

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання
розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

**«УТРИМАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ
МІСЬКИХ СПОРУД»**

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання
галузі знань 19 – Архітектура та будівництво
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Міське будівництво та господарство»)*

**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2022**

Методичні рекомендації до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання розрахунково-графічної роботи з навчальної дисципліни «Утримання та експлуатація міських споруд» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання галузі знань 19 – Архітектура та будівництво зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво та господарство») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : І. Е. Линник, Ю. І. Гайко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2022. – 52 с.

Укладачі: д-р. техн. наук, проф. І. Е. Линник,
канд. техн. наук, доц. Ю. І. Гайко

Рецензент

С. М. Чепурна, кандидат технічних наук, доцент кафедри міського будівництва Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано кафедрою міського будівництва протокол № 13
від 20 травня 2022 р.*

ЗМІСТ

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ МЕТОДИЧНИХ РЕКОМЕНДАЦІЙ.....	4
2 СКЛАД ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ.....	4
3 СКЛАД ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ.....	4
4 РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ.....	5
4.1 Прибирання міських територій	5
4.1.1 Розрахунок площі міських вулиць і доріг	5
4.1.2 Літнє прибирання міських вулиць і доріг	5
4.1.3 Зимове прибирання міських вулиць і доріг	8
4.2 Розрахунок колектора зливової каналізації.....	10
4.2.1 Гідрологічний розрахунок колектора.....	10
4.2.2 Гідравлічний розрахунок колектора.....	14
4.2.3 Приклад розрахунку колектора зливової каналізації.....	16
4.3 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу.....	20
4.3.1 Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод.....	22
4.3.2 Визначення середньої потужності водоносного горизонту.....	22
4.3.3 Визначення відстані між дренами-осушувачами.....	23
4.3.4 Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени.....	23
4.3.5 Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах.....	24
4.3.6 Приклад розрахунку горизонтального систематичного дренажу досконалого типу.....	26
4.4 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу.....	30
4.5 Проектування дамб обвалування.....	32
4.5.1 Визначення позначки гребеня дамби.....	32
4.5.2 Проектування параметрів дамби.....	34
4.5.3 Фільтраційний розрахунок дамб обвалування.....	35
4.5.4 Приклад розрахунку дамби обвалування.....	38
5 ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ.....	40
6 САМОСТІЙНА РОБОТА.....	42
СПИСОК ДЖЕРЕЛ.....	44
ДОДАТКИ.....	45

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ МЕТОДИЧНИХ РЕКОМЕНДАЦІЙ

Мета виконання розрахунково-графічної роботи, практичних занять і самостійної роботи – закріпити й поглибити знання, одержані при вивченні дисципліни «Утримання та експлуатація міських споруд».

Завданням виконання розрахунково-графічної роботи є ознайомити студентів із сучасною технологією, організацією робіт, механізмами й обладнанням для прибирання міських вулиць і доріг, допомогти оволодіти навичками проєктування комплексу інженерних заходів щодо захисту міських територій від затоплення та підтоплення та розрахунку необхідних задля цього інженерних споруд.

Розрахунково-графічна робота зараховується та вважається допуском до екзамену.

2 СКЛАД ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ

Розрахунково-графічна робота (далі – РГР) складається з графічної частини і пояснювальної записки. Обсяг графічної частини – п'ять аркушів формату А3.

Для виконання практичних завдань розділу 1 як підоснову приймають курсовий проєкт «Інженерна підготовка міських територій». На аркуші формату А3 виконують схему руху прибиральних машин у житловій групі. На схемі показують маршрути руху плужно-щіткового снігоочисника для очищення вулиць від снігу, очисника для прибирання внутрішньоквартальних проїздів і тротуароприбиральної машини, марки прийнятих машин та їхні технічні характеристики у вигляді таблиці. Маршрути прибиральних машин показують стрілками різних кольорів. Марки машин та їхні технічні характеристики студент може обрати самостійно, керуючись довідниками або електронним ресурсом.

Для виконання практичного завдання розділу 2 як підоснову приймають розрахунково-графічну роботу, виконану під час вивчення дисципліни «Інженерна підготовка міських територій» (аркуш формату А3).

Для виконання завдання розділів 3 і 4 на аркушах формату А3 викреслюють: план майданчика в ізогіпсах, схему дрена і траси колектору, розрізи по дренам і колектору. Приклади зображені в додатку А (рис. А.1–А.4).

Для виконання практичного завдання розділу 5 на аркуші формату А3 викреслюють: параметри дамби обвалування з кривою депресії.

3 СКЛАД ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

- 1 Прибирання міських територій.
- 2 Розрахунок колектора зливової каналізації.
- 3 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу.

4 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу.

5 Проектування дамб обвалування.

Список джерел. Указують використану при розробці роботи літературу згідно існуючих вимог.

У пояснювальній записці наводять розрахункові частини за всіма практичними завданнями.

4 РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКОВО-ГРАФІЧНОЇ РОБОТИ

4.1 Прибирання міських територій

4.1.1 Розрахунок площі міських вулиць і доріг

Для того щоб визначити загальну площу міських вулиць і доріг, на плані міста необхідно різними кольорами показати вулиці різних категорій, наприклад: червоним кольором – магістральні вулиці загальноміського значення, синім – магістральні вулиці районного значення, зеленим – житлові вулиці, коричневим – вулиці та дороги промислових і комунально-складських районів. Усі кольорові позначення винести в умовні позначення до плану.

До майданів зараховують привокзальні, головні, майдани промислових районів.

Результати розрахунків заносять у таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 – Площа міських вулиць і доріг

Категорія вулиць	Довжина вулиць, м	Ширина проїзної частини, м	Площа покриття, м ²
Магістральні вулиці загальноміського значення		21	
Магістральні вулиці районного значення		12	
Вулиці місцевого значення: – житлові вулиці,		5,5	
– вулиці та дороги промислових і комунально-складських районів		12	
Майдани			
Разом по місту			F

4.1.2 Літнє прибирання міських вулиць і доріг

Визначають завдання літнього прибирання міських територій, включаючи підмітання, поливання і миття. Рекомендують періодичність літніх робіт, склад технологічних операцій, обґрунтовують вибір типів машин і механізмів для

літнього прибирання. Технічна характеристика деяких типів машин наведена в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Технічна характеристика машин для прибирання міських вулиць і доріг

Машини і механізми	Показник	Характеристики		
1	2	3		
Поливо-мийні	Тип машини	ПМ-130Б	КО-002	КО-705Б
	Тип шасі	ЗИЛ-130-76	ЗИЛ-130-80	ЗИЛ-130
	Місткість цистерни, л	6 000	6 500	4 500
	Ширина смуги, яку обробляють, м: – під час миття	8	5–8,5	5
	– під час поливання	15–18	14–20	13
	Середня продуктивність, тис. м ² /год: – під час миття,	16	17	18
	– під час поливання	60	60	65
	Робоча швидкість, км/год	10–20	до 20	10
Підмі-тально-прибиральні	Тип машини	КО-304А	КО-309	ПУ-53
	Базове шасі	ГАЗ-53-02	ГАЗ-53-14	ГАЗ-53А
	Ширина підмітання, мм	2 150	2 250	2 400–2 800
	Середня продуктивність, тис. м ² /год	20	20	20
	Робоча швидкість, км/год	6–16,5	6–16,5	8–23
Плужно-щіткові снігоочисники	Тип машини	КДМ-130	ПМ-130Б	КО-705
	Базове шасі	ЗИЛ-130	ЗИЛ-130-76	Т-40А
	Ширина згрібання, мм	2 470	2 470	2 100
	Продуктивність, тис. м ² /год	30	30	12
	Робоча швидкість, км/год	20	20	8–10
Піскорозкидувачі	Тип машини	КО-104А	КО-802	ПР-53
	Базове шасі	ГАЗ-53	КамАЗ-53313	ЗИЛ-130
	Ширина смуги посипки, м	8	7–8	до 7
	Ширина захвату плугу, мм	2 500	–	2 500
	Місткість кузова, м ³	2,5	6,5	2,7
	Продуктивність при посипці, тис. м ² /год	16	19	19
	Робоча швидкість, м/с	до 7	5,6	5,5–6,9

Продовження таблиці 4.2

1	2	3		
Лапові снігона- вантажувачі	Тип машини	КО-203	Д-566	КО-206
	Базове шасі	ГАЗ-52-04	Спеціальне	Спеціальне
	Ширина захвату, мм	2 350	2 640	2 350
	Продуктивність, т/год	100	120	130
	Робоча швидкість, км/год	0,36–2,44	0,687–2,5	0,18–2,5

Необхідну кількість **машин для миття** міських вулиць визначають за формулою:

$$N_{\text{миття}} = \frac{F_{\text{доб}}}{\Pi_{\text{миття}} \cdot t \cdot k}, \quad (4.1)$$

де $N_{\text{миття}}$ – кількість поливо-мийних машин, од.;

$\Pi_{\text{миття}}$ – експлуатаційна продуктивність поливо-мийних машин на добу, тис. м²/год (табл. 4.2);

t – тривалість роботи машини на добу, год (миття звичайно виконують вночі з 23 до 6 години ранку, тобто $t = 7$ годин);

k – коефіцієнт використання парку, приймають 0,7–0,75;

$F_{\text{доб}}$ – середньодобова площа миття, тис. м²:

$$F_{\text{доб}} = 1,2 \cdot F \cdot n, \quad (4.2)$$

де F – площа покриття, тис. м² (дані з таблиці 4.1);

n – середня періодичність миття вулиць, кількість разів, n приймають як середнє з таблиці 4.3.

За формулами (4.1) і (4.2) знаходять необхідну кількість **машин для поливання**. У формулах буде змінюватись продуктивність машин для поливання $\Pi_{\text{полив}}$, тривалість роботи машин t і середня періодичність поливання n . Поливання дорожнього покриття рекомендується проводити, якщо температура повітря перевищує 25 °С і не рідше двох разів на добу, тобто $n = 2$ рази.

Необхідна кількість **машин для підмітання**:

$$N_{\text{підм}} = \frac{F'_{\text{доб}} \cdot 0,6}{\Pi_{\text{підм}} \cdot t \cdot k}, \quad (4.3)$$

де $N_{\text{підм}}$ – кількість підмітально-прибиральних машин, од.;

0,6 – коефіцієнт, що враховує площу, яку підмітають;

$\Pi_{\text{підм}}$ – продуктивність підмітально-прибиральних машин, тис. м²/год. (табл. 4.2);

t – тривалість роботи машини на добу, год. Підмітання здійснюють рано вранці приблизно протягом двох годин і ввечері те ж приблизно протягом двох годин, коли зменшується інтенсивність дорожнього руху, тобто $t = 4$ години;

k – коефіцієнт використання парку, приймають 0,7–0,75;

$F'_{доб}$ – середньодобова площа підмітання, тис. м²;

$$F'_{доб} = 1,2 F n', \quad (4.4)$$

де n' – середня періодичність підмітання, кількість разів, n' приймають як середнє з таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 – Періодичність операцій з прибирання міських вулиць і доріг

Об'єкт	Приведена інтенсивність руху, тис. авт./добу в обох напрямках	Операції та їхня періодичність	
		миття	підмітання
Прізна частина	до 1	раз на 2 тижні	раз на тиждень
	1–8	раз на тиждень	раз на добу
	8–16	2 рази на тиждень	2–3 рази на добу
	понад 16	раз на 2 доби	4–5 рази на добу
Внутрішньоквартальні проїзди, що ведуть до:	технологічних та будівельних майданчиків	раз на 2 тижні	раз на тиждень
	комунально-побутових об'єктів	раз на тиждень	раз на 2 доби
	житлових та громадських будинків	2 рази на тиждень	раз на добу
Тротуарів з інтенсивністю пішохідного руху, чол./год:	до 50	раз на тиждень	раз на 2 доби
	50–100	2 рази на тиждень	раз на добу
	понад 100	раз на добу	2 рази на добу
	тротуарів в зонах торговельних об'єктів, вокзалів, зупинок громадського транспорту	раз на добу	2 рази на добу

4.1.3 Зимове прибирання міських вулиць і доріг

Визначають завдання зимового прибирання міських територій. Приймають комплексну схему снігоприбирання. Рекомендують розташування снігозвалищ і піскобаз.

