рисунок 2.1 – Загальна схема осушувальної мережі досконалого систематичного дренажу:

1–5 – дрени-осушувачі; 6 – колектор; 7 – зливостоки; 8 – рівень ґрунтових вод (РГВ) до осушення; 9 – рівень ґрунтових вод при роботі дренажу; 10 – водотрив; $h_{н.о}$ – глибина пониження рівня ґрунтових вод; h_1 – висота шару води над водотривом; L – відстань між дренами

Вихідними даними для проектування систематичного дренажу є дані інженерних вишукувань по ділянці заданих розмірів. Для цього, по-перше, виконують топографічний план ділянки дренажу, виконаний в масштабі 1:1000–1:2000, створений на основі сітки квадратів зі сторонами 50 м × 50 м або 100 м × 100 м. По-друге, для отримання геологічних і гідрогеологічних даних у вершинах квадратів бурять розвідувальні свердловини з відбором зразків ґрунтів та вимірами глибин появи води.

Вихідні дані для виконання учбового завдання по варіантах наведено в таблиці 2.4, а дані інженерних вишукувань по майданчикам – у таблицях 2.5 і 2.6.

Далі, на основі топографічних, геологічних і гідрогеологічних даних по

грунтових вод за формулою:

$$S = h_{\text{доп}} - h_{\text{води}} + 0,5, \text{ м}, \quad (2.2)$$

де $h_{\text{доп}}$ – допустима мінімальна глибина залягання ґрунтових вод, м, (приймають за таблицею 2.1 у відповідності із заданим функціональним призначенням території, що вказано в таблиці 2.4); $h_{\text{води}}$ – мінімальна глибина появи води від поверхні землі на розрахунковому майданчику, м (взяти мінімальне значення по свердловинам із таблиці 2.5 або 2.6).

Таблиця 2.1

Допустима мінімальна глибина залягання рівня ґрунтових вод

Функціональне призначення території забудови	$h_{\text{доп}}, \text{ м}$
Багатоповерхова забудова без підвалів	2
Багатоповерхова забудова з підвалами	2,5
Малоповерхова садибна забудова	1,5
Парки, зелені насадження	1
Стадіони, спортивні майданчики, інші площинні споруди	0,5

Визначення середньої потужності водоносного горизонту.

Для подальших розрахунків потрібно визначити середню потужність водоносного горизонту H за формулою:

$$H = \frac{\sum H_i}{N} \quad (2.3)$$

де N – кількість свердловин; H_i – висота рівня підземних вод над водотривом в i -тій свердловині (рис. 2.1) яку розраховують так:

$$H_i = H_{\text{св}} - h_{\text{води}} - h_{\text{гл}}, \quad (2.4)$$

де $H_{\text{св}}$ – глибина свердловини, м (табл. 2.5, 2.6); $h_{\text{води}}$ – глибина появи води від поверхні землі в i -тій свердловині, м (табл. 2.5, 2.6); $h_{\text{гл}}$ – товщина глинистого шару ґрунту, м (табл. 2.5, 2.6).

Визначення відстані між дренами-осушувачами.

Відстань між дренами-осушувачами L :

$$L = 2(H - S) \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (2.5)$$

де K – коефіцієнт фільтрації ґрунтів, м/добу (визначають за таблицею 2.2 відповідно із заданим типом основного ґрунту за варіантами, що викладені в таблиці 2.4); ρ – величина інфільтрації поверхневої води, м/добу (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Середні значення параметрів K і ρ

Ґрунт	$K, \text{ м/добу}$	$\rho, \text{ м/добу}$
-------	---------------------	------------------------

Крупнозернисті піски	50	0,02
Середньозернисті піски	15	0,01
Дрібнозернисті піски	6	0,007
Супіски	0,4	0,002
Суглинки легкі	0,08	0,001

Розміщення дрен-осушувачів у плані проводять після побудови поверхні водотриву в ізолініях і визначення траси колектора.

Знаючи відстань між дренами, викреслюємо схему дрен в плані (див. приклади, наведені на рисунках 2.6 та 2.7) та по схемі визначаємо кількість дрен m .

Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени.

У розрахунку передбачається, що з обох боків на 1 м довжини дрени-осушувача надходить вода з прилеглої до неї території шириною смуги $\frac{L}{2} \cdot 2 = L$.

Питомі витрати (приплив) води на 1 м довжини дрени q знаходимо за формулою:

$$q = \rho \cdot L, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (2.6)$$

За довжини дрени L_d , визначеної за планом (це ширина ділянки – див. рис. 2.5–2.7), розрахункові витрати води у дрени Q_p^d складають:

$$Q_p^d = q \cdot L_d, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (2.7)$$

Розрахункові витрати в колекторі Q^k складуть:

$$Q^k = Q_p^d \cdot m, \quad (2.8)$$

де m – кількість дрен, що прилягають до колектора.

Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах.

Метою гідравлічного розрахунку систематичного дренажу є визначення діаметрів дренажної труби і колектора. При розрахунку діаметрів дренажних труб слід виходити з умови безнапірного руху води в них, тобто при неповному їх заповненні.

Розрахунок перерізу труби проводиться методом послідовних спроб, тобто спочатку визначають розрахункові витрати, потім задаються деяким перерізом з розрахунком пропускної спроможності при повному заповненні труб і надалі перевіряється відповідність прийнятого перерізу розрахунковим витратам. Для нормальної роботи дренажу його водозахоплююча здатність повинна перевищувати його розрахункову витрату.

Подальший розрахунок систематичного дренажу виконують повірочним методом, при якому попередньо задають мінімальні діаметри труб і значення ухилів дренажу, а потім розрахунком перевіряють прийнятність допущень.

Рекомендується для розрахунку першого наближення прийняти мінімальні значення діаметрів труб d і ухилів i :

- для дрен-осушувачів $d = 125$ мм, $i = 0,005$;
- для колектора $d = 200$ мм, $i = 0,003$.

Для оцінки пропускної здатності Q_n дренажної труби і труби колектора при їх повному заповненні використовують формулу Шезі для розрахунку витрат:

$$Q_n = \omega V, \text{ м}^3/\text{с}, \quad \text{або} \quad Q_n = 86400\omega V, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (2.9)$$

де ω – площа перерізу труби, м²; V – швидкість течії води в трубі, м/с.

$$\omega = \pi d^2/4, \quad (2.10)$$

де π – математична константа, яка дорівнює приблизно 3,14; d – діаметр труби (дрени або колектора), м.

Розрахункова швидкість води за повного заповнення труб визначається за формулою Шезі:

$$V = C\sqrt{Ri}, \text{ м/с}, \quad (2.11)$$

де R – гідравлічний радіус труби, м ($R = d/4$, d – діаметр труби, м); i – поздовжній ухил труби, тис. частки; C – коефіцієнт опору тертя по довжині труби (коефіцієнт Шезі), м^{0,5}/с.

Коефіцієнт Шезі знаходять за формулою М.М. Павловського:

$$C = \frac{1}{n}R^y, \text{ м}^{0,5}/\text{с}, \quad (2.12)$$

де n – коефіцієнт шорсткості, що характеризує матеріал труби (табл. 2.3);

Таблиця 2.3

Значення коефіцієнту шорсткості n (за Маннінгом)

Типи трубопроводів за матеріалом					
азбестоцементні	керамічні	залізобетонні	стальні	труби ПВХ	чавунні
0,011	0,014	0,011	0,012	0,01	0,012

Показник ступеня y розраховують із співвідношення:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75(\sqrt{n} - 0,1)\sqrt{R} \quad (2.13)$$

Далі перевіряємо відповідність прийнятого перерізу умовам необхідних (розрахункових) витрат (для дрени і для колектора):

$$Q_n \geq Q_p, \quad (2.14)$$

де Q_n – пропускна здатність при повному заповненні труби, м³/добу;

Q_p – розрахункові витрати води в дрені (колекторі), м³/добу.

Якщо ця умова не виконується, то задаємося більшими діаметрами труб і повертаємося до розрахунків за формулами (2.9-2.14) до виконання умови (2.14).

Далі обчислюють відношення розрахункових витрат труб за неповного заповнення до пропускної здатності труб за повного заповнення Q_p / Q_n (для дрени і для колектора).

