



Національний університет
водного господарства та природокористування

Міністерство освіти і науки України

Національний університет водного господарства та
природокористування

Кафедра міського будівництва та господарства

03-04-045

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни
«Інженерна підготовка та благоустрій міських територій»
для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня
за спеціальністю **192 «Будівництво та цивільна інженерія»**
освітньо-професійної програми
«Міське будівництво і господарство»
усіх форм навчання
(Частина I)

Рекомендовано науково-методичною
комісією за спеціальністю
**192 «Будівництво та
цивільна інженерія»**
Протокол № 7 від 31 травня 2018 р.

Рівне 2018



Національний університет

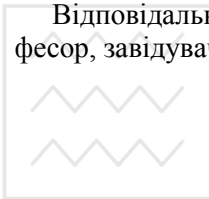
водного господарства

та природокористування

Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Інженерна підготовка та благоустрій міських територій» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за спеціальністю **192 «Будівництво та цивільна інженерія»** освітньо-професійної програми «**Міське будівництво і господарство**» усіх форм навчання (Частина I) / В.А. Ліпянін, Рівне: НУВГП, 2018, – 29 с.

Укладач: В.А. Ліпянін, канд. техн. наук, доцент.

Відповідальний за випуск О.А. Ткачук, д-р. техн. наук, професор, завідувача кафедри міського будівництва та господарства



водного господарства
та природокористування

© Ліпянін В.А., 2018
© НУВГП, 2018



Зміст

| | | |
|--------|--|----|
| | Вступ | 4 |
| 1. | Загальні відомості про дренажні системи. | 5 |
| 2. | Захист від підтоплення та затоплення населених пунктів промислових та будівельних майданчиків | 6 |
| 2.1. | Аналіз причин, які породжують затоплення, підтоплення та заболочення територій | 6 |
| 2.2. | Проектування інженерних заходів для захисту територій від підтоплення, затоплення та заболочення | 6 |
| 3. | Типи, системи та конструкції захисних дренажів, їх призначення, правила проектування та розрахунки | 7 |
| 3.1. | Проектування та розрахунки головного дренажу | 7 |
| 3.1.1. | Призначення і порядок проектування головного дренажу | 7 |
| 3.1.2. | Розрахунок головного горизонтального дренажу | 8 |
| 3.1.3. | Приклад розрахунку головного горизонтального дренажу | 12 |
| 3.2. | Призначення, проектування та розрахунок берегового дренажу | 14 |
| 3.2.1. | Прогноз підняття рівня ґрунтових вод при підпорі води в річці | 14 |
| 3.2.2. | Порядок проектування та розрахунку горизонтального берегового дренажу | 15 |
| 3.2.3. | Проектування та розрахунки вертикального берегового дренажу | 18 |
| 3.3. | Проектування та розрахунки кільцевого вертикального дренажу | 22 |
| | Додатки | 27 |
| | Список літератури | 29 |



ВСТУП

Інженерна підготовка міських територій представляє собою інженерні заходи з перетворення, зміни та покращення природних умов, а також обмеження фізико-геологічних процесів в їх розвитку та впливу на територію міст.

Будівництво нових міст і нових житлових районів в існуючих містах здійснюється на територіях, що відводяться під забудову. Фактори вибору території різноманітні і тому задача є складною, яка вирішується із врахуванням вимог промисловості і транспорту, архітектурно-планувальних і санітарно-гігієнічних умов, а також можливостей і умов інженерного обладнання та інженерного благоустрою міських територій. Крім того, одним із важливих факторів, що характеризує територію, є природні умови місцевості, рельєф, геологічні та гідрогеологічні характеристики території, водні простори, а також наявність і активність фізико-геологічних процесів (зсуви, яри і т. н.).

Вивчення природних умов дозволяє встановити інженерну і містобудівельну оцінку територій, ступінь їх придатності для будівництва нового міста або району.