Обґрунтовують вибір типів машин і механізмів для зимового прибирання. Технічна характеристика деяких машин наведена в таблиці 4.2.

Необхідну кількість **піскорозкидувачів** знаходять за формулою:

$$N_{nic} = \frac{F \cdot 0,6}{\Pi_{nic} \cdot t \cdot k}, \quad (4.5)$$

де N_{nic} – кількість піскорозкидувачів, од.;

Π_{nic} – продуктивність піскорозкидувача, тис. м²/год;

t – час, коли має бути виконане разове посипання, год (рекомендований час виконання операцій з розподілу хімічних реагентів – 1 год, розподілу піщано-сольової суміші – 1,5–2 год. Для розрахунків приймають 1–2 години);

k – коефіцієнт використання парку, приймають 0,8–0,85.

Кількість **снігоочисників** визначають, як:

$$N_{очис} = \frac{1,2F}{\Pi_{очис}tk}, \quad (4.6)$$

де $N_{очис}$ – кількість снігоочисників, од.;

$\Pi_{очис}$ – продуктивність снігоочисників, тис. м²/год;

t – тривалість роботи машини на добу (рекомендований час виконання операцій снігоочищення – 3 год);

k – коефіцієнт використання парку, приймають 0,83–0,85.

Кількість **снігонавантажувачів** розраховують так:

$$N_{нав} = \frac{Fh_{сн}\gamma k_{\gamma}}{\Pi_{нав}tHk}, \quad (4.7)$$

де $N_{нав}$ – кількість снігонавантажувачів, од.;

F – площа покриття, м² (дані з таблиці 4.1);

γ – об'ємна вага снігу, т/м³, приймають 0,25 т/м³;

$h_{сн}$ – висота снігу, що випав за добу, м (задається керівником у завданні);

k_{γ} – коефіцієнт ущільнення снігу, приймають 0,33–0,4;

$\Pi_{нав}$ – продуктивність снігонавантажувачів, т/год.;

t – тривалість роботи машини на добу (приймають 6–8 годин);

H – число днів вивезення снігу. Сніг і відколки повинні вивозитись із швидкісних і магістральних доріг, вулиць з інтенсивним рухом і маршрутами громадського транспорту, вулиць з ухилами або звуженнями проїзної частини, де снігові вали ускладнюють рух транспорту, доріг та проїздів до лікувальних установ під час 2–6 діб. З вулиць із середньою інтенсивністю руху транспорту, площ перед вокзалами, торговельними та іншими громадськими центрами – під час 3–8 діб. З усіх інших вулиць із незначним рухом транспорту – під час 4–10 діб. Для розрахунків приймають середнє значення, тобто $H = 6$;

k – коефіцієнт використання парку, приймають 0,7–0,8.

Необхідну кількість **машин для вивезення снігу** визначають із розрахунку: 3 самоскиди обслуговують один навантажувач.

Результати розрахунків необхідної кількості машин для прибирання міських територій звести в таблицю 4.4.

Таблиця 4.4 – Склад машин і механізмів для прибирання міських територій

Транспортні засоби і механізми	Марка машин	Середня продуктивність	Кількість, од.

Розраховують площу **снігозвалища**. Розміри ділянки для снігу і відколків визначають з умови, що на кожні 10 тис. м² території, яку прибирають під час зимового сезону, потрібно 1 000 м² площі (або на 10 м² потрібно 1 м²) снігозвалища.

Необхідну місткість **піскобаз** розраховують за формулою:

$$W = \frac{Q \cdot T_k}{365}, \quad (4.8)$$

де W – місткість піскобаз, тис. м³;

Q – річна потреба в технологічних матеріалах, тис. м³. На 1 000 м² проїзної частини рекомендується готувати на зиму 5–8 м³ піскосоляної суміші;

T_k – 180 днів.

Площу піскобаз знаходять так:

$$F_n = \frac{f_{кор}}{k_{вик}}, \quad (4.9)$$

де $f_{кор}$ – корисна площа, яка зайнята безпосередньо матеріалом, що зберігається, тобто площа штабелів технологічних матеріалів, м²:

$$f_{кор} = \frac{W}{h_{шт}}, \quad (4.10)$$

$h_{шт}$ – висота штабелів піску, приймають 2 м;

$k_{вик}$ – коефіцієнт використання площі, що зайнята приймальним і відпускним майданчиками, проїздами, проходами, службовим майданчиком, приймають 0,6.

4.2 Розрахунок колектора зливової каналізації

4.2.1 Гідрологічний розрахунок колектора

Гідрологічним розрахунком визначають розрахункові витрати на розрахункових ділянках у розрахункових перерізах.

Гідрологічний розрахунок виконують у такому порядку: намічають межі басейну стоку, визначають ухили вулиць і траси колекторів, колектор розбивають на окремі ділянки. Межі ділянок визначають місцями приєднання бічних колекторів і зміни ухилів.

Витрати води, л/с, на ділянках дощової каналізації визначають за методом граничних інтенсивностей за формулою:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F}{t_r^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m, \quad (4.11)$$

де z_{mid} – середнє значення коефіцієнта покриву, що характеризує поверхню басейну стоку й залежить від виду поверхні покриття міської території; для водонепроникних покриттів (асфальтобетонних, бетонних, покрівель будинків і споруд) можна прийняти $z_{mid} \approx 0,25$;

A , n – параметри, які потрібно визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у певному конкретному пункті, або за формулою (4.13);

F – розрахункова площа стоку, га;

t_r – розрахункова тривалість дощу, що дорівнює тривалості протікання води поверхнею, лотками та трубами до розрахункової ділянки, хв;

β – коефіцієнт, що враховує збільшення пропускної здатності ділянок колекторів дощової каналізації, які працюють з підйомом рівня води в колодязях, і становить: $\beta = 1,0$, якщо ухил місцевості i більше ніж $0,03$; $\beta = 0,6$ – $0,8$ – в інших випадках;

η – коефіцієнт, що враховує нерівномірність випадання дощу на площі стоку: $\eta = 1,0$ для $F < 500$ га; за $F \geq 500$ га η визначають згідно з таблицею 4.5;

m – коефіцієнт, що враховує тривалість дощу, і приймається: $m = 1,0$ для $t_r > 10$ хв; для $t_r = 2$ – 10 хв, m визначають за формулою:

$$m = 0,457 \cdot t_r^{0,34}. \quad (4.12)$$

Таблиця 4.5 – Коефіцієнт η для врахування нерівномірності випадання дощу по площі басейна стоку

Площа стоку F , га	Значення коефіцієнта η
< 500	1,00
500	0,95
1 000	0,9
2 000	0,85
4 000	0,8
6 000	0,7
8 000	0,6
10 000	0,55

За відсутності оброблених даних записів дощомірів параметр A розраховують за формулою:

$$A = q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r} \right)^{\gamma}, \quad (4.13)$$

де q_{20} – інтенсивність дощу, л/на 1 га, тривалістю 20 хв для певної місцевості, коли P дорівнює одному року (табл. 4.6);

m_r – середня кількість дощів за рік;

n і γ – показники ступеня, що залежать від географічного розташування регіону (табл. 4.6);

P – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, який можна визначати залежно від характеру об'єкта каналізування, умов розташування колектора (з урахуванням наслідків, які можуть статися під час дощів, що перевищують розрахункові) і для населених пунктів приймати за таблицями 4.7, 4.8.

Розрахункову тривалість дощу t_r приймають такою, що дорівнює сумі часу протікання дощових вод від найвіддаленішої точки кварталу поверхнею та трубами до розрахункового перерізу трубопроводу:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_{mp}, \quad (4.14)$$

де t_{con} – тривалість протікання дощових вод до вуличного лотка, а за наявності дощоприймачів у межах кварталу – до вуличного колектора (час поверхневої концентрації), яку можна визначати розрахунком або приймати від 5 до 10 хв у населених пунктах за відсутності внутрішньоквартальних закритих дощових мереж, а за їхньої наявності – 3–5 хв (під час розрахунків внутрішньоквартальної каналізаційної мережі – 2–3 хв);

t_{can} – тривалість протікання дощових вод вуличними лотками до дощоприймачів (за відсутності їх у межах кварталу), хв, яку можна визначати за формулою (4.15);

t_{mp} – тривалість протікання дощових вод трубами до розрахункового перерізу, хв, яку можна визначати за формулою (4.16).

Таблиця 4.6 – Значення параметрів γ , q_{20} , m_r і n для населених пунктів України (n_1 для $P \geq 3,5$; n_2 для $3,5 > P \geq 1,4$; n_3 для $1,4 > P \geq 0,7$; n_4 для $P < 0,7$)

Місто	γ	q_{20}	m_r	Місто	γ	q_{20}	m_r
1	2	3	4	5	6	7	8
Закарпаття				Одеська область			
$n_1 = 0,74$; $n_2 = 0,76$; $n_3 = 0,70$; $n_4 = 0,63$				$n_1 = 0,69$; $n_2 = 0,73$; $n_3 = 0,75$; $n_4 = 0,59$			
Ужгород	1,54	94,2	122	Одеса	1,82	93,2	98
Прикарпаття				Ізмаїл	1,54	103	60
$n_1 = 0,67$; $n_2 = 0,72$; $n_3 = 0,73$; $n_4 = 0,70$				Північні області			
Тернопіль	1,82	96,7	183	$n_1 = 0,71$; $n_2 = 0,73$; $n_3 = 0,69$; $n_4 = 0,61$			
Івано-Франківськ	1,82	112	247	Київ	1,82	104	143
Львів	1,54	109	125	Житомир	1,82	91,4	175
Полтавська, Сумська області				Басейн нижнього Дніпра			
$n_1 = 0,70$; $n_2 = 0,65$; $n_3 = 0,69$; $n_4 = 0,64$				$n_1 = 0,68$; $n_2 = 0,69$; $n_3 = 0,70$; $n_4 = 0,64$			
Полтава	1,82	90,6	120	Черкаси	1,82	97,9	119

Продовження таблиці 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8
Західні області України				Кременчук	1,54	91,8	88
$n_1 = 0,65; n_2 = 0,71; n_3 = 0,73; n_4 = 0,64$				Кропивницький	1,82	88,7	128
Луцьк	1,82	104	161	Дніпро	1,82	79,6	138
Хмельницький	1,82	119	154	Кривий Ріг	1,54	88,7	70
Вінниця	1,54	123	102	Запоріжжя	1,82	91,8	97
Кам'янець-Подільський	1,33	127	80	Північне узбережжя Чорного моря			
Нижня течія р. Південний Буг				$n_1 = 0,61; n_2 = 0,66; n_3 = 0,73; n_4 = 0,61$			
$n_1 = 0,56; n_2 = 0,71; n_3 = 0,72; n_4 = 0,63$				Херсон	1,54	94,8	60
Миколаїв	2,22	102	115	Басейн р. Сіверський Донець і Приазов'я			
Степовий Крим				$n_1 = 0,67; n_2 = 0,66; n_3 = 0,70; n_4 = 0,68$			
$n_1 = 0,61; n_2 = 0,67; n_3 = 0,69; n_4 = 0,69$				Харків	1,54	104	83
Джанкой	2,22	113	130	Ізюм	1,82	94,1	128
Керченський півострів				Луганськ	1,82	104	113
$n_1 = 0,60; n_2 = 0,69; n_3 = 0,71; n_4 = 0,71$				Донецьк	1,82	108	120
Керч	1,54	127	45	Маріуполь	1,33	93,4	58
Феодосія	1,33	105	42	Бердянськ	1,33	90,7	53
Гірський Крим				Західний Крим			
$n_1 = 0,58; n_2 = 0,67; n_3 = 0,65; n_4 = 0,66$				$n_1 = 0,70; n_2 = 0,72; n_3 = 0,72; n_4 = 0,52$			
Сімферополь	2,22	104	160	Євпаторія	1,82	83,8	80
				Севастополь	1,33	83,8	40

Таблиця 4.7 – Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P для населених пунктів

Умови розташування колектора (табл. 4.8)		Величини періоду P , роки, при значеннях інтенсивності дощу q_{20} , л/на 1 га		
Проїзди місцевого значення	Магістральні вулиці	60–80	80–120	понад 120
Сприятливі й середні	Сприятливі	0,33–1	0,5–1	1–2
Несприятливі	Середні	1–1,5	1–2	2–3
Особливо несприятливі	Несприятливі	3–5	3–5	5–10
–	Особливо несприятливі	5–10	5–10	10–20

Тривалість протікання дощових вод вуличними лотками t_{can} , хв, визначають за формулою:

$$t_{can} = 0,021 \sum_i \frac{l_{can,i}}{V_{can,i}}, \quad (4.15)$$

де $l_{can.i}$ – довжина i -х ділянок лотків, м;

$V_{can.i}$ – розрахункова швидкість течії води лотком проїзної частини, м/с.