Перехід від швидкості за повного заповнення труб до швидкості за неповного їхнього заповнення знаходять так:

$$V_1 = V \cdot \eta, \quad (2.15)$$

де V_1 – швидкість за неповного наповнення труб, м/с; η – перехідний коефіцієнт,

що визначає зміну швидкості (визначається за графіком із співвідношення Q_p / Q_n , див. рис. 2.3).

Знайдені швидкості руху води в дренажній мережі не повинні виходити за межі допустимих значень (від 0,2 м/с до 1,2 м/с).

Максимальну глибину заповнення дрен і колектора водою h розраховують множенням прийнятих величин відповідних діаметрів на співвідношення витрат:

$$h = d \cdot (Q_p / Q_n), \quad (2.16)$$

де Q_p – розрахункові витрати води в трубі; Q_n – пропускна здатність труби.

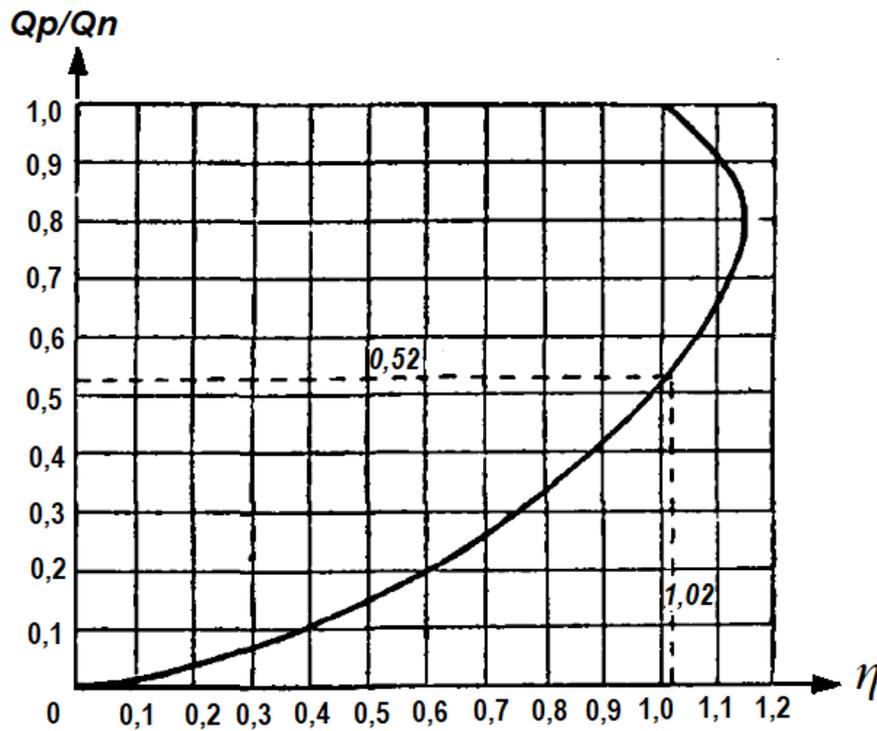


Рисунок 2.3 – Графік для визначення коефіцієнта η

Перевіркою пропускної здатності труб, допустимої швидкості течії в них води за певного рівня заповнення підтверджується правильність попередньо обраних параметрів дренажу.

2.2 Вихідні дані для виконання роботи

Таблиця 2.4

Вихідні дані для проектування дренажних систем по варіантах

Варіант	№ майданчика	Тип основного ґрунту	Функціональне призначення майданчика	Розміри майданчика (x,y), м	Матеріал дренажних труб
1	1	Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	500 × 400	керамічні
2		Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
3		Пісок дрібнозернистий	Малоповерхова садибна		

			забудова		
4		Супісок	Парк	500 × 350	
5		Супісок	Спортивний майданчик		
6	2	Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	500 × 300	азбестоце-ментні
7		Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
8		Пісок дрібнозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
9		Супісок	Парк	400 × 400	
10		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		
11	1	Супісок	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 400	керамічні
12		Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
13		Супісок	Малоповерхова садибна забудова		
14		Пісок дрібнозернистий	Парк	400 × 350	
15		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		
16	2	Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 350	азбестоце-ментні
17		Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
18		Супісок	Малоповерхова садибна забудова		
19		Суглинок легкий	Парк	400 × 300	
20		Супісок	Спортивний майданчик		
21	1	Пісок середньозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	450 × 300	керамічні
22		Пісок крупнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
23		Пісок середньозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
24		Пісок дрібнозернистий	Парк	500 × 400	
25		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		

Майданчик №1. Дані інженерно-геологічних вишукувань

Номер свердловини	Глибина свердловини, $H_{св}$, м	Глибина появи води від поверхні землі, $h_{води}$, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка (абс. відм. п. ов. землі), $H_{чор}$, м
			рослинний шар, h_p	суглинок, $h_{сугл}$	основний ґрунт, $h_{ог}$	глина, $h_{гл}$	
1-а	4,12	0,65	0,15	0,20	3,52	0,25	158,8
1-г	4,59	0,55	0,18	0,30	3,91	0,20	158,6
1-ж	4,62	0,80	0,25	0,25	3,87	0,25	158,3
1-к	4,92	1,3	0,15	0,40	4,07	0,30	158,1
3-а	4,02	0,25	0,10	0,10	3,57	0,25	158,25
3-г	5,07	1,45	0,16	0,30	4,37	0,24	158,86
3-ж	5,32	1,34	0,05	0,65	4,30	0,32	158,6
3-к	5,82	0,86	0,18	0,70	4,59	0,35	158,64
5-а	5,53	1,17	0,12	0,30	4,93	0,18	159,22
5-г	6,42	0,81	0,28	0,10	5,89	0,15	159,8
5-ж	6,21	1,01	0,14	0,15	5,79	0,13	159,18
5-к	6,25	0,66	0,12	0,10	5,81	0,22	158,87
7-а	5,40	0,30	0,13	0,05	5,09	0,13	159,68
7-г	5,35	0,62	0,12	0,40	4,71	0,12	159,32
7-ж	5,35	0,63	0,15	0,15	4,91	0,14	158,63
7-к	6,04	1,24	0,10	0,20	5,58	0,16	159,14
9-а	5,22	0,55	0,15	0,25	4,64	0,18	159,67
9-г	5,23	0,45	0,12	0,23	4,53	0,35	159,21
9-ж	4,80	0,35	0,22	0,10	4,33	0,15	158,47
9-к	5,70	0,60	0,25	0,30	5,05	0,10	159,11

Майданчик №2. Дані інженерно-геологічних вишукувань

Номер свердловини	Глибина свердловини, $H_{св}$, м	Глибина появи води від поверхні землі, $h_{води}$, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка (абс. відм. пов. землі), $H_{чор}$, м
			рослинний шар, h_p	суглинок, $h_{сугл}$	основний ґрунт, $h_{ог}$	глина, $h_{гл}$	
1-а	4,11	0,55	0,15	0,2	3,53	0,23	158,6
1-г	4,58	0,44	0,18	0,3	3,91	0,19	158,4
1-ж	4,65	0,7	0,25	0,25	3,92	0,23	158,1
1-к	4,95	1,25	0,17	0,42	4,04	0,32	157,9
3-а	4,01	0,15	0,1	0,1	3,57	0,24	158,05
3-г	5,05	1,35	0,1	0,3	4,42	0,23	158,66
3-ж	5,22	1,29	0,05	0,65	4,20	0,32	158,4
3-к	5,85	0,84	0,2	0,54	4,73	0,38	158,44
5-а	5,52	1,06	0,13	0,5	4,73	0,16	159,02
5-г	6,4	0,69	0,28	0,1	5,87	0,15	159,6
5-ж	6,22	1,01	0,14	0,15	5,80	0,13	158,98
5-к	6,3	0,58	0,14	0,18	5,62	0,36	158,67
7-а	5,41	0,19	0,13	0,5	4,56	0,22	159,48
7-г	5,34	0,46	0,12	0,4	4,69	0,13	159,12
7-ж	5,33	0,55	0,15	0,15	4,87	0,16	158,43
7-к	6,1	0,95	0,2	0,28	5,41	0,21	158,94
9-а	5,21	0,53	0,1	0,2	4,73	0,18	159,47
9-г	5,24	0,45	0,15	0,25	4,49	0,35	159,01
9-ж	4,8	0,23	0,13	0,23	4,21	0,23	158,27
9-к	5,55	0,55	0,25	0,35	4,83	0,12	158,91