Як правило, будівництво здійснюється після попередньої інженерної підготовки території, обсяг робіт якої залежить від природних умов та містобудівельних вимог. Території із сприятливими природними умовами, придатними для будівництва, не вимагають складних і великих за обсягом заходів інженерної підготовки. Неприятливі природні умови (зсуви, рельєф, високий рівень підземних вод, затоплення територій паводками річок і т. д.) значно ускладнюють інженерну підготовку, тому при проектуванні і здійсненні інженерної підготовки територій всі рішення повинні бути підтвержені їх технічною та економічною доцільністю.



1. Загальні відомості про дренажні системи

Однією із природних умов, що викликає підтоплення є підземні води. Вони при високому рівні ускладнюють будівництво та експлуатацію будівель та споруд, погіршують санітарні умови міських територій. Виходячи на поверхню або наближуючись до неї утворюють заболочення або болота. Надлишок вологи сприяє пониженню несучої здатності ґрунту, що має суттєве значення при проектуванні і зведенні будівель і споруд.

Задачами інженерної підготовки при підтопленні території є:

- пониження рівня ґрунтових вод;
- осушення територій;
- захист міських будівель і споруд від підтоплення.

Ці завдання вирішуються шляхом влаштування дренажних систем в комплексі з вертикальним плануванням міської території і організації стоку поверхневих вод.

Дренажні системи – застосовуються в інженерній підготовці благоустрою території з ярами, зсувними схилами, при захисті міської території від підтоплення водами річок і водосховищ, при підніманні в них рівня води, що викликане підвищенням рівня ґрунтових вод (РГВ). Спеціальні дренажні системи влаштовуються при будівництві міських вулиць і доріг, підземних тунелів, глибокоземних споруд, підпірних стінок на набережних та в інших випадках. Встановлення найбільш допустимого рівня підземних вод визначається на основі його необхідної глибини відносно поверхні ґрунту, залежно від призначення підтопленої території та проектуючих або існуючих будівель і споруд. Найменша допустима глибина від поверхні до найвищого рівня підземних вод називається **нормою осушення**.

В загальному вигляді мінімальна норма осушення приймається:

- для сельбищних територій із капітальною забудовою – 2 м, а при наявності підвальних приміщень – 3...4 м;
- для територій парків, стадіонів – 1м.



2. Захист від підтоплення та затоплення населених пунктів промислових та будівельних майданчиків

Підтоплення – підняття РГВ до поверхні, вище необхідної норми осушення, викликане цілим комплексом, або окремими причинами.

Затоплення – покриття поверхні ґрунту шаром води під час повені, паводків, або після будівництва водопровідних споруд на річці.

2.1. Аналіз причин, які породжують затоплення, підтоплення та заболочення території

Підтоплення та заболочування територій спричиняється як природними так і антропогенними факторами або причинами.

Природні причини: а) утворення верховодки; б) підняття РГВ; в) підняття капілярної води від напірних підземних вод.

Антропогенні фактори можуть виникати через: а) погіршення умов відтоку зливових і тало-дощових вод при будівництві; б) підтоплення територій діючих промислових підприємств і населених пунктів через погіршення умов стоку поверхневих вод, не виконання вимог нормальної експлуатації водних комунікацій; в) будівництво водосховищ і каналів в населених і промислових районах.

Аналізуючи природно-кліматичні умови району в цьому розділі студент повинен встановити причини, які призводять до підтоплення території, обґрунтувати прийняті рішення і дати детальну характеристику.

2.2. Проектування інженерних заходів для захисту територій від підтоплення, затоплення та заболочення

Підняття РГВ спричиняє появу сирості в підвальних поверхах та в тунелях, заболочування понижених ділянок. Крім цього змінюються фізичні властивості ґрунтів, в результаті чого зменшуються допустимі навантаження на ґрунт та мають місце просідання будівель та пошкодження підземних комунікацій – каналізаційної, водопровідної, телефонної, електричної мереж. При



значному підйомі ґрунтових вод слід передбачити спеціальні заходи для боротьби з підтопленням території, які необхідно розділити на профілактичні (попереджувальні) та захисні.

Профілактичні заходи передбачають зменшення підживлення ґрунтових вод, або міграції вологи до підземних контурів будівель.