Таблиця 4.8 – Фактори, що визначають умови розташування колекторів

Умови розташування колектора	Басейн водозбору колектора			Особливості розташування колектора
	площа, га	рельєф	ухил	
Сприятливі	≤ 150	плаский	$\leq 0,005$	будь-де
	будь-яка	будь-який	будь-який	у межах до 400 м від вододілу
Середні	>150	плаский	$\leq 0,005$	будь-де, крім низу схилу
	≤ 150	будь-який	$0,005-0,02$	тальвег
Несприятливі	>150	будь-який	будь-який	низ схилу
	будь-яка	крутий	$> 0,02$	тальвег
Особливо несприятливі	будь-яка	будь-який	будь-який	відводить воду із котловини

Тривалість протікання дощових вод трубами до розрахункового перерізу t_{mp} , хв, визначають за формулою:

$$t_{mp} = 0,017 \sum_i \frac{l_{mp.i}}{V_{mp.i}}, \quad (4.16)$$

де $l_{mp.i}$ – довжина i -х ділянок трубопроводу, м;

$V_{mp.i}$ – розрахункова швидкість течії води в трубопроводі, м/с.

Величина l_{can} залежить від розмірів кварталів, місць розташування перших дощоприймачів, категорій вулиць, їхніх поздовжніх ухилів, інтенсивностей руху і становлять 100–250 м. Швидкості течії в лотках V_{can} залежать від розмірів і типів лотків, їхніх поздовжніх ухилів, наповнення тощо. У середньому можна прийняти $V_{can} = 0,3-1,0$ м/с, а $t_{can} = 2-15$ хв.

Визначивши витрати зливної води, визначають діаметри колектора для кожної ділянки за таблицями Лукіних [8].

4.2.2 Гідравлічний розрахунок колектора

Гідравлічним розрахунком визначають швидкість течії води в трубах, гідравлічний ухил, гідравлічний радіус, пропускну здатність колекторів мережі. Умовами розрахунку є самотічний і безнапірний рух води в трубах; робота колекторів під час їхнього розрахункового наповнення; рух води в колекторах, як турбулентного потоку.

Гідравлічні розрахунки мереж водовідведення орієнтовані на те, щоб за відомими максимальними витратами води на ділянках $q_{p.макс}$ (або q_r) підібрати діаметри d , ухили труб i , їхнє наповнення h/d так, щоб швидкості руху потоку стічних рідин V були достатніми для самоочищення труб, а заглиблення труб H були мінімальними, але не менше допустимих величин $H_{дон}$.

Пропускную здатність трубопроводів визначають за формулою:

$$q = \omega V, \quad (4.17)$$

де q – розрахункова витрата стічних вод, м³/с;
 ω – площа перерізу труби, м² (табл. 4.9);
 V – середня швидкість руху стічних вод, м/с.

Таблиця 4.9 – Значення гідравлічних елементів для круглих труб за повного їхнього наповнення

Діаметр труб D , м	Площа перерізу ω , м ²	Гідравлічний радіус $R = \omega/P$	$W_V = V/\sqrt{i}$	$K_Q = q_{np}/\sqrt{i}$
0,3	0,071	0,075	12,85	0,908
0,4	0,126	0,1	15,55	1,954
0,5	0,196	0,125	18,06	3,546
0,6	0,283	0,15	20,39	5,76
0,7	0,385	0,18	22,6	8,7
0,8	0,503	0,2	24,68	12,41
0,9	0,636	0,22	26,72	17,00
1	0,785	0,25	28,57	22,44
1,1	0,95	0,28	30,49	28,98
1,2	1,131	0,3	32,33	36,56
1,3	1,327	0,32	34,08	45,24
1,4	1,54	0,35	35,79	55,09
1,5	1,767	0,38	37,58	66,41
1,6	2	0,4	39,13	78,65
1,7	2,269	0,42	40,41	91,69
1,8	2,543	0,45	42,27	107,49
1,9	2,835	0,48	44,14	125,14
2	3,14	0,5	45,32	142,37
2,1	3,462	0,52	46,5	160,98
2,2	3,799	0,55	48,3	183,49
2,3	4,153	0,58	49,91	207,28
2,4	4,522	0,6	51,15	231,3
2,5	4,906	0,62	52,78	256

Під час гідравлічних розрахунків мереж водовідведення необхідно забезпечити такі граничні обмеження розрахункових параметрів:

- мінімальні діаметри труб внутрішньоквартальної мережі – 200 мм, а вуличної – 250 мм;
- мінімальні швидкості руху стічних вод в трубах $V_{\min}$ при періоді одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу $P = 0,33$ року приймають 0,6 м/с;
- максимальні швидкості стічних вод $V_{\max}$ для металевих труб – 10,0 м/с; для неметалевих – 7,0 м/с;
- максимальне наповнення труб $h/d_{\max} = 1,0$, тому труби з'єднують

зазвичай по шелигах;

– *найменші ухили* самопливних трубопроводів $i_{\min}$ потрібно приймати залежно від допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод $V_{\min}$ у разі найбільшого розрахункового наповнення труб $h/d_{\max}$: для труб діаметрами $d = 200$ мм – $i_{\min} = 0,007$; як виняток, залежно від місцевих умов для окремих ділянок самопливної мережі допускається приймати ухили 0,005, а у разі застосуванні пластмасових труб – 0,004;

– *мінімальну допустиму глибину закладання* $H_{з.доп}$ лотка трубопроводу для умов України – не менше 0,7 м до верху труби від поверхні землі або планування території.

4.2.3 Приклад розрахунку колектора зливової каналізації

Район проектування – місто Харків (задається викладачем).

Як підоснову приймають розрахунково-графічну роботу, виконану під час вивчення дисципліни «Інженерна підготовка міських територій» (аркуш формату А3). Для запроєктованого колектора К1 окреслюють межі басейну стоку. Колектор розподіляють на ділянки, площу басейну стоку також поділяють на окремі площі для кожної ділянки колектора (рис. 4.1).



Рисунок 4.1 – План колектора зливової каналізації

Гідрологічний розрахунок колектора:

1. Визначаємо площі басейнів стоку для кожної ділянки колектора:

$$F_1 = 46 \text{ га}, F_2 = 46 + 36,8 = 82,8 \text{ га}, F_3 = 82,8 + 39,2 = 132 \text{ га}, \\ F_4 = 132 + 37,8 = 169,8 \text{ га}.$$

Площі басейнів стоку на всіх ділянках не перевищують 500 га, тому η на всіх ділянках дорівнює 1 (табл. 4.5).

2. Для заданого керівником кліматичного району (місто Харків) приймаємо значення параметрів n_1 , γ , q , m_r . Визначаємо параметри за таблицею 4.6:

$$n_1 = 0,67; \gamma = 1,54; q_{20} = 104; m_r = 83.$$

Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P , приймаємо за таблицями 4.7, 4.8:

$$P = 1.$$

Середнє значення коефіцієнта покриття z_{mid} приймаємо 0,25.

Коефіцієнт, що враховує збільшення пропускної здатності ділянок колекторів дощової каналізації β приймаємо 0,7, якщо ухил місцевості i менше 0,03.

3. Розраховуємо параметр A за формулою (4.13):

$$A = q_{20} \cdot 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right)^\gamma = 104 \cdot 20^{0,67} \left(1 + \frac{\lg 1}{\lg 83}\right)^{1,54} = 773,97.$$

4. Визначаємо тривалість протікання дощових вод до вуличного лотка t_{con} :

$$t_{con} = 5 \text{ хв}.$$

5. На плані визначаємо довжину лотка $l_{can.}$, що дорівнює 230 м.

Розрахункова швидкість течії лотком проїзної частини V_{can} дорівнює 0,7 м/с.

Знаходимо тривалість протікання дощових вод вуличними лотками t_{can} за формулою (4.15):

$$t_{can} = 0,021 \sum_i \frac{l_{can.i}}{V_{can.i}} = 0,021 \frac{230}{0,7} = 6,9 \text{ хв}.$$

6. Розрахункову швидкість течії води у трубопроводі V_{tr} приймаємо 0,7 м/с. Обчислюємо тривалість протікання дощових вод трубами до

розрахункового перерізу t_{mp} за формулою (4.16). Через те, що колектор розділено на чотири ділянки, тоді й розрахунків t_{mp} має бути для чотирьох ділянок:

- на першій ділянці $t_{mp1} = 0,017 \sum_i \frac{l_{mp,i}}{V_{mp,i}} = 0,017 \frac{380}{0,7} = 9,23 \text{ хв};$
- на другій ділянці $t_{mp2} = 0,017 \frac{380+460}{0,7} = 20,4 \text{ хв};$
- на третій ділянці $t_{mp3} = 0,017 \frac{380+460+560}{0,7} = 34 \text{ хв};$
- на четвертій ділянці $t_{mp4} = 0,017 \frac{380+460+560+540}{0,7} = 47,1 \text{ хв}.$

7. Знаходимо розрахункову тривалість дощу за формулою (4.14):

- на першій ділянці $t_{r1} = t_{con} + t_{can} + t_{mp1} = 5 + 6,9 + 9,23 = 21,13 \text{ хв};$
- на другій ділянці $t_{r2} = t_{con} + t_{can} + t_{mp2} = 5 + 6,9 + 20,4 = 32,3 \text{ хв};$
- на третій ділянці $t_{r3} = t_{con} + t_{can} + t_{mp3} = 5 + 6,9 + 34 = 45,9 \text{ хв};$
- на четвертій ділянці $t_{r4} = t_{con} + t_{can} + t_{mp4} = 5 + 6,9 + 47,1 = 59 \text{ хв}.$

8. Обчислюємо коефіцієнт m , що враховує тривалість дощу:

- на першій ділянці $t_r < 10 \text{ хв};$ тоді m розраховуємо за формулою (4.12),

$$m_1 = 0,457 \cdot t_{r1}^{0,34} = 0,457 \cdot 21,13^{0,34} = 1,29;$$

- на другій, третій і четвертій ділянках $t_r > 10 \text{ хв},$ тоді m приймаємо рівним 1,0.

9. Визначаємо розрахункові витрати зливової води за формулою (4.11):

- на першій ділянці:

$$q_{r1} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_1}{t_{r1}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_1 = \frac{0,25 \cdot 773,97^{1,2} \cdot 46}{21,13^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0,7 \cdot 1 \cdot 1,29 = 3549 \text{ л/с};$$
- на другій ділянці:

$$q_{r2} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_2}{t_{r2}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_2 = \frac{0,25 \cdot 773,97^{1,2} \cdot 82,8}{32,3^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 3673,4 \text{ л/с};$$
- на третій ділянці:

$$q_{r3} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_3}{t_{r3}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_3 = \frac{0,25 \cdot 773,97^{1,2} \cdot 132}{45,9^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 4572 \text{ л/с};$$
- на четвертій ділянці:

$$q_{r4} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} F_4}{t_{r4}^{1,2n-0,1}} \cdot \beta \cdot \eta \cdot m_4 = \frac{0,25 \cdot 773,97^{1,2} \cdot 169,8}{59^{1,2 \cdot 0,67-0,1}} 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 4934 \text{ л/с}.$$

10. За таблицями Лукіних [8] підбираємо діаметри труб колектора:

- на першій ділянці $d = 1200$ мм, швидкість руху води в трубі $V = 3,491$ м/с, наповнення в долях – $0,843$, гідравлічний ухил – $i = 0,009$;
- на другій ділянці $d = 1200$ мм, швидкість руху води в трубі $V = 3,458$ м/с, наповнення в долях – $0,89$, гідравлічний ухил – $i = 0,009$;
- на третій ділянці $d = 1400$ мм, швидкість руху води в трубі $V = 3,068$ м/с, наповнення в долях – $0,929$, гідравлічний ухил – $i = 0,006$;
- на четвертій ділянці $d = 1400$ мм, швидкість руху води в трубі $V = 3,645$ м/с, наповнення в долях – $0,823$, гідравлічний ухил – $i = 0,008$.