Діаметри трубопроводу, мм:

50 75 100 125 150 200 250 300 350
 400 450 500 550 600 700 800 900 1000
 1100 1200 1250 1300 1400 1500 1750 2000 2500

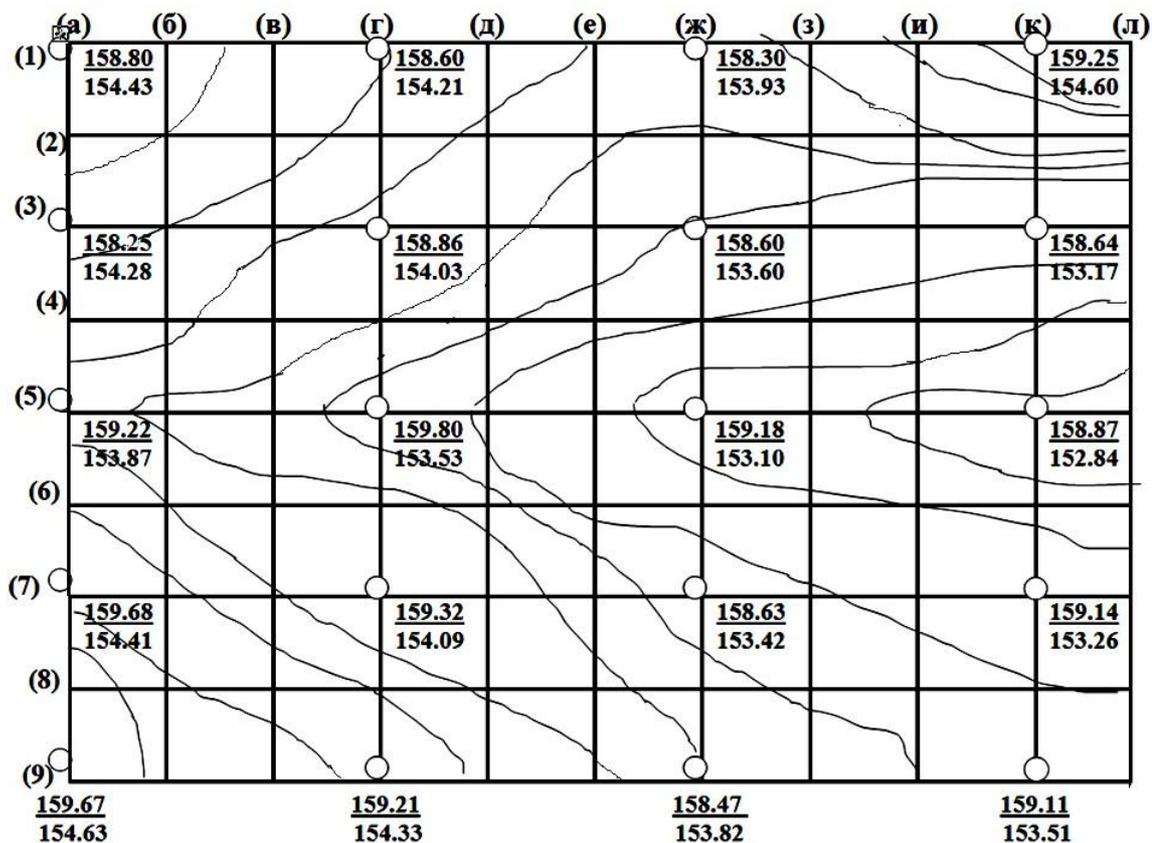


Рисунок 2.4 – План майданчика в ізогісах (приклад 1)

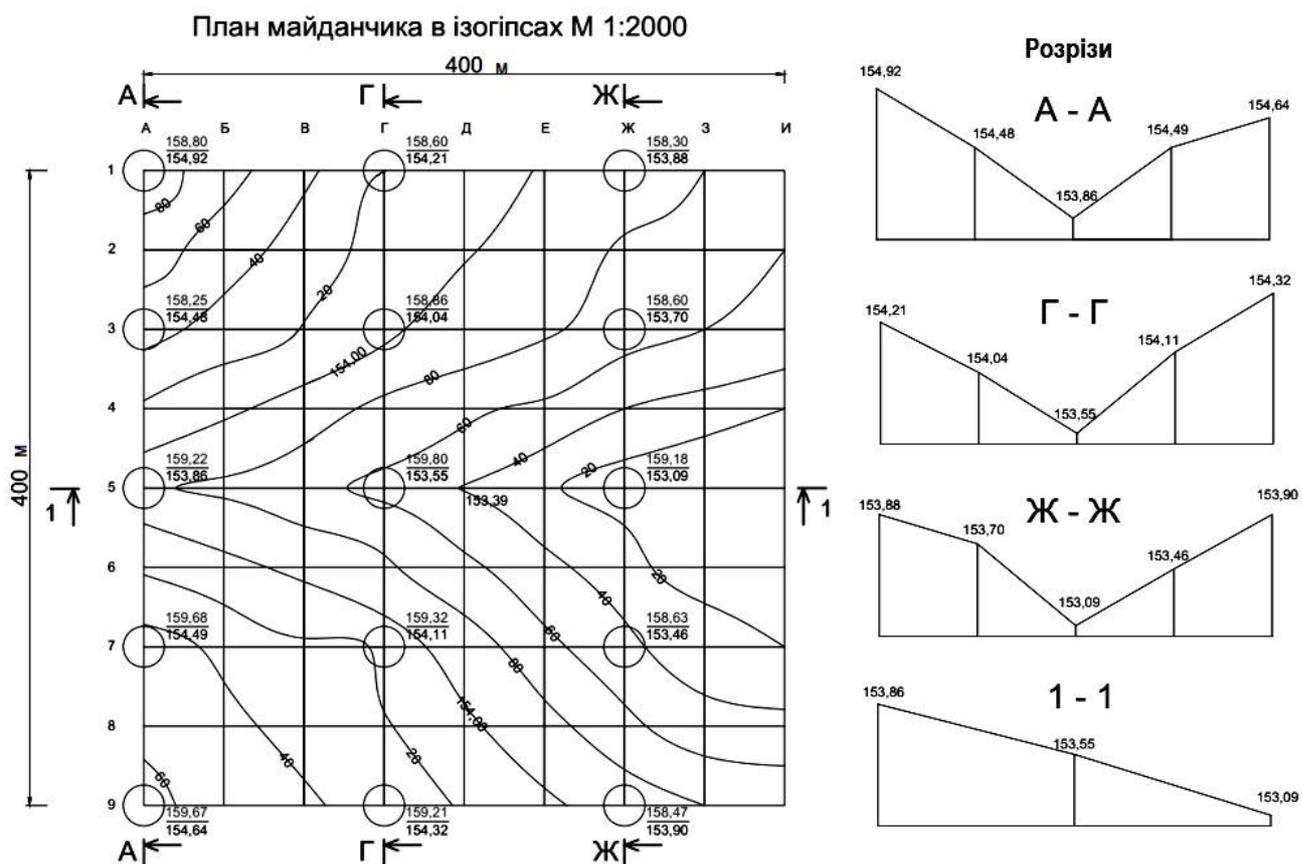


Рисунок 2.5 – План майданчика в ізогісах з розрізами (приклад 2)