Лінійні споруди, які врізаються в потік ґрунтових вод, бажано розміщувати вздовж напрямку потоку ґрунтових і поверхневих вод з метою усунення їх впливу на підйом РГВ.

Забороняються втрати води із водопровідно-каналізаційної мережі, водозливів, бризкальних басейнів, градирень, водоймищ, відстійників та ін.

До профілактичних заходів слід також віднести збереження, розчищення та поглиблення балок, струмків і староріччя. З метою зниження РГВ необхідно насаджувати дерева та кущі у вигляді смуг та зелених гаїв.

Для попередження конденсації водяних парів і притоку води за рахунок різниці температур в основі будівель та споруд приміняється ущільнення ґрунтів при зворотному засипанні, вентиляційний дренаж. До захисних заходів відносяться: підвищення поверхні території шляхом намівання ґрунту, або відсіпання його з резервів; індивідуальних захист окремих будівель і споруд (гідроізоляція, застійний, пластовий та контурний дренаж); зменшення припливу ґрунтових вод зі сторони шляхом будівництва головних, берегових каналів або дрен.

3. Типи, системи та конструкції захисних дренажів, їх призначення, правила проектування та розрахунки

3.1. Проектування та розрахунки головного дренажу

3.1.1. Призначення і порядок проектування головного дренажу

Головний дренаж служить для зниження РГВ, які притікають на територію, що захищається з прилягаючих схилів. Складається він, як правило, з горизонтальної дрени, запроектованої вздовж верхньої межі населеного пункту та колектора, який транспортує воду до водоприймача.



При близькому заляганні водоупору (5...6 м) проектується досконалий дренаж, тобто дрена лежить на водоупору. При більшій потужності водовмісних порід, головна дрена проектується недосконалою або висячою.

Головний дренаж порівняно з систематичним, має ряд переваг:

- а) при його влаштуванні територію, що захищається, займається під земляні роботи;
- б) він дозволяє здійснити рівномірне зниження РГВ;
- в) скорочена довжина дренажних ліній і, відповідно, менша його будівельна вартість.

3.1.2. Розрахунок головного горизонтального дренажу

Розрахунки горизонтального дренажу виконують з метою встановлення витрати дренажу та підбору діаметрів труб.

Залежно від глибини залягання водоупору та водонепроникності верхнього (розрахункового) шару порід встановлюють тип головного дренажу - однолінійний або двохлінійний, досконалий або недосконалий і схема його розміщення на топографічному плані.

Якщо територія, що прилягає з нагірної сторони складена легкопроникними ґрунтами, то при розрахунку горизонтального дренажу враховується інфільтрація поверхневої води.

Радіус впливу дрена встановлюється за формулами:

$$R = \frac{h_1}{\operatorname{tg} \alpha}, \text{ м} \quad (3.1)$$

при наявності інфільтрації:

$$R = h_1 \cdot \sqrt{\frac{k_d}{p}}, \text{ м} \quad (3.2)$$

де: $\operatorname{tg} \alpha$ – величина кута нахилу депресійної кривої, його значення приймаємо в залежно від механічного складу ґрунту;

p - величина інфільтрації поверхневої води, значення приймаються за табл. 1 додатку 2;

k_d – коефіцієнт фільтрації, м/добу;

h_1 – напір води над дренаю.



Питому витрату води на 1 п.м. встановлюють використовуючи розрахункові залежності (рис. 3.1.):

- при відсутності інфільтрації:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 = k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 \cdot R} + k_d \cdot \frac{h_1}{n \cdot R} \cdot m \cdot h_d, \quad (3.3)$$

- при наявності інфільтрації поверхневої води:

$$q_{imp}^p = k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 \cdot R_p} + k_d \cdot \frac{h_1}{n \cdot R_p} \cdot m \cdot h_d + p \cdot \frac{R_p}{2}, \quad (3.4)$$

де q_1 – притік води з верхнього шару, $м^3/добу$;

q_2 – притік води з нижнього шару, $м^3/добу$.