Гідравлічний розрахунок колектора:

1. Згідно визначених діаметрів для кожної ділянки за таблицею 4.9 знаходимо площу живого перерізу труби:

- на першій ділянці $\omega = 1,131$ м²;
- на другій ділянці $\omega = 1,131$ м²;
- на третій ділянці $\omega = 1,54$ м²;
- на четвертій ділянці $\omega = 1,54$ м².

2. Обчислюємо пропускну здатність труби у разі повного її наповнення й самопливного режиму за формулою (4.17):

- на першій ділянці $q_1 = \omega V = 1,131 \cdot 3,497 = 3,955$ м³/с = 3955 л/с;
- на другій ділянці $q_2 = 1,131 \cdot 3,458 = 3,911$ м³/с = 3911 л/с;
- на третій ділянці $q_3 = 1,54 \cdot 3,068 = 4,725$ м³/с = 4725 л/с;
- на четвертій ділянці $q_4 = 1,54 \cdot 3,645 = 5,613$ м³/с = 5613 л/с.

Якщо порівняти розрахункові витрати q_r і пропускну здатність q на кожній ділянці колектора, можна виявити, що пропускна здатність вище розрахункових витрат і розбіжність становить:

- на першій ділянці $\frac{3955-3549}{3955} = 10\%$;
- на другій ділянці $\frac{3911-3673}{3911} = 6\%$;
- на третій ділянці $\frac{4725-4572}{4725} = 3\%$;
- на четвертій ділянці $\frac{5613-4934}{5613} = 12\%$.

Тобто розбіжність не перевищує 15 %, що задовольняє розрахунки.

4.3 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу

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. 4.2).

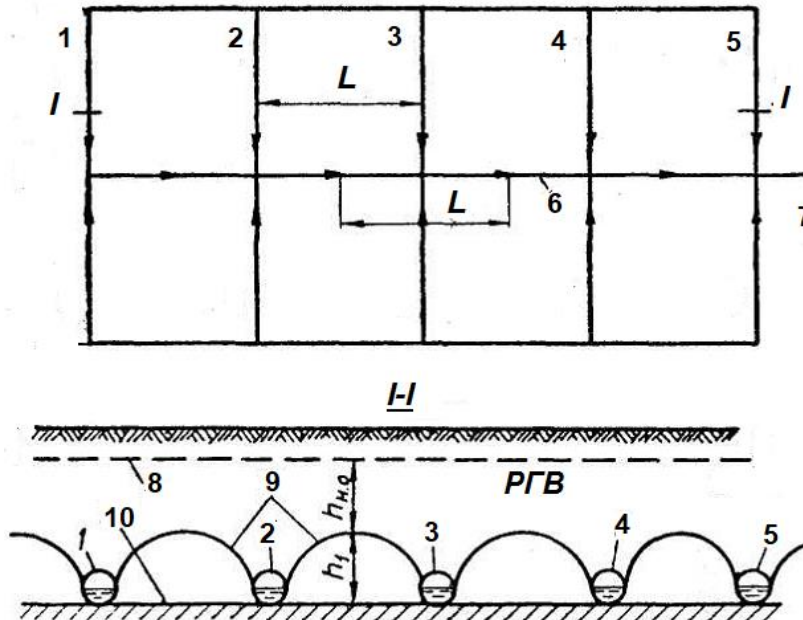


Рисунок 4.2 – Загальна схема осушувальної мережі досконалого систематичного дренажу:

1–5 – дрени-осушувачі; 6 – колектор; 7 – зливостоки; 8 – рівень ґрунтових вод (РГВ) до осушення; 9 – рівень ґрунтових вод при роботі дренажу; 10 – водоупір; $h_{н.о}$ – глибина пониження рівня ґрунтових вод; h_1 – висота шару води над водоупором; 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 навчального завдання по варіантах наведено в таблиці А.1 додатка А, а дані інженерних вишукувань по майданчикам – у таблицях А.2 і А.3 додатка А.

Далі, на основі топографічних, геологічних і гідрогеологічних даних по свердловинах, будують зображення поверхні водоупора (план майданчику в ізогіпсах). Ізогіпси – це лінії на маркшейдерсько-геологічних планах, які з'єднують точки з однаковим значенням абсолютних висот (аналог

горизонталей, тільки під рівнем земної поверхні). В нашому випадку, ізогіпси – це лінії, які єднують точки з однаковим значенням абсолютних висот поверхні водоупора (глини).

Значення позначки ізогіпси в кожній вершині квадратів (кожній свердловині) визначаємо за формулою:

$$H_{изог} = H_{чор} - H_{св} + h_{гл}, \quad (4.18)$$

де $H_{чор}$ – чорна позначка вершини квадрату-гирла свердловини на поверхні землі (рис. 4.3 і дод. А.2, А.3);

$H_{св}$ – глибина свердловини (рис. 4.3 і дод. А.2, А.3);

$h_{гл}$ – товща глинистого шару ґрунту (рис. 4.3 і дод. А.2, А.3).

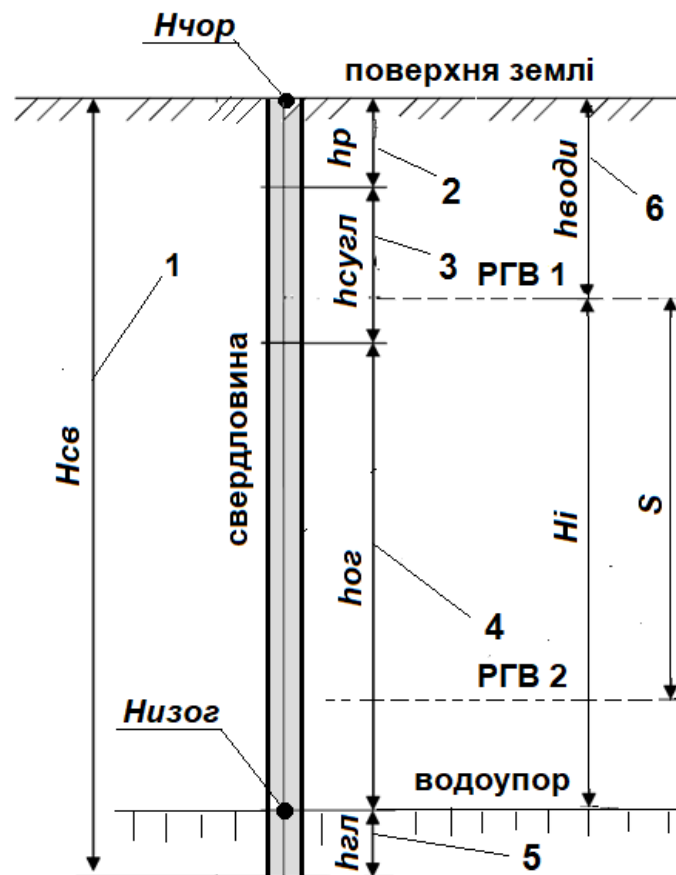


Рисунок 4.3 – Переріз по свердловині:

1 – глибина свердловини; 2 – рослинний шар; 3 – суглинок; 4 – основний ґрунт; 5 – глина; 6 – глибина появи води; РГВ1 і РГВ2 – рівні ґрунтових вод

На рисунках А.1 і А.2 додатка А зображено приклади плану майданчику в ізогіпсах. Крім того, будуюмо поздовжні та поперечні розрізи по майданчику, які дозволяють за мінімальними величинами позначок ізогіпс (поперечний розріз) і відповідного ухилу (поздовжній розріз) визначити трасу дренажного колектора (рис. А.2 дод. А).

4.3.1 Визначення розрахункового зниження рівня ґрунтових вод

Розрахункове зниження рівня ґрунтових вод S (рис. 4.2) визначають залежно від функціонального використання території, глибини закладання фундаментів будівель, наявності підвальних приміщень, а також від глибин залягання рівня ґрунтових вод за формулою:

$$S = h_{\text{доп}} - h_{\text{води}} + 0,5, \text{ м}, \quad (4.19)$$

де $h_{\text{доп}}$ – допустима мінімальна глибина залягання ґрунтових вод, м, (приймають за таблицею 4.10 у відповідності із заданим функціональним призначенням території, що вказано в таблиці А.1 додатка А);

$h_{\text{води}}$ – мінімальна глибина появи води від поверхні землі, м (взяти мінімальне значення по свердловинам із таблиці А.2 або А.3 додатка А).

Таблиця 4.10 – 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

4.3.2 Визначення середньої потужності водоносного горизонту

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

$$H = \frac{\sum H_i}{N}, \quad (4.20)$$

де N – кількість свердловин;

H_i – висота рівня підземних вод над водоупором в i -тій свердловині (рис. 4.3) яку розраховують так:

$$H_i = H_{\text{св}} - h_{\text{води}} - h_{\text{гл}}, \quad (4.21)$$

де $H_{\text{св}}$ – глибина свердловини, м (табл. А.2, А.3);

$h_{\text{води}}$ – глибина появи води від поверхні землі в i -тій свердловині, м (табл. А.2, А.3);

$h_{\text{гл}}$ – товщина глинистого шару ґрунту, м (табл. А.2, А.3).

4.3.3 Визначення відстані між дренами-осушувачами

Відстань між дренами-осушувачами L :

$$L = 2(H - S) \sqrt{\frac{K}{\rho}}, \quad (4.22)$$

де K – коефіцієнт фільтрації ґрунтів, м/добу (визначають за таблицею 4.11 відповідно із заданим типом основного ґрунту за варіантами, що викладені в таблиці А.1);

ρ – величина інфільтрації поверхневої води, м/добу (табл. 4.11).

Таблиця 4.11 – Середні значення параметрів K і ρ

Ґрунт	K , м/добу	ρ , м/добу
Крупнозерністі піски	50	0,02
Середньозерністі піски	15	0,01
Дрібнозерністі піски	6	0,007
Супіски	0,4	0,002
Суглинки легкі	0,08	0,001

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

Знаючи відстань між дренами, викреслюємо схему дрен в плані (див. приклади, наведені в додатку А на рисунках А.3 та А.4) та по схемі визначаємо кількість дрен m .

4.3.4 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:

$$q = \rho \cdot L, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (4.23)$$

За довжини дрени L_d , визначеної за планом (це ширина ділянки – див. рис. А.2–А.5), розрахункові витрати води у дрени Q_p складають:

$$Q_p = q \cdot L_d, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (4.24)$$

Розрахункові витрати в колекторі Q_p^k складуть:

$$Q_p^k = Q_p^d \cdot m, \quad (4.25)$$

де m – кількість дрен, що прилягають до колектора.

4.3.5 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:

$$Q_n = \omega V, \text{ м}^3/\text{с}, \text{ або } Q_n = 86400\omega V, \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (4.26)$$

де ω – площа перерізу труби, м^2 ;

V – швидкість течії води в трубі, $\text{м}/\text{с}$.

$$\omega = \pi d^2 / 4, \quad (4.27)$$

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:

$$V = C\sqrt{Ri}, \text{ м}/\text{с}, \quad (4.28)$$

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), $\text{м}^{0,5}/\text{с}$.