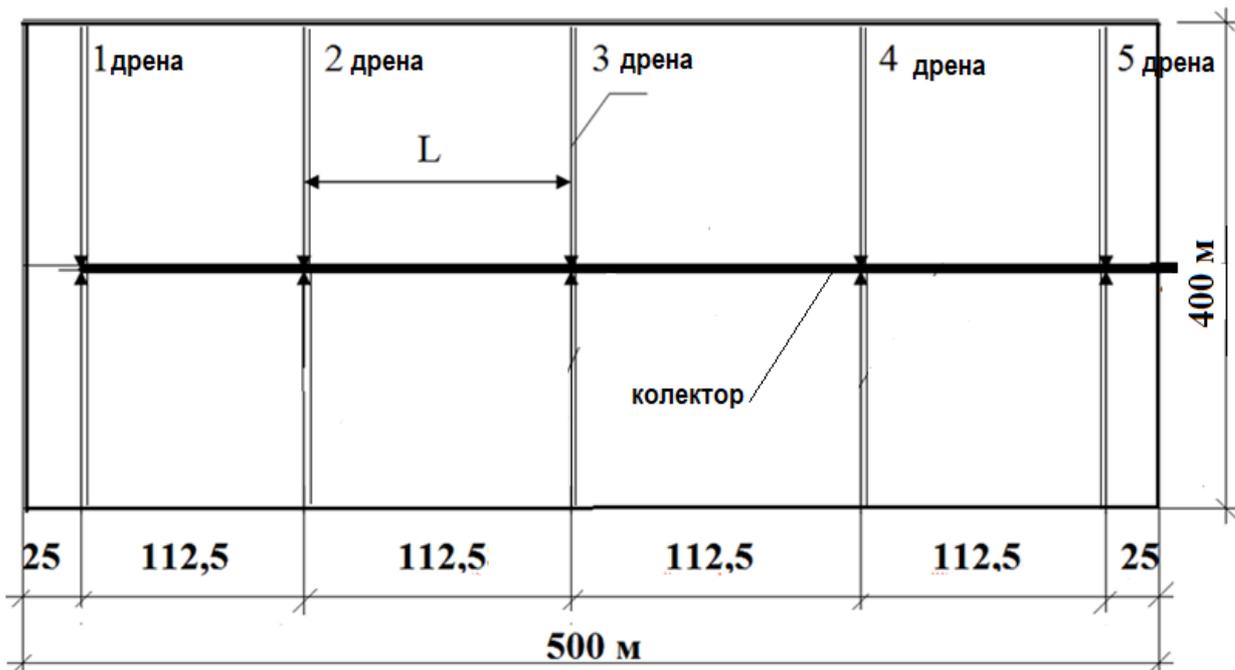


Рисунок 2.6 – Схема дрен в плані (приклад 1)

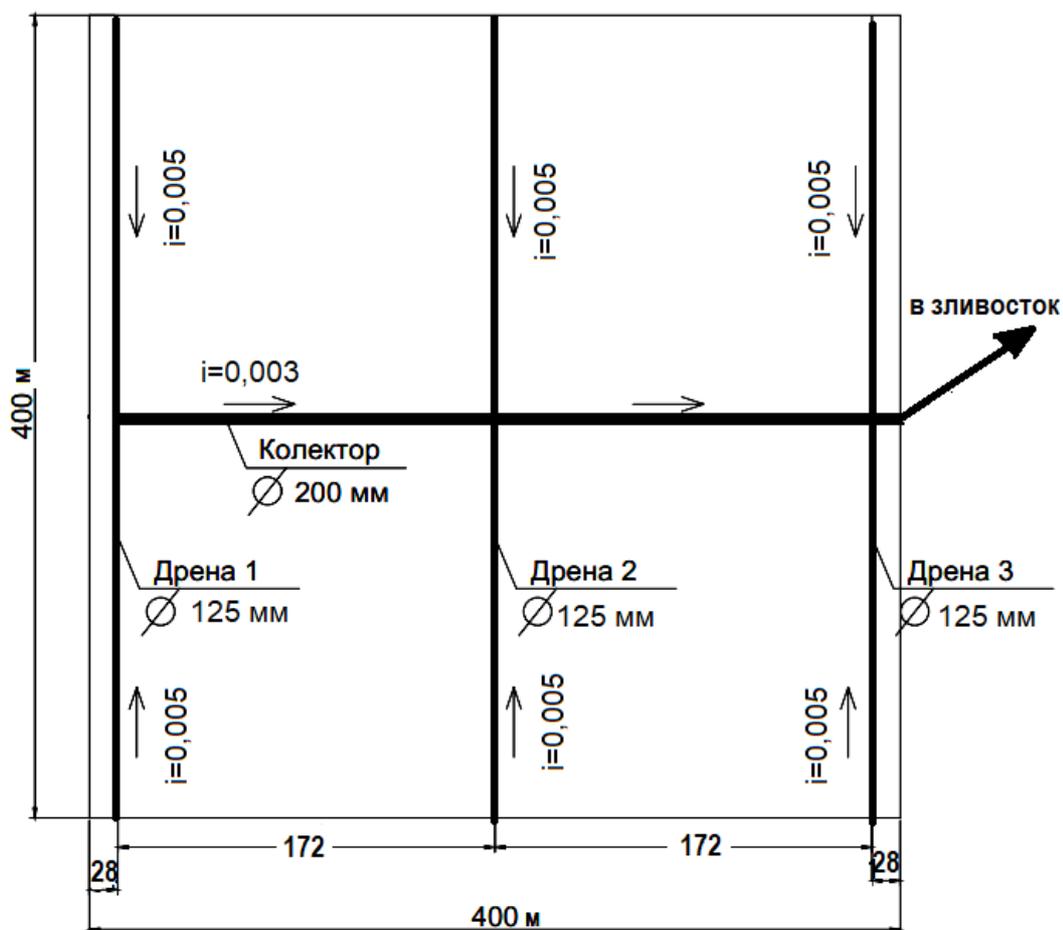


Рисунок 2.7 – Схема дрен в плані (приклад 2)

2.3 Приклад розрахунку горизонтального систематичного дренажу досконалого типу

Розмір ділянки – 400 м × 400 м.

Основний вид ґрунту – пісок дрібнозернистий.

Призначення ділянки – парк.

Тип матеріалу дренажних труб – керамічні.

Далі заповнюємо форму таблиці вихідних даних (табл. 2.7).

Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод

$$S = h_{\text{доп}} - h_{\text{води}} + 0,5 = 1 - 0,15 + 0,5 = 1,35 \text{ м.}$$

Визначення середньої потужності водоносного горизонту

$$N = \frac{\sum H_i}{N} = \frac{64,29}{15} = 4,29, \text{ м.}$$

Визначення відстані між дренами-осушувачами

$$L = 2(H - S) \sqrt{\frac{K}{\rho}} = 2(4,29 - 1,35) \sqrt{\frac{6}{0,007}} = 172,15 \approx 172 \text{ м.}$$

Таблиця 2.7

Вихідні дані для розрахунку (приклад)

№ свердловини	Глибина свердловини, м	Глибина появи води від поверхні землі, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка, $H_{\text{чор}}$, м	Розрахункові дані, м	
			рослинний шар	суглинок	основний ґрунт	глина		$H_{\text{ізог}}$	H_i
1-а	4,11	0,55	0,15	0,2	3,53	0,23	158,8	154,92	3,33
1-г	4,58	0,44	0,18	0,3	3,91	0,19	158,6	154,21	3,95
1-ж	4,65	0,7	0,25	0,25	3,92	0,23	158,3	153,88	3,72
3-а	4,01	0,15	0,1	0,1	3,57	0,24	158,25	154,48	3,62
3-г	5,05	1,35	0,1	0,3	4,42	0,23	158,86	154,04	3,47
3-ж	5,22	1,29	0,05	0,65	4,2	0,32	158,6	153,7	3,61
5-а	5,52	1,06	0,13	0,5	4,73	0,16	159,22	153,86	4,3
5-г	6,4	0,69	0,28	0,1	5,87	0,15	159,8	153,55	5,56
5-ж	6,22	1,01	0,14	0,15	5,8	0,13	159,18	153,09	5,08
7-а	5,41	0,19	0,13	0,5	4,56	0,22	159,68	154,49	5
7-г	5,34	0,46	0,12	0,4	4,69	0,13	159,32	154,11	4,75
7-ж	5,33	0,55	0,15	0,15	4,87	0,16	158,63	153,46	4,62
9-а	5,21	0,53	0,1	0,2	4,73	0,18	159,67	154,64	4,5
9-г	5,24	0,45	0,15	0,25	4,49	0,35	159,21	154,32	4,44
9-ж	4,8	0,23	0,13	0,23	4,21	0,23	158,47	153,9	4,34

Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени

Визначаємо питомі витрати (приплив) води на 1 м довжини дрени:

$$q = \rho \cdot L = 0,007 \cdot 172 = 1,2 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

За довжини дрени L_d , визначеної за планом (ширина ділянки), витрати у дрени складають:

$$Q_{p^d} = q \cdot L_d = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Кількість дрен $m = 3$ (див. схему розташування дрен). Тоді витрати в колекторі складуть:

$$Q_{p^k} = Q_d \cdot m = 480 \cdot 3 = 1440 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах

Для розрахунку першого наближення приймаємо мінімальні значення діаметрів труб і гідравлічних ухилів:

- для дрен-осушувачів $d = 125$ мм, $i = 0,005$;
- для колектора $d = 200$ мм, $i = 0,003$.