Рівняння (3.4) має зміст якщо: $\frac{p \cdot R_p}{2} \geq 0,1 \cdot k_d \cdot \frac{h_1^2}{2 R_p}$, тобто у

випадку коли інфільтраційний потік складає не менше 10% від бокового. Якщо умова не виконується, то слід користуватись формулою (3.3).

Якщо дренаж досконалий, то притік води буде тільки зверху, тому підживлення з нижнього шару не буде, а повна витрата знаходиться як:

$$q_{imp} = q_1. \quad (3.5)$$

Параметр n в формулах 3.3 і 3.4 враховує збільшення довжини ліній току порівняно з величиною R за рахунок їх криволінійної форми. Для знаходження значення цього параметру використовують функцію $n = f(R/h_d)$ і приймають його значення за таблицею 2 додатку 2.

У зв'язку з тим, що лінії току охоплюють не всю площу ґрунту під дренами, то зменшення притоку враховується коефіцієнтом m значення якого при фільтраційних розрахунках приймається $m = 0,75$.

Повний притік до дрени незалежно від типів водного живлення та розташування дрен відносно водоупору знаходиться за залежністю:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d. \quad (3.6)$$



При розрахунках діаметрів дренажних труб слід виходити з умови безнапірного руху води в них, тобто при неповному їх заповненні. Глибину води в дрени при безнапірному русі, приймаємо рівною:

$$d_w = (0,7...0,9) \cdot d .$$

При розрахунку діаметру дрени приймаємо, що при роботі повним поперечним перерізом витрата води Q_{col} , а при неповному Q_w . Швидкість руху води в дрени відповідно V_{col} і V_w .

Витрата води при заданому діаметрі труби знаходиться за формулою Шезі:

$$Q_{col} = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i_d} = k_Q \sqrt{i_d} , \quad (3.7)$$

де k_Q – модуль витрати значення якого виражене через діаметр, при $n = 0,013$ має вигляд:

$$k_Q = 24 \cdot d^{8/3} ; M/c . \quad (3.8)$$

Залежно від діаметру труб значення витратної характеристики можна приймати за таблицею 3 додатка 2.

Коефіцієнт неповноти витрати знаходиться, як відношення:

$$A = \frac{Q_{imp}}{Q_{col}} = \frac{Q_{imp}}{k_Q \sqrt{i_d}} , \quad (3.9)$$

і його значення є функцією $A = f_1(d_w/d)$, а коефіцієнт неповноти швидкості:

$$B = \frac{V_w}{V_{col}} = f_2\left(\frac{d_w}{d}\right) \quad (3.10)$$

$$v_w = B \cdot v_{col} , \text{ при повному } v_{col} = \frac{4 \cdot Q_{col}}{\pi \cdot d^2} .$$

Для нормальної роботи дренажу, його водозахоплююча здатність q_{dw} повинна перевищувати його розрахункову витрату q_{imp} .