Коефіцієнт Шезі знаходять за формулою М.М. Павловського:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ м}^{0,5}/\text{с}, \quad (4.29)$$

де n – коефіцієнт шорсткості, що характеризує матеріал труби (табл. 4.12);

Таблиця 4.12 – Значення коефіцієнту шорсткості n (за Маннінгом)

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

Показник ступеня y розраховують із співвідношення:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75(\sqrt{n} - 0,1)\sqrt{R}. \quad (4.30)$$

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

$$Q_n \geq Q_p, \quad (4.31)$$

де Q_n – пропускна здатність при повному заповненні труби, $\text{м}^3/\text{добу}$;

Q_p – розрахункові витрати води в дрені (колекторі), $\text{м}^3/\text{добу}$.

Якщо ця умова не виконується, то задаємося більшими діаметрами труб і повертаємося до розрахунків за формулами (4.26–4.31) до виконання умови (4.31).

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:

$$V_1 = V \cdot \eta, \quad (4.32)$$

де V_1 – швидкість за неповного наповнення труб, $\text{м}/\text{с}$;

η – перехідний коефіцієнт, що визначає зміну швидкості (визначається за графіком із співвідношення Q_p / Q_n , див. рис. 4.4).

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

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

$$h = d \cdot (Q_p / Q_n), \quad (4.35)$$

де Q_p – розрахункові витрати води в трубі;

Q_n – пропускна здатність труби.

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

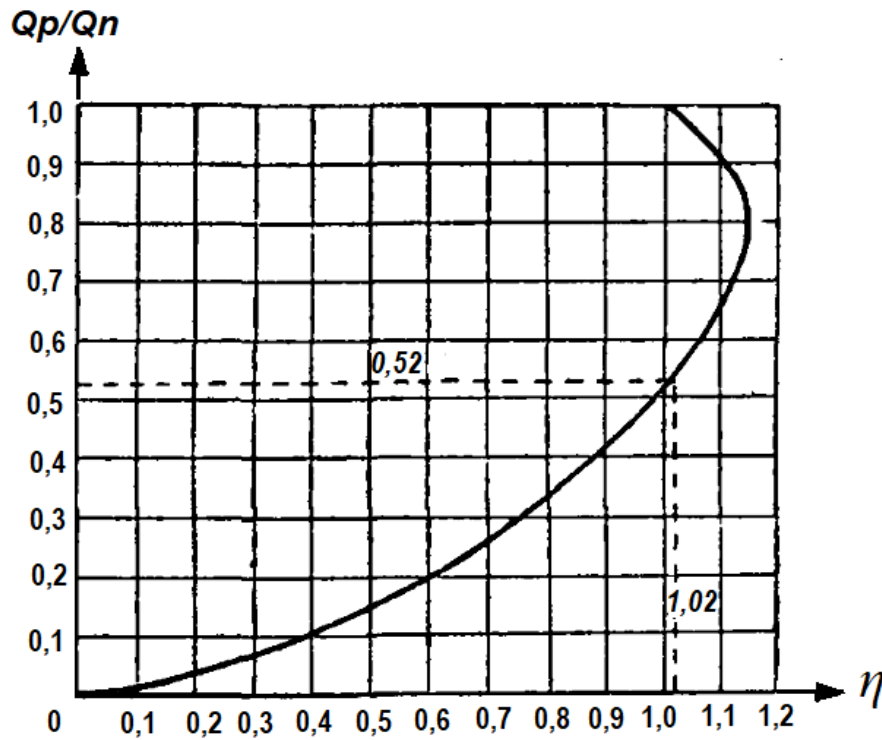


Рисунок 4.4 – Графік для визначення коефіцієнта η

4.3.6 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. 4.13).

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

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

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 4.13 – Вихідні дані

Номер свердловини	Глибина свердловини, м	Глибина появи води від поверхні землі, м	Товщина шару ґрунту, м				Існуюча позначка, $H_{чор}$, м	Розрахункові дані, м	
			рослинний шар	суглинок	основний ґрунт	глина		$H_{ізог}$	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 дрені складають:

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

Кількість дрен $m = 3$ (див. рис. Б.5). Тоді витрати в колекторі складуть:

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

Визначення пропускної здатності труби й швидкості течії води в трубах

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

- для дрена-осушувачів $d = 125 \text{ мм}$, $i = 0,005$;
- для колектора $d = 200 \text{ мм}$, $i = 0,003$.

Розраховуємо гідравлічний радіус R .

Для дрени $R = d/4 = 0,125 / 4 = 0,03125 \text{ м}$.

Для колектора $R = d/4 = 0,2 / 4 = 0,05 \text{ м}$.

Розраховуємо показник ступеня y :

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

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 таблицею 4.12 приймаємо коефіцієнт шорсткості $n = 0,014$ (використовуємо керамічні труби для дрена 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, $\omega = \pi d^2/4 \text{ м}^2$.

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

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

Розраховуємо пропускну здатність труб при їх повному заповненні:

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

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

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

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

$$Q_n \geq Q_p.$$

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

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

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 .

$$\text{Для дрени: } Q_p / Q_n = 480 / 537 = 0,89.$$

$$\text{Для колектора: } Q_p / Q_n = 1440 / 1447 = 0,99.$$

Визначаємо за графіком (рис. 4.4) 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.

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

4.4 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу

У разі залягання водоупору понад 5 м від поверхні землі проєктують недосконалий систематичний дренаж.

Дренаж проєктують за принципом перевірного розрахунку: перевіряють прийняті значення швидкостей і ухилів, діаметрів, пропускну здатність труб, ступінь заповнення труб і отримують ефект водозниження.

Приплив ґрунтових вод до дрени розраховують з урахуванням притоку із зони, розташованої вище глибини закладення дренажу і зони нижче закладення дренажу (рис. 4.5), тобто:

$$q = q_1 + q_2. \quad (4.36)$$

Приплив на 1 м дрени складе:

$$q = K \frac{h_1^2}{2R} + 2K \frac{h_1}{Rn} Tm, \quad (4.37)$$

де K – коефіцієнт фільтрації, м/добу (визначають за таблицею 4.11 у відповідності із заданими ґрунтами);

T – відстань між дренами та водоупором, прийнята рівною 3 м;

R – радіус впливу дренажу, м.

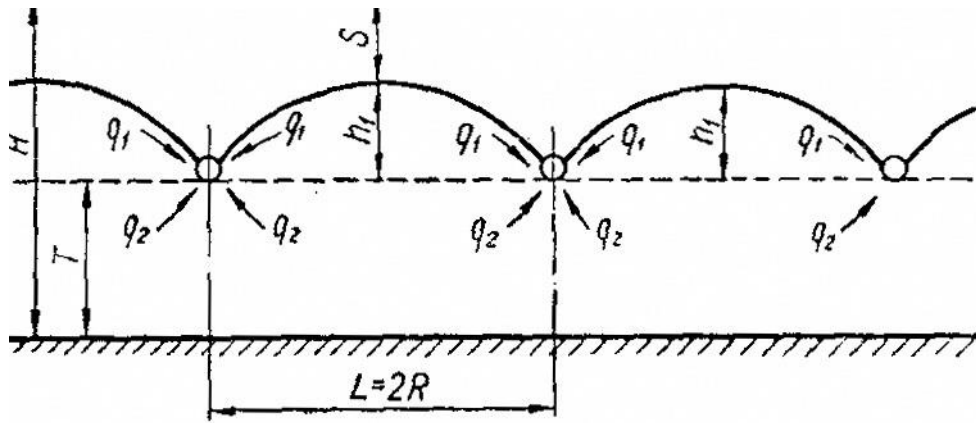


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема горизонтального недосконалого систематичного дренажу

Величину h_1 (див. рис. 4.5), обчислюють так:

$$h_1 = H - T - S, \quad (4.38)$$

де H – середня потужність водоносного горизонту;

S – потрібне зниження рівня ґрунтових вод, м.

Радіус впливу дренажу R розраховують за формулою:

$$R = \frac{h_1}{tg\alpha}, \quad (4.39)$$

де $tg\alpha$ – тангенс кута нахилу депресійної кривої (див. табл. 4.11).

Через те, що лінії струмів довше величини R , тоді для отримання середнього значення довжин струмів застосовують коефіцієнт $n = f(R/T)$, що приймають згідно таблиці 4.14.

Таблиця 4.14 – Значення величини n

R/T	n
20	1,15
5	1,18
4	1,23
3	1,3
2	1,44
1	1,87

Через те, що лінії струмів охоплюють не всю площу ґрунту під дренами, вводять поправочний коефіцієнт $m = 0,75$.

Відстань між дренами недосконалого типу буде дорівнювати:

$$L = 2\sqrt{K \frac{h_1^2}{\rho} + 2 \frac{Km}{\rho n} T h_1}, \quad (4.40)$$

де ρ – коефіцієнт інфільтрації, який приймають за максимальним значенням:

$$\rho = Ktg^2\alpha\left(1 + 2\frac{m}{nh_1}T\right), \quad (4.41)$$

За довжини дрени L_d , визначеної за планом, витрати води у дрени складуть:

$$Q = q \cdot L_d, \text{ м}^3/\text{добу}. \quad (4.42)$$

Далі проводять перевірочні розрахунки аналогічно пункту 4.3.6.

4.5 Проектування дамб обвалування

4.5.1 Визначення позначки гребеня дамби

Елементи глибоководної хвилі визначають за формулами:

$$h_{\text{гл}} = 0,073 \cdot K_P W \sqrt{\frac{D}{\lambda_{0\text{гл}}}}, \quad (4.43)$$

$$\lambda_{\text{гл}} = 0,073 \cdot W \sqrt{D\lambda_{0\text{гл}}}, \quad (4.44)$$

$$\lambda_{0\text{гл}} = 9 + 19e^{-\frac{14}{W}}, \quad (4.45)$$

де $h_{\text{гл}}$ – висота хвилі на глибокій воді, м;

D – довжина вітрового розгону, яку приймають за таблицею вихідних даних (табл. Б.1 дод. Б);

$\lambda_{0\text{гл}}$ – відносна довжина хвилі на глибокій воді;

$\lambda_{\text{гл}}$ – довжина хвилі на глибокій воді, м;

W – розрахункова швидкість вітру, м/с, виміряна на висоті 10 м (табл. Б.1 дод. Б);

K_P – коефіцієнт, який враховує підвищену інтенсивність розвитку хвилі на початку розгону, розраховують за формулою:

$$K_P = 1 + e^{-0,4\frac{D}{W}}. \quad (4.46)$$

Висоту h і довжину хвилі λ в заданій точці знаходять за формулами:

$$h = \beta \cdot h_{\text{гл}}; \quad (4.47)$$

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_{\text{гл}}, \quad (4.48)$$

де α , β – коефіцієнти, які залежать від відношення $H/\lambda_{\text{гл}}$ і визначаються за таблицею 4.15;

H – середня глибина водойми, м (табл. Б.1 дод. Б).

Висоту нахату хвилі на укiс h_n розраховують так:

$$h_n = 2K_{ш} \frac{h}{m_1} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}}, \quad (4.49)$$

де $K_{ш}$ – коефіцієнт шорсткості, приймається залежно від типу укріплення укосу за таблицею 4.16;

m_1 – коефіцієнт верхового укосу, визначається за таблицею 4.17 (для дамби висотою 4–7 м).