Розраховуємо гідравлічний радіус R .

Для дрени $R = d/4 = 0,125 / 4 = 0,03125$ м.

Для колектора $R = d/4 = 0,2 / 4 = 0,05$ м.

Розраховуємо показник ступеня y (2.13):

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75(\sqrt{n} - 0,1) \sqrt{R} =$$

Для дрени: $y = 2,5\sqrt{0,014} - 0,13 - 0,75(\sqrt{0,014} - 0,1) \sqrt{0,03125} = 0,163375$.

Для колектора: $y = 2,5\sqrt{0,014} - 0,13 - 0,75(\sqrt{0,014} - 0,1) \sqrt{0,05} = 0,162731$.

Розраховуємо коефіцієнт Шезі:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Для цього за таблицю 2.3 приймаємо коефіцієнт шорсткості $n = 0,014$ (використовуємо керамічні труби для дрен і для колектора).

Для дрени: $C = \frac{1}{0,014} 0,03125^{0,163375} = 40,548 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$

Для колектора: $C = \frac{1}{0,014} 0,05^{0,162731} = 43,869 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$

Далі розраховуємо швидкість води за повного заповнення труб:

$$V = C\sqrt{Ri}, \text{ м/с}.$$

Для дрени: $V = C\sqrt{Ri} = 40,548\sqrt{0,03125 \cdot 0,005} = 0,50685 \text{ м/с}.$

Для колектора: $V = C\sqrt{Ri} = 43,869\sqrt{0,05 \cdot 0,003} = 0,5373 \text{ м/с}.$

Визначаємо ω -площу перерізу труби, $\omega = \pi d^2 / 4 \text{ м}^2$.

Для дрени: $\omega = 3,14 \cdot 0,125^2 / 4 = 0,0123 \text{ м}^2$.

Для колектора: $\omega = 3,14 \cdot 0,2^2 / 4 = 0,0314 \text{ м}^2$.

Розраховуємо пропускну здатність труб при їх повному заповненні:

$$Q_n = 86400\omega V, \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Для дрени: $Q_n = 86400 \cdot 0,0123 \cdot 0,50685 = 537 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Для колектора: $Q_n = 86400 \cdot 0,0314 \cdot 0,5373 = 1457 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Перевіряємо відповідність прийнятого перерізу вимогам необхідних (розрахункових) витрат (для дрени і для колектора):

$$Q_n \geq Q_p$$

Для дрени: $Q_n = 537 \geq Q_p = 480 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Для колектора: $Q_n = 1457 \geq Q_p = 1440 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Перевіркою пропускну здатності труб підтверджується правильність попередньо обраних параметрів дренажу.

Далі обчислюємо відношення розрахункових витрат труб (при неповному заповненні) до пропускну здатності труб при повному заповненні Q_p / Q_n .

Для дрени: $Q_p / Q_n = 480 / 537 = 0,89$.

Для колектора: $Q_p / Q_n = 1440 / 1447 = 0,99$.

Визначаємо за графіком (рис. 2.3) перехідний коефіцієнт η із співвідношення

$$Q_p / Q_n.$$

Для дрени $\eta = 1,11$.

Для колектора $\eta = 1,01$.

Визначаємо розрахункову швидкість води за неповного заповнення труб.

$$V_1 = V \cdot \eta, \text{ м/с}.$$

Для дрени: $V_1 = 0,50685 \cdot 1,11 = 0,56 \text{ м/с}$.

Для колектора. $V_1 = 0,5373 \cdot 1,01 = 0,54 \text{ м/с}$.

Знайдені швидкості не виходять за межі допустимих значень (від 0,2 м/с до 1,2 м/с).

Максимальну глибину заповнення дрен і колектору водою розраховують множенням прийнятих величин діаметрів на співвідношення витрат:

Для дрени: $h_d = 125 \cdot 0,89 = 111,0 \text{ мм}$.

Для колектора. $H_k = 200 \cdot 0,99 = 198 \text{ мм}$.

3 ПРАКТИЧНА РОБОТА № 3

РОЗРАХУНКИ ПАРАМЕТРІВ ХВОСТОСХОВИЩ

Основні типи відвалів

При сухому способі розміщення відходів відвали влаштовують плоскими, платоподібними, одноярусними, багатоярусними, терасованими висотою 30–100 м (рис. 1). Причому для розміщування відходів найчастіше відводять непридатні для землекористування ділянки земель, тому відвали відходів можуть мати різну конфігурацію.

Для розрахунку об'ємів, площ поверхні й земельних ділянок, які займають відвали, їх розділяють на окремі фігури, для яких існують геометричні залежності, а отримані результати підсумують.

Горизонтальну площу, що обмежує тіло відвала зверху, називають гребенем; бічні сторони – укосами; нижню площу – основою.

Ухили укосів залежать від висоти відвала, властивостей відходів, які розміщують, властивостей ґрунтів основи. Закладання укосу – це проекція довжини укосу на горизонтальну поверхню (звичайно закладання укосу визначають, як відношення 1 метра висоти відвала до закладання укосу, що доводиться на 1 метр висоти, наприклад, 1:3; 1:2,5 і т.д., це означає, що на 1 метр висоти відвала закладання укосу становить 3 або 2,5 м).

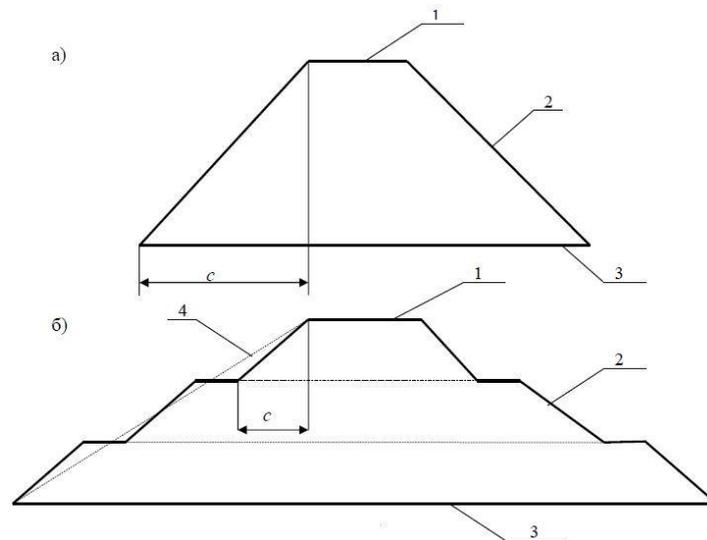


Рисунок 1 – Поперечні розрізи різних типів відвалів:

а) одноярусного; б) багатоярусного;

1 – гребінь; 2 – укіс; 3 – основа; 4 – усереднений укіс; c – закладання укосу;

При зведенні багатоярусних або терасованих відвалів зменшується середній ухил укосу відвала, що підвищує його стійкість, крім того, поліпшуються умови під'їзду транспорту.

Приклад розрахунку

Завдання 1

Визначити об'єм, площу поверхні відвала відходів і площу земельної ділянки яку він займає, при наступних вихідних даних:

- висота відвала – $H = 40$ м;
- ширина гребеня – $b = 10$ м;
- довжина основи – $L = 800$ м;
- закладання укосу – $1 : m = 1:2$.

Рішення

Схему відвалу представлено на рисунку 2.