$$q_{dw} > q_{imp} . \quad (3.11)$$

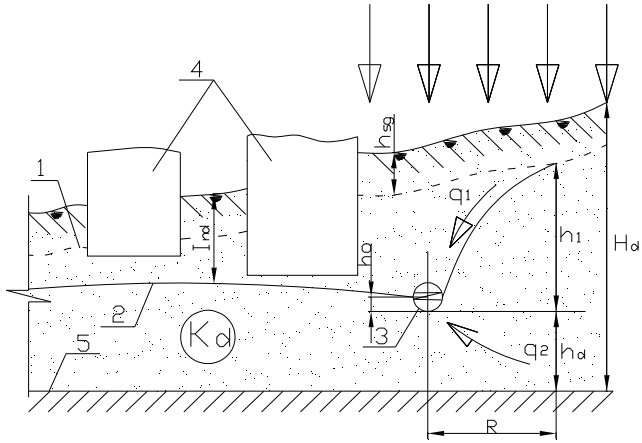


Рис. 3.1. Схема до розрахунку головного горизонтального дренажу

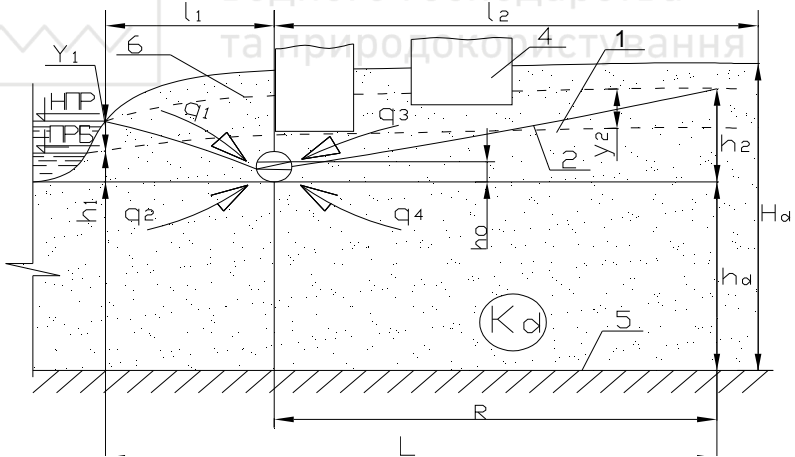


Рис. 3.3. Розрахункова схема берегового горизонтального дренажу:

- 1 – початкове положення РГВ; 2- депресійна крива РГВ після будівництва дренажу; 3 – дрена; 4 – підземний контур будівлі;
- 5 – водоупор; 6 – положення РГВ при підпорі води в річці.



Водозахоплююча здатність дрени – кількість води, яка може профільтрувати з ґрунту в 1 п.м. дрени без руйнування структури ґрунту та її значення знаходиться за формулою:

$$q_{dw} = 15,5 \cdot d \cdot \sqrt{k_d} \text{ , м}^3/\text{добу.} \quad (3.12)$$

Допустима швидкість фільтрації води при виході із ґрунту встановлюється за формулою С.К.Абрамова

$$v_{lim} = 65^3 \cdot \sqrt{k_d} \text{ , м/добу.} \quad (3.13)$$

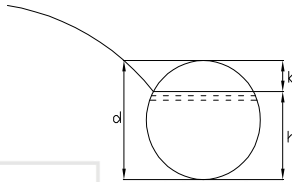


Рис. 3.2. Схема до розрахунку висоти виклинювання депресійної кривої

Перевірка висоти виклинювання депресійної кривої при вході в дренажну трубу проводиться шляхом перевірки виконання умови:

$$h + a \leq d \text{ ,} \quad (3.14)$$

$$h + a = 0,5 \cdot \frac{q_{imp}}{k_d} \text{ .} \quad (3.15)$$

3.1.3. Приклад розрахунку головного горизонтального дренажу

Для захисту від підтоплення ґрунтовими водами території з житловими будинками, що мають підвальні приміщення застосовують головний горизонтальний дренаж.

Вихідні дані: територія розміщується на схилі де є корінні породи (глини) покриті четвертинними відкладеннями у вигляді пісків та супісків потужністю $H_a=17,0$ м, з коефіцієнтом фільтрації $k_d=10$ м/добу. Підземні води залягають на глибині $hg_0=0,5$ м. Довжина контуру території, що захищається складає $L_d=500$ м. Необхідне зниження рівня ґрунтових вод $h_1=3,0$ м. Розрахункове значення норми осушення $I_{nd}=4,0$ м.



Розрахункову схему наведено на рис.3.1.

Необхідно встановити: витрати дренажу, діаметр та ухил дрени.

Порядок розрахунку дренажу:

1). Використовуючи формулу (3.2) визначаємо радіус впливу дрени:

$$R_p = h_1 \cdot \sqrt{\frac{k_d}{p}} = 3,0 \cdot \sqrt{\frac{10}{0,001}} = 300 \text{ м .}$$

2). За формулою (3.4) витрата води на 1 п.м. дрени визначається:

$$q_{imp} = 10 \cdot \frac{3,0^2}{2 \cdot 300} + 10 \cdot \frac{3,0}{300 \cdot 1,18} \cdot 0,75 \cdot 10 + 0,001 \cdot \frac{300}{2} = 0,94, \text{ м}^3/\text{добу} \cdot \text{1.м.п.}$$

3). Витрата води на всю довжину дрени буде рівною:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d = 0,94 \cdot 500 = 470 \text{ м}^3/\text{добу} = 5,4 \text{ л/с .}$$

4). Приймаємо діаметр труби $d=150 \text{ мм}$ та ухил $i_d=0,002$.