Таблиця 4.15 – Значення коефіцієнтів α і β

$H/\lambda_{гд}$	α	β	$H/\lambda_{гд}$	α	β
0,01	0,119	0,251	0,26	0,724	0,753
0,02	0,161	0,306	0,28	0,74	0,767
0,03	0,2	0,352	0,3	0,765	0,78
0,04	0,238	0,394	0,35	0,796	0,81
0,05	0,275	0,428	0,4	0,823	0,832
0,06	0,310	0,462	0,45	0,85	0,854
0,07	0,343	0,493	0,5	0,866	0,871
0,08	0,378	0,519	0,6	0,904	0,904
0,09	0,406	0,542	0,65	0,918	0,913
0,1	0,435	0,564	0,7	0,930	0,930
0,12	0,485	0,596	0,75	0,942	0,942
0,14	0,54	0,635	0,8	0,956	0,956
0,16	0,582	0,662	0,85	0,967	0,967
0,18	0,617	0,685	0,9	0,980	0,98
0,2	0,652	0,703	0,95	0,990	0,99
0,22	0,679	0,720	1	1	1
0,24	0,703	0,736	–	–	–

Таблиця 4.16 – Коефіцієнт шорсткості

Тип укріплення схилу	Коефіцієнт шорсткості
Суцільне непроникне покриття (асфальтобетон)	1
Бетонне покриття	0,9
Мостова (кам'яна кладка)	0,75–0,8
Накид: – з кругляка, – з рваного каменю, – з масивів	0,6–0,65 0,55 0,5

Таблиця 4.17 – Визначення коефіцієнтів верхового та низового укосів

Ґрунт тіла дамби	Коефіцієнти укосу при розрахунковій висоті дамби					
	до 4 м		від 4 до 7 м		більше 7 м	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Суглинок	2	1,5	2,5	1,75	3	2,25
Лес	2,75	2,25	3,25	2,75	3,75	3
Супісь	2,75	2,25	3	2,5	3,25	2,75
Пісок середньозернистий	2,75	2,25	2,75	2,25	3	2,5
Пісок дрібнозернистий	3	2,5	3,25	2,75	3,5	3
Примітка: m_1 – для мокрого укосу (верхового), m_2 – для сухого укосу (низового).						

Перевищення гребня дамби над розрахунковим рівнем води визначають за формулою:

$$Z = \Delta h + h_n + a, \quad (4.50)$$

де Δh – величина вітрового нагону (табл. Б.1 дод. Б);

a – запас у висоті споруди, що вимірюється від позначки накату хвилі на укіс, м, приймається залежно від умов експлуатації та класу дамби за таблицею 4.18 (для нормальних умов експлуатації).

Позначку гребеня дамби Z_g обчислюють за формулою:

$$Z_g = Z_v + Z, \quad (4.51)$$

де Z_v – розрахункова позначка води у водоймі, м (табл. Б.1 дод. Б);

Z – перевищення гребеня дамби над розрахунковим рівнем води, м.

Таблиця 4.18 – Піднесення гребеня дамби, a , м

Умови експлуатації	Клас дамби			
	1	2	3	4
Нормальні	1	0,7	0,5	0,4
Надзвичайні	0,7	0,5	0,4	0,3

4.5.2 Проектування параметрів дамби

Параметри дамби показано на рисунку 4.6.

Визначають висоту дамби в ідеальному перерізі H_d :

$$H_d = Z + H_1, \quad (4.52)$$

де H_1 – глибина води перед дамбою (див. табл. Б.1 дод. Б), м.


$$b = 1,65\sqrt{H_{\partial}}, \text{ але не менше ніж } 3 \text{ м.} \quad (4.53)$$
$$L_o = l_1 + b + l_2, \quad (4.54)$$
$$l_1 = m_1 H_D, \quad (4.55)$$

$$l_2 = m_2 H_d, \quad (4.56)$$

4.5.3 Фільтраційний розрахунок дамб обвалування

35

потік рухається в порах ґрунту з деякою швидкістю, а ґрунт, насичений водою, знаходиться у зваженому стані, що знижує стійкість укосів. Вище депресійної кривої ґрунт тіла дамби має природну вологість. Параметри фільтраційного потоку дозволяють встановити раціональні форми та розміри поперечного профілю дамби та її протифільтраційних та дренажних пристроїв, а також уточнити загальну схему дренажування тіла та основи дамби.

Далі виконуємо фільтраційний розрахунок однорідної дамби на водонепроникній основі з трубчастим дренажем. Фільтраційний розрахунок дамб виконують для встановлення положення депресійної кривої в тілі дамби і визначення фільтраційних витрат води.

Спочатку визначають розрахунковий параметр L_p :

$$L_p = L + \Delta L_B, \quad (4.57)$$

де L – відстань від точки перетину рівня води з верховим укосом до початку обсіпання, м (див. рис. 4.6);

ΔL_B – величина від точки перетину рівня води з верховим укосом до умовної вертикальної роздільної площини початку теоретичної кривої депресії, м (за методом еквівалентного профілю, що спрощує розрахункові формули).

$$L = L_o - H_1 m_1 - L_{др} - L_{ду}; \quad (4.58)$$

де L_o – ширина основи дамби, м (див. формулу 4.54);

H_1 – глибина води перед дамбою, м (див. формулу 4.52);

m_1 – коефіцієнт для верхового укосу (табл. 4.17);

$L_{др}$ – відстань від початку обсіпання до осі дрени, м (приймаємо $L_{др} = 0,4\text{--}0,5$ м);

$L_{ду}$ – параметр залягання дрени в тілі дамби, або відстань від осі дренажної труби до межі підшви низового укосу (приймаємо 2–5 м).

$$\Delta L_B = \beta_B H_1 \epsilon; \quad (4.59)$$

де β_B – коефіцієнт, який залежить від величини верхового укосу, знаходять його за формулою:

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1}, \quad (4.60)$$

де m_1 – коефіцієнт для верхового укосу (табл. 4.17).

Далі визначають фільтраційні витрати на 1 погонний метр дамби:

$$q = K \left(\frac{H_1^2}{2L_p} \right), \text{ м}^3/\text{добу}, \quad (4.61)$$

де H_1 – глибина води перед дамбою, м;

K – коефіцієнт фільтрації тіла дамби (табл. 4.19);

L_p – розрахункова величина (за формулою 4.57)

Таблиця 4.19 – Коефіцієнт фільтрації тіла дамби

Ґрунт	Лес	Суглинок	Супісь	Пісок		
				дрібний	середній	крупний
K , м/добу	0,008	0,1–0,2	0,2–0,8	2–5	5–15	15–50

Перераховують відстань від початку обсіпання до осі дрени L_{dp} , яка повинна задовольняти умові:

$$L_{dp} \geq 0,5 \frac{q}{K}, \text{ м.} \quad (4.61)$$

Якщо після розрахунку відстань L_{dp} буде менше прийнятого 0,4–0,5 м, тоді залишаємо $L_d = 0,4–0,5$ м, а якщо більше – приймаємо нове значення L_{dp} .

Далі розраховуємо координати X і h_x (див. рис. 4.6) фільтраційної кривої (кривої депресії). Вони є точками, за якими ми можемо побудувати графік зміни фільтрації тіла дамби. Приймаючи значення X , розраховують h_x і визначають положення кривої депресії за декількома точками.

Величину h_x обчислюють за формулою:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} (L - X + L_{dp})}, \text{ м.} \quad (4.62)$$

Для побудови графіку кривої депресії достатньо 7–10 точок. Для цього відстань $(L + L_d)$ розділяють на 6–9 рівних відрізків і розраховують по-перше X_1 (наприклад, $X_1 = (L + L_{dp}) / 7$). Далі $X_2 = 2X_1$, $X_3 = 3X_1$, тощо.

Точки	X , м	h_x , м
1	X_1	
2	X_2	
3	X_3	
4	X_4	
...	...	
N	$X_n = L + L_{dp}$	$h_n = 0$

4.5.4 Приклад розрахунку дамби обвалування

Вихідні дані	Номер варіанту
Швидкість вітру W , м/с	17,6
Довжина вітрового розгону D , км	4,4
Середня глибина водойми H , м	5
Глибина води перед дамбою, H_1 , м	5
Розрахункова позначка води у водоймі, Z_6 , м	73
Величина вітрового нагону Δh , м	0,43
Клас дамби	2
Тип укріплення верхового укосу	накид з рваного каменю
Тип ґрунту дамби	лес

Визначення позначки гребеня дамби

Визначаємо елементи глибоководної хвилі:

$$\begin{aligned}\lambda_{0\Gamma\Gamma} &= 9 + 19e^{-\frac{14}{W}} = 9 + 19 \cdot 2,718^{-\frac{14}{17,6}} = 17,57 \text{ м}; \\ K_P &= 1 + e^{-0,4\frac{D}{W}} = 1 + 2,718^{-0,4\frac{4,4}{17,6}} = 1,9; \\ h_{\text{гт}} &= 0,073 \cdot K_P W \sqrt{\frac{D}{\lambda_{0\Gamma\Gamma}}} = 0,073 \cdot 1,9 \cdot 17,6 \sqrt{\frac{4,4}{17,57}} = 1,22 \text{ м}; \\ \lambda_{\text{гт}} &= 0,073 \cdot W \sqrt{D \lambda_{0\Gamma\Gamma}} = 0,073 \cdot 17,6 \sqrt{4,4 \cdot 17,57} = 11,3 \text{ м}.\end{aligned}$$

Визначаємо висоту h і довжину хвилі λ у заданій точці:

$$\begin{aligned}h &= \beta \cdot h_{\Gamma\Gamma} = 0,85 \cdot 1,22 = 1,04 \text{ м}. \\ \lambda &= \alpha \cdot \lambda_{\Gamma\Gamma} = 0,854 \cdot 11,3 = 9,65 \text{ м}.\end{aligned}$$

Розраховуємо висоту нахату хвилі на укіс:

$$h_{\pi} = 2K_{\pi} \frac{h}{m_1} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} = 2 \cdot 0,55 \frac{1,04}{3,25} \sqrt[3]{\frac{9,65}{1,04}} = 0,74 \text{ м}.$$

Визначаємо перевищення гребня дамби над розрахунковим рівнем води:

$$Z = \Delta h + h_{\pi} + a = 0,43 + 0,74 + 0,7 = 1,87 \text{ м}.$$

Розраховуємо позначку гребеня дамби Z_c :

$$Z_r = Z_b + Z = 73 + 1,87 = 74,87 \text{ м}.$$

Проектування параметрів дамби

Визначаємо висоту дамби в ідеальному перерізі:

$$H_d = Z + H_1 = 1,87 + 5 = 6,87 \text{ м.}$$

Розраховуємо ширину верхньої частини дамби:

$$b = 1,65\sqrt{H_d} = 1,65\sqrt{6,87} = 4,32 \text{ м.}$$

Визначають ширину основи дамби:

$$L_o = l_1 + b + l_2 = 3,25 \cdot 6,87 + 4,32 + 2,75 \cdot 6,87 = 45,54 \text{ м.}$$

Фільтраційний розрахунок дамби обвалування

$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1} = \frac{3,25}{6,5 + 1} = 0,433,$$
$$\Delta L_B = \beta_B H_1 \Delta L_B = 0,433 \cdot 5 = 2,17 \text{ м.}$$

Приймаємо $L_{dp} = 0,4 \text{ м}$, а $L_{dy} = 5 \text{ м}$.

$$L = L_o - H_1 m_1 - L_{dp} - L_{dy} = 45,54 - 5 \cdot 3,25 - 0,4 - 5 = 23,89 \text{ м,}$$
$$L_P = L + \Delta L_B = 23,89 + 2,17 = 26,06 \text{ м.}$$

Визначаємо фільтраційні витрати на 1 погонний метр дамби:

$$q = K \left(\frac{H_1^2}{2L_P} \right),$$
$$q = 0,008 \left(\frac{5^2}{2 \cdot 26,06} \right) = 0,004 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Перераховуємо $L_{dp} \geq 0,5 \frac{q}{K} = 0,5 \cdot 0,004 / 0,008 = 0,25 \text{ м}$, що менше прийнятого $0,4 \text{ м}$, тому залишаємо $L_{dp} = 0,4 \text{ м}$.

Далі, приймаючи значення X , розраховуємо $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} (L - X + L_{dp})}$ і по точках будуємо графік кривої депресії. $X_1 = (23,89 + 0,4) / 7 = 3,47 \text{ м}$.

$$h_1 = \sqrt{2 \frac{0,004}{0,008} (23,89 - 3,47 + 0,4)} = 4,56 \text{ м.}$$

Аналогічно далі виконують усі інші розрахунки. Результати заносимо у таблицю 4.20.