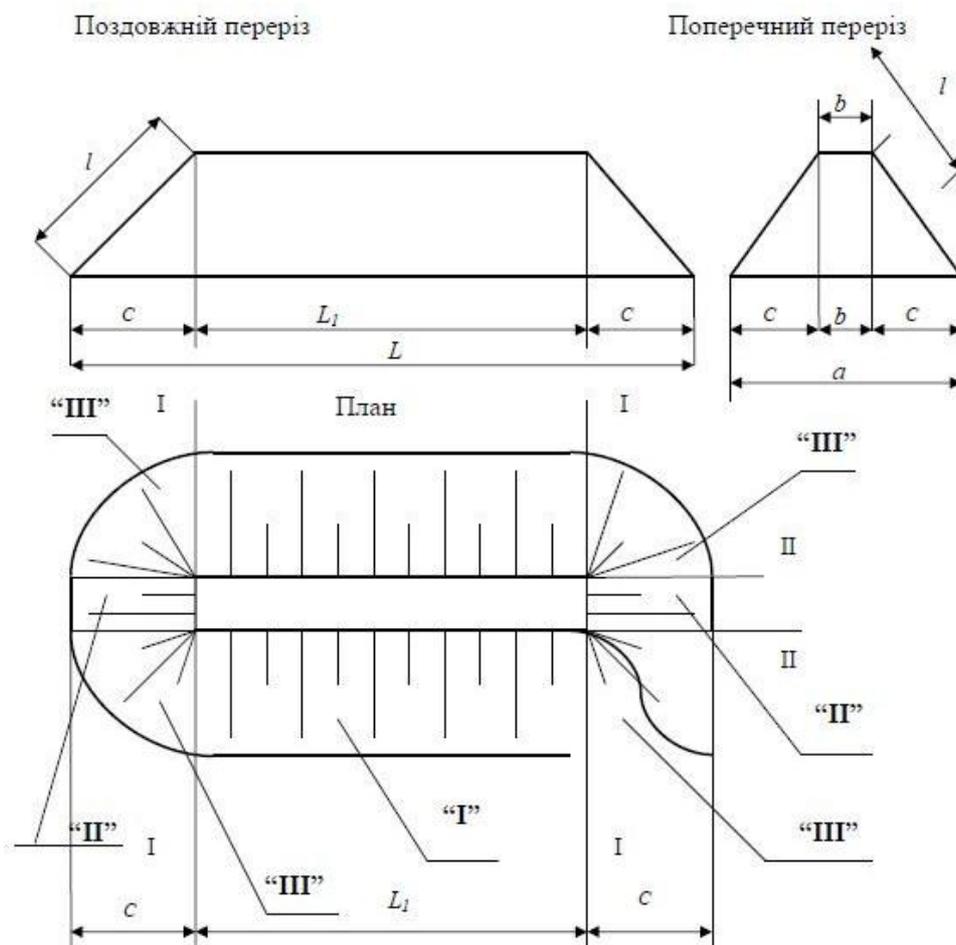
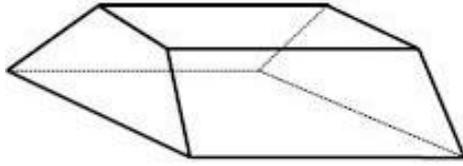


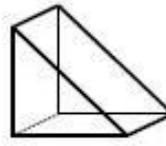
Рисунок 2 – Схема відвалу

Для розрахунку розділяємо відвал на окремі фігури, для яких існують геометричні залежності: призму "I", 2 призми "II" і чотири $\frac{1}{4}$ конуса "III" (рис. 3)

Призма – “І”



Призма – “ІІ”



Четыре ¼ конуса – “ІІІ”

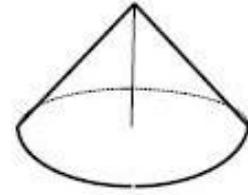


Рисунок 3 – Представлення відвала у вигляді простих геометричних тіл

Визначення об'єму відвала

Об'єм призми “І” визначаємо за залежністю:

$$V_{np.1} = F_1 \cdot H_1,$$

де F_1 – площа поперечного перерізу призми “І”;

H_1 – висота призми, дорівнює в цьому випадку L_1 .

$$L_1 = L - 2 \cdot H \cdot m = 800 - 2 \cdot 40 \cdot 2 = 640 \text{ м};$$

$$a = H \cdot m + b + H \cdot m = 40 \cdot 2 + 10 + 40 \cdot 2 = 170 \text{ м};$$

$$F_1 = \frac{a+b}{2} H = \frac{170+10}{2} 40 = 3600 \text{ м}^2$$

$$V_{np.1} = 3600 \cdot 640 = 2304000 \text{ м}^3.$$

Об'єм призми “ІІ” визначаємо за виразом:

$$V_{np.2} = F_2 \cdot H_2,$$

де F_2 – площа поперечного перерізу призми “ІІ”;

H_2 – висота призми, дорівнює в цьому випадку b .

$$F_2 = \frac{c+H}{2}; \quad c = H \cdot m = 40 \cdot 2 = 80 \text{ м}$$

$$F_2 = 1600 \text{ м}^2; \quad V_{np.2} = 1600 \cdot 10 = 16000 \text{ м}^3.$$

Об'єм чотирьох ¼ конуса “ІІІ” визначаємо за залежністю:

$$V_{кон.} = 1/3 \pi \cdot R^2 \cdot H = 267947 \text{ м}^3, \quad \text{де } R = c.$$

Об'єм відвала визначаємо за виразом:

$$V_{отв.} = V_{np.1} + 2 \cdot V_{np.2} + V_{кон.} = 2304000 + 2 \cdot 16000 + 267947 = 2603947 \text{ м}^3.$$

Визначення площі поверхні відвала

Площу поверхні відвала відходів розраховують з метою визначення поверхні пиління, об'єму земляних робіт при рекультивації відвалів, визначення поверхневого стоку з поверхні відвала тощо.

Площу поверхні призми “І” визначаємо за залежністю:

$$S_{нов.пр.1} = (2 \cdot l + b) \cdot L_1,$$

де l – довжина укосу, обумовлена виразом

$$l = \sqrt{H^2 + c^2} = 89,44$$

$$S_{нов. пр.1} = (89,44 \cdot 2 + 10) \cdot 640 = 120883 \text{ м}^2$$

Площу поверхні призми “II” визначаємо за виразом:

$$S_{нов. пр.2} = b \cdot l = 10 \cdot 89,44 = 894,4 \text{ м}^2$$

Площу поверхні чотирьох $\frac{1}{4}$ конуса “III” визначаємо за залежністю:

$$S_{кон.} = \pi \cdot R \cdot l = 3,14 \cdot 80 \cdot 89,44 = 22467 \text{ м}^2$$

Площа поверхні відвала дорівнює:

$$S_{нов. відв.} = S_{нов. пр.1} + S_{нов. пр.2} + S_{кон.} = 120883 + 894,4 \cdot 2 + 22467 = 145139 \text{ м}^2$$

Визначення площі земельної ділянки, яку займає відвал

Площа земельної ділянки, яку займає призма “I”, визначаємо за залежністю:

$$S_{зем. діл. пр.1} = (2 \cdot c + b) L_1 = (80 \cdot 2 + 10) \cdot 640 = 108800 \text{ м}^2$$

Площа земельної ділянки, яку займає призма “II”, визначаємо за залежністю:

$$S_{зем. діл. пр.2} = b \cdot c = 10 \cdot 80 = 800 \text{ м}^2$$

Площа земельної ділянки, що займають чотири $\frac{1}{4}$ конуса “III” визначаємо за виразом:

$$S_{зем. діл. кін.} = \pi R^2 = 3,14 \cdot 80^2 = 20096$$

м^2 Площа земельної ділянки, яку займає відвал, дорівнює

$$S_{отв.} = S_{зем. діл. пр.1} + S_{зем. діл. пр.2} + S_{зем. діл. кін.}$$

$$S_{отв.} = 108800 + 800 \cdot 2 + 20096 = 130496 \text{ м}^2 \approx 13,0 \text{ га}$$

Відповідь: об’єм відвала дорівнює 2603947 м^3 ; площа поверхні відвала – 145139 м^2 ; площа земельної ділянки, яку займає відвал, становить близько $13,0 \text{ га}$.

Примітки для оформлення

Тип відвалу (хвостосховища) – **однорусний**, з прямолінійними укосами.

Розрахунок виконується з визначенням: об’єму хвостосховища; площі поверхні; площі земельної ділянки, що займається відвалом.

Геометрична схема відповідає прикладу, наведеному в методичних вказівках

Нормативна база проєктування хвостосховища з офіційними посиланнями на: ДБН В.2.4-5:2012 «Гідротехнічні споруди. Основні положення проєктування»; ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерно-геологічні вишукування для будівництва»; ДБН А.2.1-1:2014; Водний кодекс України.