5). За таблицею 3, додаток 2 знаходимо значення параметрів k_Q залежно від прийнятого діаметру дрени:

$$Q_{col} = k_Q \cdot \sqrt{i_d} = 152 \cdot \sqrt{0,002} = 6,84 \text{ л/с .}$$

Коефіцієнт, що враховує зменшення витрати при роботі дренажу неповним поперечним перерізом дорівнює:

$$A = \frac{Q_{imp}}{Q_{col}} = \frac{5,4}{6,84} = 0,79 \cdot$$

Значення $A=0,79$ згідно таблиці 4, додатку 2 відповідає $d_w/d=0,80$; $B=1,16$.

6). Швидкість води в дрени при її заповненні:

$$V_{col} = Q_{col} / \omega_{col} = 4 \cdot Q_{col} / \pi \cdot d^2 = 4 \cdot 0,00684 / 3,14 \cdot 0,15^2 = 0,39 \text{ м/с ,}$$

$$V_{\omega} = V_{col} \cdot B = 1,16 \cdot 0,39 \text{ м/с .}$$

Значення розрахункової швидкості води в трубах порівнюється з допустимою нерозмиваючою V_{adm} , значення якої для трубчастих дрен слід приймати рівним $V_{adm}=1,5 \text{ м/с}$.



Критична замулююча швидкість води в дренах $V_{cr}=0,3$ м/с. Якщо виконується умова $V_{adm}=1,5$ м/с $\geq V_{\omega}=0,45$ м/с $\geq V_{cr}=0,3$ м/с, то це свідчить про те, що ухил дрена визначено вірно.

7). Водозахватна здатність дрена визначається за формулою (3.12)

$$q_{dw} = 15,5 \cdot 0,15 \cdot \sqrt{10} = 7,3 \text{ м}^3/\text{добу}$$

і його значення відповідає нерівності:

$$q_{dw} = 7,3 \geq q_{imp} = 0,94 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ тобто умова виконується.}$$

8). Проводиться перевірка висоти вклинювання РГВ при глибокому заляганні водоупору:

$$h + a = 0,5 \cdot q_{imp} / k_d = 0,5 \cdot 0,94 / 10 = 0,047 \text{ м.}$$

Порівнюючи значення $h+a < d$, бачимо, що умова виконується, а це означає, що діаметр дрена та її ухил підбрано вірно.

9). Допустима швидкість фільтрації води при виході з ґрунту, значення якої знаходиться за формулою (3.13), значно перевищує коефіцієнт фільтрації $k_d=10$ м/добу.

$$v_{lim} = 65 \cdot \sqrt[3]{10} = 140 \text{ м/добу.}$$

3.2. Призначення, проектування та розрахунок берегового дренажу

3.2.1. Прогноз підняття рівня ґрунтових вод при підпорі води в річці

Після створення водосховища на річці, в її руслі здійснюється підняття рівня до НІР, а це свою чергу, веде до підняття рівня ґрунтових вод на прилеглий території. При заляганні водоупору на глибині h_d від дна річки прогноз висоти підняття РГВ виконується за формулою:

$$y_2 = \sqrt{(h_2 + h_d)^2 - (h_1 + h_d)^2 + (h_1 + y_1 + h_d)^2} - (h_2 + h_d). \quad (3.16)$$

З урахуванням інфільтраційних опадів в ґрунт, час підняття РГВ згідно умовних позначень, наведених на рис.3.3., можна визначити за формулою:



$$t = \frac{2 \cdot L \cdot \beta \cdot h_2}{k_d \cdot y_5 \cdot (h_2 + y_5)}, \quad \text{дiб} \quad (3.17)$$