Таблиця 4.20

Точки	X , м	h_x , м
0	$X_0=0$	$h_0=H_1=5$
1	$X_1=3,47$	$h_1=4,56$
2	$X_2=6,94$	$h_2=4,17$
3	$X_3=10,41$	$h_3=3,73$
4	$X_4=13,88$	$h_4=3,23$
5	$X_5=17,35$	$h_5=2,63$
6	$X_6=20,82$	$h_6=1,86$
7	$X_7=24,29$	$h_7=0$

5 ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

Таблиця 5.1 – Розподіл часу за темами практичних занять

Тема	Зміст (план)	Кільк. ауд. годин	
		денна форма	заочна форма
1	2	3	4
Змістовий модуль 1 Експлуатація міських вулиць і доріг			
Тема 1 Принципи розрахунку площі міських вулиць і доріг	1. Вимірювання довжини вулиць різних категорій на плані міста. 2. Розрахунок площі міських вулиць	1	1
Тема 2 Принципи розрахунку необхідної кількості машин для прибирання вулиць і доріг в літній період	1. Визначення необхідної кількості поливочних машин для миття вулиць. 2. Визначення необхідної кількості поливочних машин для поливання вулиць. 3. Визначення необхідної кількості підмітально-прибиральних машин для підмітання вулиць	1	
Тема 3 Принципи розрахунку необхідної кількості машин для прибирання вулиць і доріг у зимовий період	1. Визначення необхідної кількості плужно-щіткових снігоочищувачів. 2. Визначення необхідної кількості піскорозкидувачів. 3. Визначення необхідної кількості снігонавантажувачів. 4. Визначення необхідної кількості самоскидів для вивезення снігу	1	
Тема 4 Принципи розрахунку необхідної площі піскобаз і снігозвалища	1. Розрахунок необхідної площі піскобази. 2. Розрахунок необхідної площі снігозвалища	1	1

Продовження таблиці 5.1

1	2	3	4
Тема 5 Розробка схеми руху машин для прибирання внутрішньоквартальних територій	1. Викреслювання схеми руху сміттєвозів на плані житлової групи. 2. Викреслювання схеми руху плужно-щіткових снігоочисників для прибирання прилеглих вулиць на плані житлової групи. 3. Викреслювання схеми руху плужно-щіткових снігоочисників для прибирання внутрішньоквартальних проїздів на плані житлової групи. 4. Викреслювання схеми руху тротуаро-прибиральних машин для прибирання тротуарів уздовж вулиць на плані житлової групи	1	
Змістовий модуль 2 Утримання та експлуатація водовідвідних споруд			
Тема 6 Розрахунок колектора зливової каналізації	1. . Гідрологічний розрахунок колектора зливової каналізації. 2. Гідравлічний розрахунок колектора зливової каналізації	4	1
Тема 7 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу	1. Визначення розрахункового пониження рівня ґрунтових вод. 2. Визначення середньої потужності водоносного горизонту 3. Визначення відстані між дренами-осушувачами 4. Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени 5. Визначення пропускної здатності труби і швидкості течії води в трубах	2	1
Тема 8 Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу	1. Визначення розрахункового пониження рівня ґрунтових вод. 2. Визначення середньої потужності водоносного горизонту 3. Визначення відстані між дренами-осушувачами 4. Визначення питомих витрат (припливу) води до дрени 5. Визначення пропускної здатності труби і швидкості течії води в трубах	2	
Змістовий модуль 3 Утримання та експлуатація дорожньо-транспортних споруд			
Тема 9 Проектування дамб обвалування	1. Визначення позначки гребеня дамби. 2. Проектування параметрів дамби. 3. Фільтраційний розрахунок дамб обвалування	4	2
Разом		17	6

6 САМОСТІЙНА РОБОТА

Таблиця 6.1 – Розподіл балів за темами самостійної роботи

Види завдань та засоби контролю (тестування, контрольні роботи, індивідуальні завдання тощо)	Розподіл балів	
	денна форма	заочна форма
1	2	3
Змістовий модуль 1	15	15
Практичне завдання № 1 Принципи розрахунку площі міських вулиць і доріг (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 2 Принципи розрахунку необхідної кількості машин для прибирання вулиць і доріг в літній період (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 3 Принципи розрахунку необхідної кількості машин для прибирання вулиць і доріг в зимовий період (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 4 Принципи розрахунку необхідної площі піскобаз і снігозвалища (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Практичне завдання № 5 Розробка схеми руху машин для прибирання внутрішньоквартальних територій (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Завдання до самостійної роботи № 1. Розрахувати площу вулиць, міських доріг і майданів (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Завдання до самостійної роботи № 2. Розрахувати необхідну кількість машин для літнього прибирання вулиць і доріг (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Завдання до самостійної роботи № 3. Розрахувати необхідну кількість машин для зимового прибирання вулиць і доріг (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Завдання до самостійної роботи № 4. Розрахувати площу піскобаз і снігозвалища (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Завдання до самостійної роботи № 5. Розробити схему руху машин для прибирання внутрішньоквартальних територій на плані житлової групи (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Змістовий модуль 2	15	15
Практичне завдання № 6 Розрахунок колектора зливової каналізації (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Практичне завдання № 7. Розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	2	2
Практичне завдання № 8. Розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	1	1
Завдання до самостійної роботи № 7. Виконати розрахунок горизонтального систематичного дренажу досконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	3	3
Завдання до самостійної роботи № 8. Виконати розрахунок горизонтального систематичного дренажу недосконалого типу (графічне завдання, розрахунки)	3	3

Продовження таблиці 6.1

1	2	3
Змістовий модуль 3	10	10
Практичне завдання № 9. Проектування дамб обвалування (графічне завдання, розрахунки)	5	5
Завдання до самостійної роботи № 9. Виконати розрахунок дамби обвалування (графічне завдання, розрахунки)	5	5
Індивідуальне завдання (РГР)	30	30
Підготовка розрахункової частини	10	10
Графічна частина та захист РГР	20	20
Підсумковий контроль – екзамен	30	30
Теоретичне питання 1	10	10
Теоретичне питання 3	10	10
Всього за модулем	100	100

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Линник І. Е. Інженерна підготовка територій населених місць: навч. посібник / І. Е. Линник. – Харків : ХНАМГ, 2004. – 337 с.
2. Проєктування 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. Линник І. Е. Утримання та ремонт міських вулиць та доріг / І. Е. Линник. – Харків : ХДАМГ, 2001. – 127 с.
5. Норми часу на роботи з прибирання об'єктів благоустрою населених пунктів. [Електронний ресурс] : Наказ Міністерства з питань житлово-комунального господарства України від 16.03.2010 № 72. – Електронні текстові дані. – Режим доступу : <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0213662-08>, вільний (дата звернення 04.03.19). – Назва з екрана.
6. Методичні рекомендації з прибирання території об'єктів благоустрою населених пунктів [Електронний ресурс] : Наказ Міністерства з питань житлово-комунального господарства України від 07.07.2008 № 213. – Електронні текстові дані. – Режим доступу : <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0072662-10>, вільний (дата звернення 04.03.19). – Назва з екрана.
7. Методика підготовки вулично-дорожньої мережі населених пунктів до зимового періоду [Електронний ресурс] : Наказ Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 17.07.2013 № 319. – Електронні текстові дані. – Режим доступу : <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1371-13>, вільний (дата звернення 04.03.19). – Назва з екрана.
8. Лукиных А. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского / А. А. Лукиных, Н. А. Лукиных. – М. : Стройиздат, 1974. – 156 с.
9. Цифровий репозиторій ХНУМГ [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://eprints.kname.edu.ua>.

ДОДАТОК А

Вихідні дані для проєктування дренажних систем

Таблиця А.1 – Вихідні дані для проєктування дренажних систем по варіантах

Варі- ант	Вихідні дані				
	Номер май- дан- чика	Тип основного грунту	Функціональне призначення майданчика	Розміри майданчика, м	Тип матеріа- лу дре- нажних труб
1	1	Пісок дрібнозернистий	Багатоповерхова забудова без підвалів	500 × 400	кера- мічні
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	азбес- тоце- 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	кера- мічні
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	азбес- тоце- 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	кера- мічні
22		Пісок крупнозернистий	Багатоповерхова забудова з підвалами		
23		Пісок середньозернистий	Малоповерхова садибна забудова		
24		Пісок дрібнозернистий	Парк	500 × 400	
25		Суглинок легкий	Спортивний майданчик		

Таблиця А.2 – 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, $H_{пор}$, м
			рослинний шар, h_p	суглинок, $h_{сугл}$	основний ґрунт, $h_{ог}$	рослинний шар, h_p	
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

Таблиця А.3 – 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, $H_{чор}$, м
			рослинний шар, h_p	суглинок, $h_{сугл}$	основний ґрунт, $h_{ог}$	рослинний шар, h_p	
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

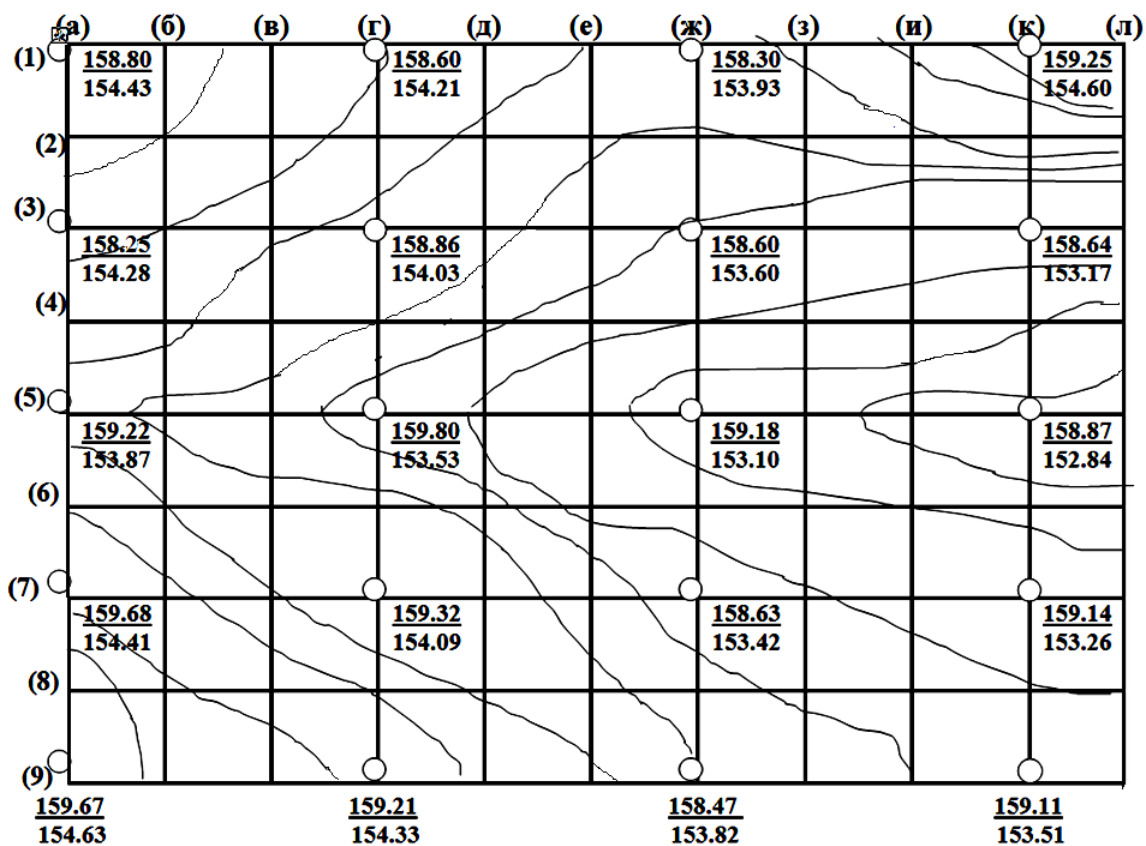


Рисунок А.1 – План майданчика в ізогіпсах (приклад 1)