Таблиця – Вихідні дані для практичної роботи №3

Вихідні дані для виконання розрахунків параметрів хвостосховища приймаються відповідно до варіанту завдання. Розрахунки виконуються згідно з вимогами ДБН В.2.4-5:2012, ДБН В.1.1-46:2017 та чинних нормативних документів.

Варіант	Висота відвала Н, Ширина гребеня b, Довжина основи L, Закладання укосу 1 :			
	м	м	м	м
1	30	8	600	1 : 2,0
2	35	10	650	1 : 2,0
3	40	10	700	1 : 2,5
4	45	12	750	1 : 2,5
5	50	12	800	1 : 3,0
6	55	14	850	1 : 3,0
7	60	14	900	1 : 3,0
8	65	16	950	1 : 3,5
9	70	16	1000	1 : 3,5
10	75	18	1050	1 : 4,0

4 ПРАКТИЧНА РОБОТА № 4

РОЗРАХУНОК СХОВИЩ ПРОМИСЛОВИХ ВІДХОДІВ ПРИ ГІДРАВЛІЧНОМУ СПОСОБІ ЇХ РОЗМІЩЕННЯ. ГІДРАВЛІЧНИЙ СПОСІБ РОЗМІЩЕННЯ ВІДХОДІВ

Гідравлічний спосіб розміщення відходів полягає в транспортуванні відходів у суміші з водою (у вигляді пульпи) по трубопроводах за допомогою насосів і скиданні їх у сховище. Скидання пульпи в сховище здійснюють за допомогою випусків, що розсіюють, або торцевим способом. Гідравлічний спосіб застосовують для відходів, що утворюються при мокрому способі збагачення, пилу, золи ТЕС, що уловлюють мокрим способом, шлаків і інших відходів, що перебувають у насиченому водою стані. Трубопроводи, за допомогою яких транспортують пульпу від підприємства, а також розподіляють її по сховищу, називають пульповодами. Розподільчі пульповоди розміщують на гребенях первинних і вторинних дамб. При заповненні одного ярусу

сховища їх переносять на наступний ярус.

Пульпа – це суміш твердих відходів і води. Основними характеристиками її є консистенція, щільність часток пульпи, гранулометричний склад відходів і інші показники.

Консистенція пульпи – це співвідношення маси твердих відходів до маси рідини (Т:Р). Консистенція пульпи може змінюватися у великих межах (від 1:1 до 1:30) і залежить від щільності часток хвостів, витрати пульпи, відстані транспортування, діаметра пульповодів, напірного устаткування й інших факторів.

Щільність часток пульпи ρ_n – співвідношення маси часток пульпи до її об'єму визначають за формулою

$$\rho_{\Pi} = \frac{T+P}{\frac{T}{\rho_{\text{ч.хв}}} + \frac{P}{\rho_{\text{в}}}}, \text{ т/м}^3 \quad (1)$$

де $\rho_{\text{ч.хв}}$ – щільність часток відходів, т/м³;

$\rho_{\text{в}}$ – щільність води, дорівнює 1 т/м³.

Сховища відходів

Залежно від рельєфу місцевості розрізняють наступні типи сховищ відходів (рис. 6.):

а) балочні, влаштовані в балках або ярах, шляхом перегороджування їх дамбами;

б) рівнинні, влаштовані на рівній місцевості шляхом огорожування її дамбами по периметру;

в) заплавні, влаштовані в заплавах рік, шляхом огорожування їх із двох або трьох сторін дамбами;

г) косогірні, що примикають з однієї сторони до косогору, а з інших трьох сторін огорожені дамбами;

д) котлованні, влаштовані в котлованах старих кар'єрів, при цьому зведення дамб не потрібно.

Сховища відходів залежно від способу зведення розділяють на:

а) наливні, в яких дамби, що огорожують, зводять з природних матеріалів відразу на всю висоту, при цьому потрібні великі капітальні витрати;

б) наливні (поступового заповнення), в яких спочатку зводять первинну дамбу із природних матеріалів невеликої висоти, а потім поступово відсипають вторинні дамби з відходів у процесі експлуатації сховища.

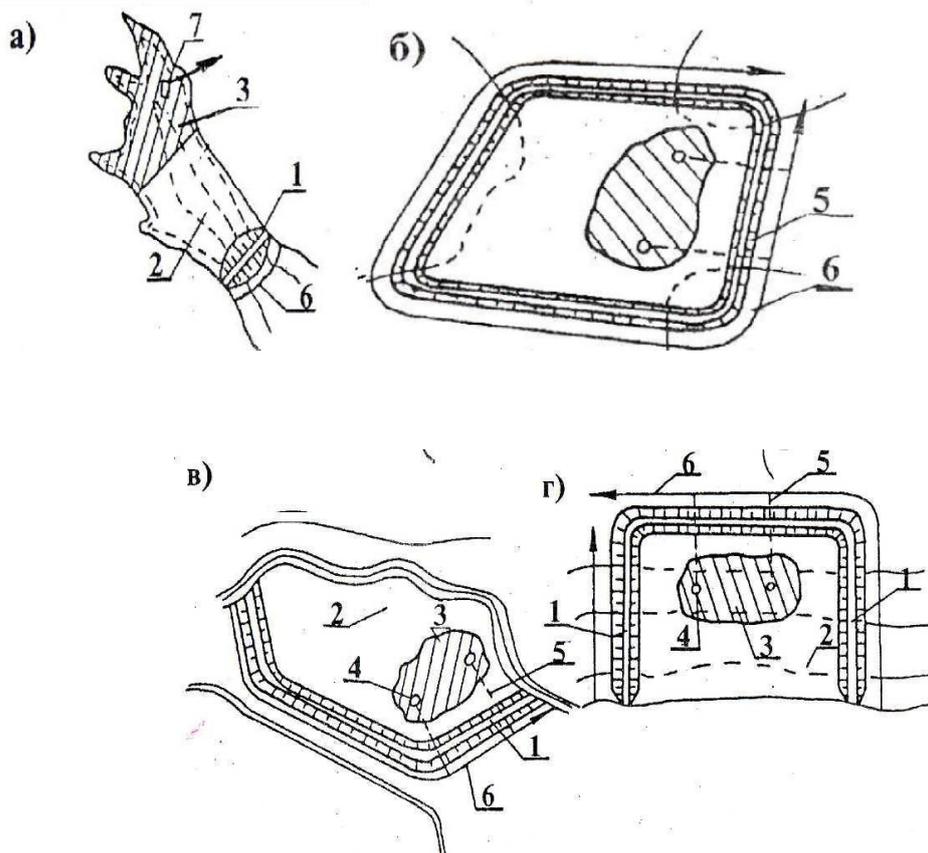


Рисунок 6 – Типи сховищ:

а) балочне; б) рівнинне; в) заплавне; г) косогірне; 1 – дамба; 2 – надводний пляж; 3 – ставок-відстійник; 4 – водоскидний колодязь; 5 – водоспускний колектор; 6 – збірна канава; 7 – плавуча насосна станція

У комплекс сховища входять огорожувальна дамба, надводний пляж, ставок-відстійник, пульповоди, водоскидні, дренажні й інші спорудження.

Огорожувальна дамба, складається з первинної дамби й вторинних дамб. Первинна дамба – це насип із природних матеріалів або з розкритих порід кар'єрів висотою 5–10 м, призначена для улаштування сховища першої черги.

Вторинні дамби після заповнення сховища першої черги зводять по ярусах з намитих хвостів за допомогою будівельної техніки (бульдозерів, скреперів, екскаваторів і інших механізмів), основою вторинних дамб є відходи надводних пляжів сховища. Висота вторинних дамб, у основному, становить 2,5–3 м.

Ємкість сховища складається з об'ємів розміщених хвостів і ставка-відстійника, призначеного для освітлення води.