де y_5 – середнє значення пiдняття РГВ, яке знаходиться як

$$y_5 = \frac{y_1 + y_2}{2}, \quad \text{м.}$$

3.2.2. Порядок проектування та розрахунку горизонтального берегового дренажу

Для проектування берегової дрени на планi необхідно встановити її положення по вiдношенню до урiзу води в водосховищi, або в рiччi. Вiдстань дрени вiд урiзу води (l_1) слiд знаходити шляхом технiко-економiчних порiвнянь варiантiв, суть яких полягає в тому, що при рiзній вiддаленостi дрени вiд урiзу води, до неї буде спостерiгатись рiзний за величиною фiльтрацiйний потiк зi сторони водосховища. Величина фiльтрацiйного потоку залежить також вiд глибини закладання дрени, тому при знаходженнi вiдстанi дрени вiд урiзу води розрахунки виконують шляхом пiдбору, для чого використовують рiвняння:

$$\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)} = \frac{(h_1 + y_1)}{2 \cdot l_1} + \frac{m \cdot h_d}{n \cdot l_1}. \quad (3.18)$$

Таким чином величину $\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$ знаходять при рiзних значеннях l_1 , тобто

$$\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)} = f(l_1). \quad (3.19)$$

Горизонтальний береговий дренаж розраховується з метою встановлення положення дрени в планi, розрахунку повної витрати, що притiкає до дрени та знаходження дiаметру i ухилу дрени.

Оскiльки порядок розрахунку берегового дренажу будемо розглядати як розв'язання конкретної задачі, то для цього використаємо основні вихідні дані, які використовувалися при роз-



рахованка головного дренажу: $H_d = 17$ м; $k_d = 10$ м/добу; $ln_d = 4,0$ м, а також додаткові дані:

- глибина води в річці до підпору води в ній $h_1 = 1,0$ м;
- підняття рівня води до НІР на висоту $y_1 = 5,0$ м;
- відстань від осі дрени до водоупору $h_d = 12,0$ м;
- $h_2 = 2,0$ м; $L_d = 500$ м.

Порядок розрахунку дренажу:

1. Використовуючи залежність (3.16) прогнозуємо висоту підняття РГВ:

$$y_2 = \sqrt{(2,0 + 12,0)^2 - (1,0 + 12,0)^2 + (1,0 + 5,0 + 12,0)^2} - (2,0 + 12,0) = 4,7 \text{ м,}$$

а також час стабілізації рівня ґрунтових вод після його підпору за формулою (3.17).

$$y_s = \frac{5,0 + 4,7}{2} = 4,85 \text{ м; } L = R + l_1 = 200 + 50 = 250 \text{ м;}$$

$$t = \frac{2 \cdot 250^2 \cdot 0,10 \cdot 2,0}{10 \cdot 4,85 \cdot (2,0 + 4,85)} = 75 \text{ днів.}$$

Для розрахунку часу необхідно знайти радіус впливу берегової дрени, для чого використовується залежність (3.2)

$$R_p = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{10}{0,001}} = 200 \text{ м.}$$

2. Визначається положення дрени, для чого використовується залежність (3.18), а результати розрахунків зводяться в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1

Значення $\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$ при різних величинах l_1 .

| $l_1, \text{ м}$ | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 80 |
|---|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\frac{q_{col}}{k_d \cdot (h_1 + y_1)}$ | 0,8760 | 0,438 | 0,318 | 0,219 | 0,175 | 0,146 | 0,110 |



Використовуючи дані таблиці 3.1, будуюмо графік залежності (рис. 3.4) згідно формули (3.19), по якому в місці перелому кривої знаходимо, що l_1 має значення рівне 50 м.