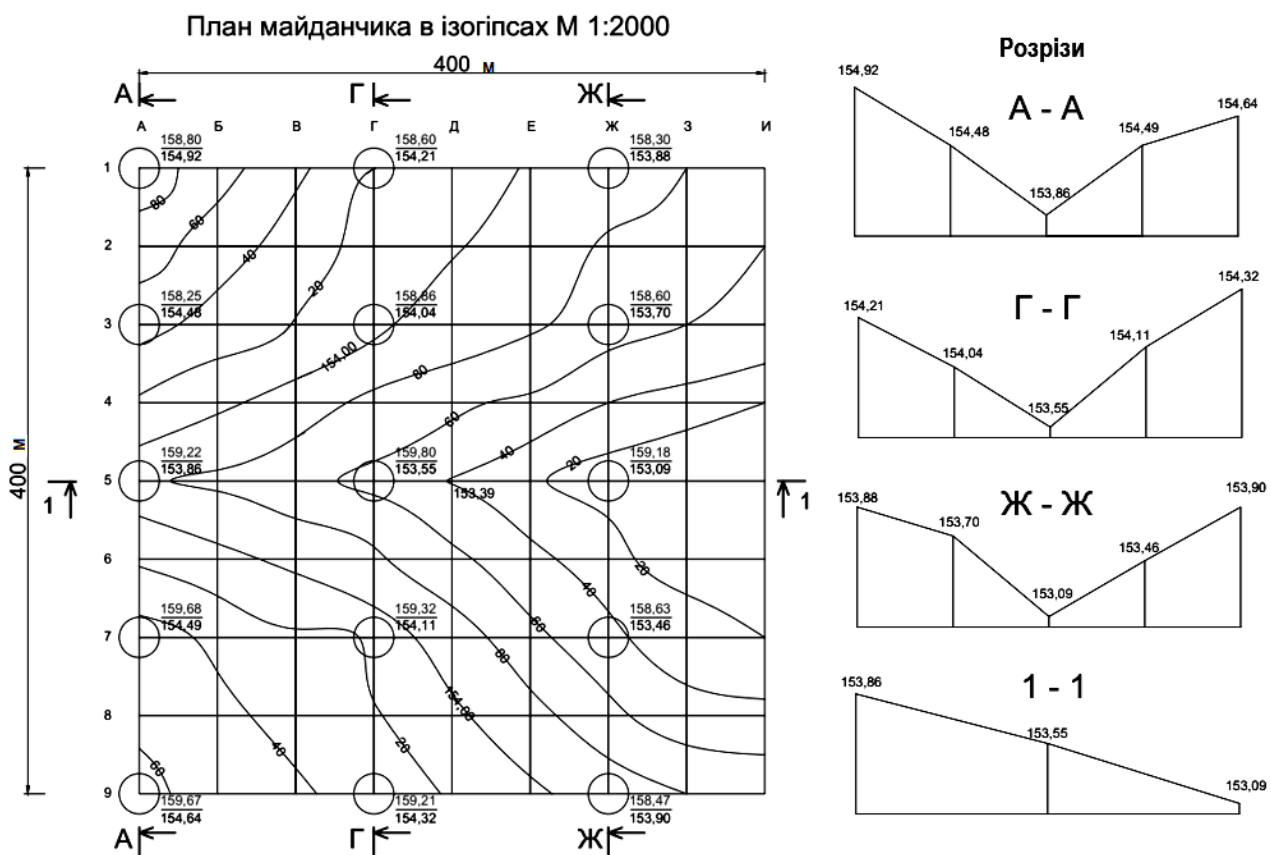


Рисунок А.2 – План майданчика в ізогіпсах з розрізами (приклад 2)

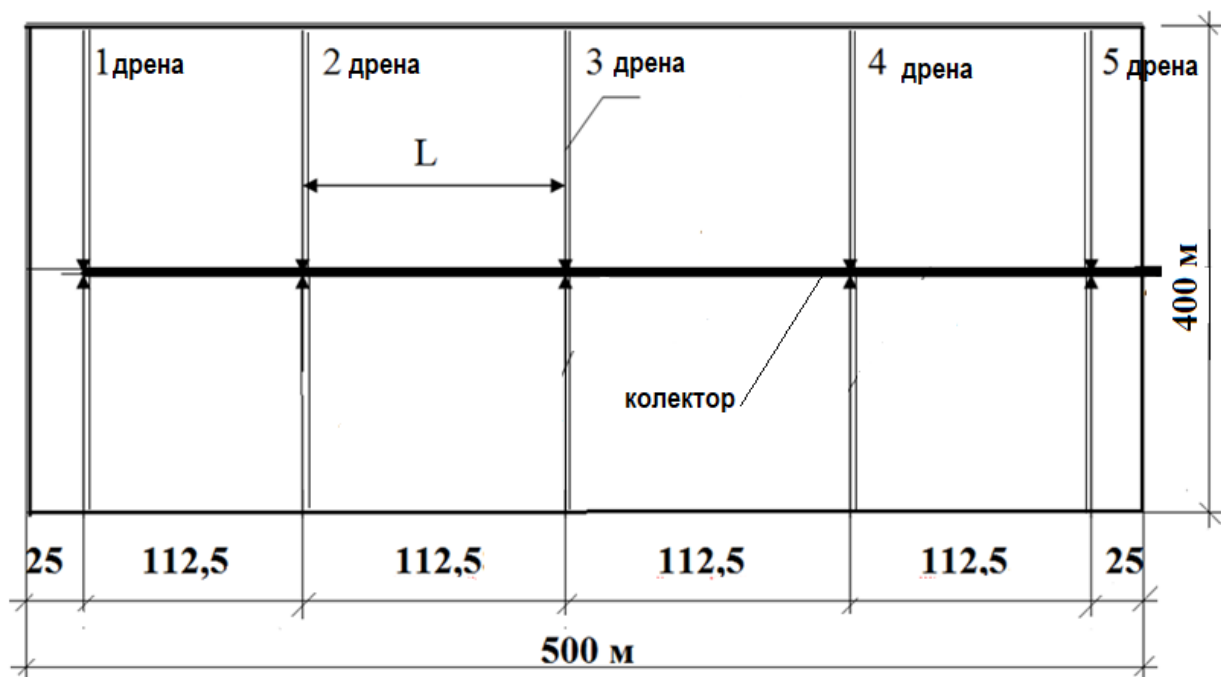


Рисунок А.3 – Схема дрен в плані (приклад 1)

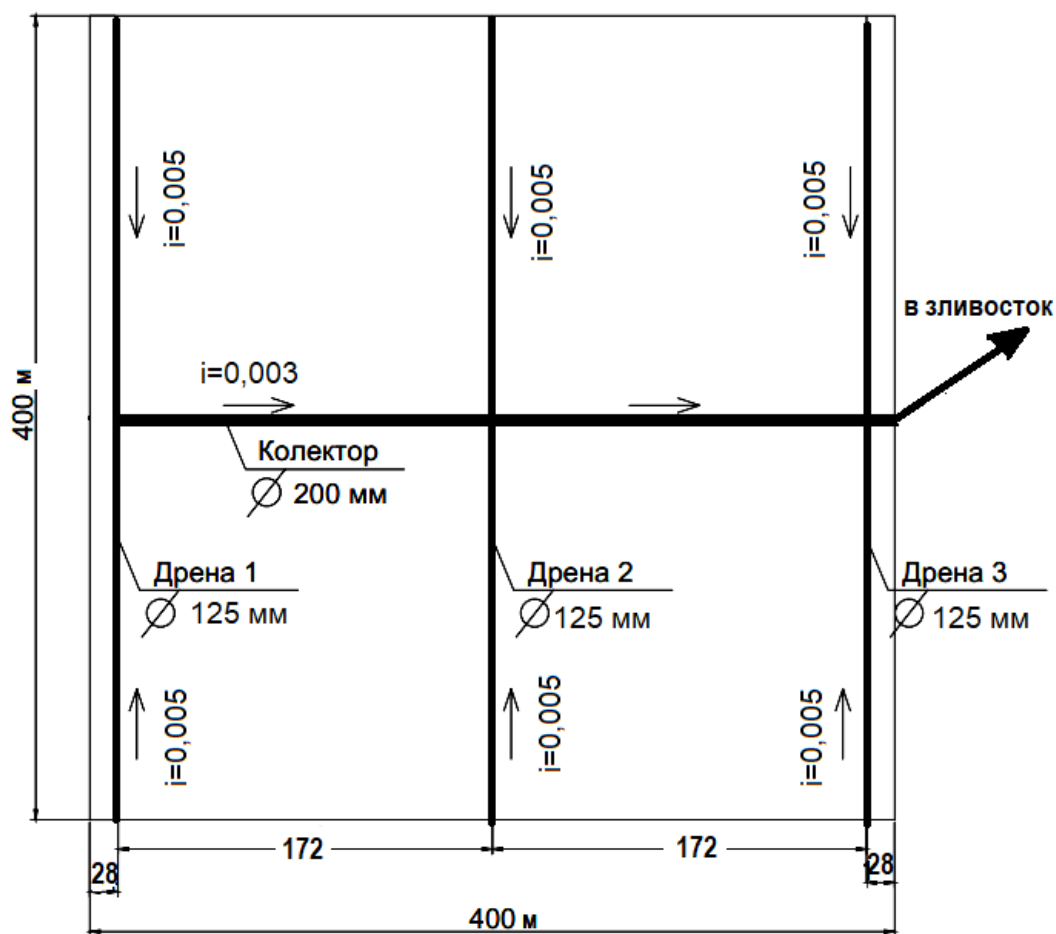


Рисунок А.4 – Схема дрен в плані (приклад 2)

ДОДАТОК Б
Вихідні дані для проєктування дамб обвалування

Таблиця Б.1 – Вихідні дані для проєктування дамб обвалування

Вихідні дані	Варіанти											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Швидкість вітру W , м/с	16	16,3	16,7	17	17,3	17,6	18	18,3	18,6	19	19,3	19,6
Довжина вітрового розгону D , км	2	4	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5
Середня глибина водойми H , м	4	4,2	4,4	4,6	4,8	5	5,2	5,4	5,6	5,8	6	6,2
Глибина води перед дамбою H_1 , м	3,9	4	4,1	4,2	4,3	4,4	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5,0
Розрахункова позначка води у водоймі, Z_e , м	70,5	71	71,5	72	72,5	73	73,5	74	74,5	75	75,5	76
Величина вітрового нагону Δh , м	0,3	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,5	0,52	0,55	0,57	0,6
Клас дамби	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Тип укріплення верхового укосу	накид з брукового каменю					накид з рваного каменю				бруківка (кам'яна кладка)		
Тип ґрунту дамби	суглинок					лес				супісь		

Продовження таблиці Б.1

Вихідні дані	Варіанти										
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Швидкість вітру W , м/с	20	20,2	20,2	20,4	20,6	20,7	20,9	21	21,2	21,4	21,6
Довжина вітрового розгону D , км	5,1	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7	5,8	5,9	6	6,5
Середня глибина водойми H , м	6,4	6,7	7,0	7,3	7,5	7,7	8,0	8,2	8,4	8,6	8,8
Глибина води перед дамбою H_1 , м	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	7,0	7,2
Розрахункова позначка води у водоймі, Z_v , м	76,5	77	77,5	78	78,5	79	79,5	80	80,5	81	81,5
Величина вітрового нагону Δh , м	0,62	0,64	0,66	0,68	0,7	0,73	0,76	0,8	0,83	0,87	0,9
Клас дамби	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3
Тип укріплення верхового укосу	накид з масивів			бетонне			асфальто-бетонне		бруківка (кам'яна кладка)		
Тип ґрунту дамби	суглинок			пісок середньозернистий			пісок мілкозернистий		лес		

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації
до організації самостійної роботи, проведення практичних занять, виконання
розрахунково-графічної роботи
з навчальної дисципліни

«УТРИМАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ МІСЬКИХ СПОРУД»

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання
галузі знань 19 – Архітектура та будівництво
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
освітня програма «Міське будівництво та господарство»)*

Укладачі: **ЛИННИК** Ірина Едуардівна,
ГАЙКО Юрій Іванович

Відповідальний за випуск *О. В. Завальний*
За авторською редакцією
Комп'ютерне верстання

План 2022, поз. 97М

Підп. до друку 08.06.2022. Формат 60 × 84/16.
Електронне видання. Ум. друк. арк. 3,02.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідectво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.