Об'єм сховища повинен бути достатнім для прийому хвостів на період проектного терміну експлуатації, його визначають за наступною залежністю:

$$W = \frac{G_{\text{хв}} \cdot t_{\text{е}}}{\rho_{\text{с.хв}} \cdot K_{\text{зап}}}, \text{ м}^3 \quad (2)$$

де $G_{\text{хв}}$ – маса розміщених відходів за один рік, т; $t_b t_e$ – термін експлуатації сховища відходів, років;

$\rho_{\text{с.хв}}$ – середня щільність сухих відходів у сховищі, т/м³

$K_{\text{зап.}}$ – коефіцієнт заповнення сховища, що характеризує практичну можливість заповнення його геометричного об'єму.

Повне заповнення сховища неможливе, тому що в сховищі влаштовують ставок-відстійник, що забезпечує необхідне освітлення води. Рекомендується приймати коефіцієнт заповнення сховища, таким що дорівнює 0,75–0,8.

Геометричний об'єм сховища визначають за даними топографічної зйомки місцевості й закладання укосів дамби шляхом схематизації його форми до геометричної фігури (зрізаний конус, зрізана піраміда, призма й т.д.).

Приклад розрахунку

Гірничо-збагачувальний комбінат видаляє хвости збагачення в хвостосховище гідротранспортом у вигляді пульпи. Визначити річний вихід хвостів на комбінаті за масою – $G_{\text{хв}}$. Для розрахунку прийняти наступні вихідні дані:

- витрата пульпи – $Q_n = 40000 \text{ м}^3/\text{год.}$;
- консистенція пульпи за масою – $T:P = 1:15$;
- щільність часток хвостів – $\rho_{\text{ч.хв}} = 3 \text{ т/м}^3$; щільність води – $\rho_{\text{в}} = 1 \text{ т/м}^3$.

Рішення

Відповідно до формули (4) визначаємо щільність часток пульпи:

$$\rho_{\text{п}} = \frac{T+P}{\frac{T}{\rho_{\text{ч.хв}}} + \frac{P}{\rho_{\text{в}}}} = \frac{1+15}{\frac{1}{3} + \frac{15}{1}} = 1,043 \text{ , т/м}^3$$

Визначаємо пульпи витрату за масою:

$$Q_{\text{п. за масою}} = 40000 \cdot 1,043 = 41720 \text{ т/год}$$

Визначаємо вихід хвостів на комбінаті за масою:

$$G_{\text{хв}} = \frac{Q_{\text{п. за масою}}}{T+P} = \frac{41720}{16} = 2607,5 \text{ т/год}$$

Визначаємо річний вихід хвостів, приймаючи 365 робочих діб у рік на комбінаті, тобто ($G_{\text{хв}}$): помножте годинний вихід на кількість годин у році (24 години \times 365 днів):

$$G_{\text{хв.}} = 2607,5 \cdot 24 \cdot 365 = 22841700 \text{ т/рік}$$

Відповідь: на комбінаті утворюється 22841700 т/рік хвостів.

Таблиця варіантів до практичної роботи №4

№ варіанта	Витрата пульпи (Qп), м³/год	Консистенція пульпи (Т:Р)	Щільність часток хвостів (ρч.хв), т/м³	Щільність води (ρв), т/м³
1	40000	1:15	3,0	1,0
2	35000	1:10	2,8	1,0
3	45000	1:20	3,2	1,0
4	30000	1:12	2,7	1,0
5	50000	1:18	3,5	1,0
6	25000	1:8	2,6	1,0
7	42000	1:14	2,9	1,0
8	38000	1:16	3,1	1,0
9	48000	1:25	3,3	1,0
10	33000	1:11	2,8	1,0

5 КРИТЕРІЇ ОЦІНЮВАННЯ ПРАКТИЧНИХ РОБІТ

Навчальні досягнення здобувачів вищої освіти за результатами вивчення курсу оцінюватимуться за шкалою, що наведена нижче.

Шкали оцінювання навчальних досягнень студентів НТУ «ДП»

Рейтингова	Інституційна
90...100	відмінно / Excellent
74...89	добре / Good
60...73	задовільно / Satisfactory
0...59	незадовільно / Fail

Розподіл максимальної кількості балів за складовими поточного контролю подано у таблиці нижче.

Теоретична частина	Практична частина		Разом
	Своєчасне складання	Несвоєчасне складання	
60	40	30	100

Практичні роботи приймаються за відповідністю результатів і звіту поставленому завданню, у формі захисту з відповідями на контрольні запитання.

За кожну практичну роботу здобувач вищої освіти може отримати максимально до 20 балів відповідно до критеріїв оцінювання, наведених у таблиці нижче.

Критерії оцінювання виконання практичних робіт та захисту роботи здобувачем	Оцінка, балів
Результати виконання роботи вірні згідно з вимогами, описаними в завданні та сформульованими викладачем в ході занять. Звіт оформлено логічно, без мовних помилок, з дотриманням загальних вимог та правил. Матеріал викладено в логічній послідовності, а власні висновки студента відповідають темі практичного завдання. Продемонстровано високий рівень засвоєння знань і набуття вмінь. На поставлені питання викладача при захисті роботи надані вірні відповіді.	19-20
Результати виконання роботи вірні згідно з вимогами, описаними в завданні та сформульованими викладачем в ході занять. Показано володіння достатнім обсягом знань і вмінь під час виконання завдання; самостійність в отриманні результатів, але з незначними неточностями. Звіт оформлено логічно, з дотриманням загальних вимог та правил. На 80% поставлених питань викладача при захисті роботи надано вірні відповіді.	16-18
Результати виконання роботи вірні згідно з вимогами, описаними в завданні та сформульованими викладачем в ході занять. Показано володіння достатнім обсягом знань і вмінь під час виконання завдання; але отримані результати мають неточності або незначні помилки. Звіт оформлено логічно, з дотриманням загальних вимог та правил. На 70% поставлених питань викладача при захисті роботи надано вірні відповіді.	12-15
Результати виконання роботи містять суттєві помилки. Є відхилення від поставлених вимог оформлення звітності. Під час захисту здобувач надав 50% вірних відповідей на поставлені питання викладача.	7-11
Результати виконання роботи невірні або звіт відсутній, або здобувач не може під час захисту результатів роботи відповісти на питання викладача. У звіті виявлено змістові й лексичні помилки, зміст роботи викладено не чітко й нелогічно, але продемонстровані знання й уміння в межах навчальної програми.	0-6

6 ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Інженерний захист територій: навч. посіб. / за ред. А. М. Рокочинського, Л. А. Волкової, В. А. Живиці, В. П. Чіпака. Херсон: ОЛДІ-ПЛЮС, 2017. 414 с.
2. Проектування міських територій: підручник: [у 2 ч.] / [за ред. І. Е. Линник, О. В. Завального]; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – Ч. II. – 544 с. (серія «Міське будівництво та господарство»).
3. Планування і забудова територій : ДБН Б.2.2–12:2019. – Чинний від 2019-09-01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 208 с. – (Державні будівельні норми України).
4. Л. А. Волкова. Основи водогосподарської екології та природокористування. Рівне: НУВГП, 2008. 144 с. URL <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/1895>.
5. Пилипенко О.І. Системи захисту ґрунтів від ерозії : підруч. / Пилипенко О.І., Юхновський В.Ю., Ведмідь М.М. К.: Златояр, 2004. 435 с.

6. Протиерозійні гідротехнічні споруди І М.М. Копистинський. 3-е вид., К. : Урожай, 1988. 177 с.
7. Агролісомеліорація : навчальний посібник І За ред. В.Ю. Юхновського. К.: Фітосоціоцентр , 2011. 292 с.
8. Географічна енциклопедія України: в 3 т. / відп. ред. О. М. Маринич. К.: УРЕ ім. Бажана , 1990. 480 с.
9. ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування.
10. ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи та споруди. Норми проектування. К.: Держбуд України, 1999, 174 с.

Навчальне видання

**Шерстюк Євгенія Анатоліївна
Чушкіна Ірина Вікторівна**

**ПРОЄКТУВАННЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД
У СКЛАДНИХ УМОВАХ**

Методичні рекомендації до виконання практичних робіт
для здобувачів ступеня бакалавра освітньо-професійної програми
«Гідротехнічне будівництво та водна інженерія»
спеціальності «194 Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології»

Видано в авторській редакції.

Електронний ресурс.
Підписано до видання 05.09.2024. Авт. арк. 1,6.

Національний технічний університет «Дніпровська політехніка».
49005, м. Дніпро, просп. Дмитра Яворницького, 19.