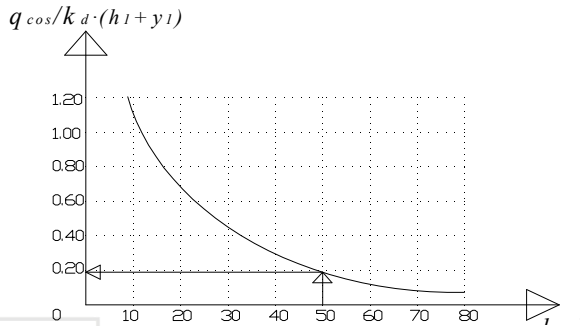


Рис. 3.4. Графік для встановлення відстані дрени від урізу води

3. Знаходять відстань l_2 до кінця ділянки, де необхідно забезпечити норму осушення I_{nd} (рис. 3.3)

$$l_3 = \frac{(H_d - I_{nd})^2 \cdot R_p}{h_2^2} = \frac{(17,0 - 4,0)^2 \cdot 200}{2,0^2} = 8450 \text{ м} .$$

Ширина ділянки, що захищається повинна бути менша від l_2 .

4. Загальний фільтраційний потік води до дрени знаходиться як:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 ; \quad R_p / h_d = 16,7 ;$$

$$\begin{aligned} q_{imp} &= k_d \cdot \frac{(h_1 + y_1)^2}{2 \cdot l_1} + k_d \cdot \frac{h_1 + y_1}{n \cdot l_1} \cdot m \cdot h_d + k_d \cdot \frac{h_2^2}{2 \cdot R_p} + k_d \cdot \frac{h_2}{n \cdot R_p} \cdot m \cdot h_d + P \cdot \frac{R_p}{2} = \\ &= 10 \cdot \frac{(1,0 + 5,0)^2}{2 \cdot 50} + 10 \cdot \frac{1,0 + 5,0}{1,16 \cdot 50} \cdot 0,75 \cdot 12 + 10 \cdot \frac{2,0^2}{2 \cdot 200} + 10 \cdot \frac{2,0}{1,16 \cdot 200} \cdot 0,75 \cdot 12 + \\ &+ 0,001 \cdot \frac{200}{2} = 3,60 + 9,32 + 0,10 + 0,78 + 0,10 = 13,9 \text{ м}^3 / \text{добу} . \end{aligned}$$



Притік води на всю довжину дрени буде рівним:

$$Q_{imp} = q_{imp} \cdot L_d = 13,9 \cdot 500 = 6950 \text{ м}^3/\text{добу} = 80 \text{ л/с.}$$

Подальший розрахунок берегового горизонтального дренажу, який полягає в знаходженні діаметру дрени та перевірці її пропускної здатності при заданому ухилі подібний до розрахунку головного дренажу, тому зробимо посилання на формули (3.7...3.15) без виконання подальших розрахунків.

3.2.3. Проектування та розрахунки вертикального берегового дренажу

Дренаж вертикального типу складається з ряду колодязів, розташованих вздовж берега річки або водосховища в одну або дві лінії. Береговий дренаж перехвачує потік ґрунтових інфільтраційних вод зі сторони водосховища, а також потік ґрунтових вод, які поступають з нагірної сторони, тобто виконуючи в такому випадку роль головного дренажу.

Береговий дренаж вертикального типу на практиці швидше всього проектується досконалим в умовах безнапірного інфільтраційного потоку ґрунтових вод.

Розрахунок вертикальних дрен полягає в знаходженні витрати, притікаючої до дрени та до всієї системи, і в знаходженні відстані між дренами, при якій на території, що захищається буде забезпечене необхідне зниження РГВ, а також знаходження місця положення дрени l_1 .

Порядок розрахунку вертикального берегового дренажу розглянемо шляхом вирішення задачі з такими вихідними даними: верхній шар ґрунту потужністю $H_d = 17,0 \text{ м}$ складено середньозернистими пісками з коефіцієнтом фільтрації $k_d = 10 \text{ м/добу}$. На території населеного пункту слід забезпечити положення РГВ на глибині $I_{nd} = 4,0 \text{ м}$. До захисту території від підтоплення береговим дренажем ґрунтові води знаходились на глибині $h_{so} = 0,5 \text{ м}$. Радіус дрени приймається рівним $r = 0,2 \text{ м}$, довжина фільтру складає $l_f = 3,0 \text{ м}$; $h_1 = 15,0 \text{ м}$. Довжина берегової лінії на якій проектується дренаж складає $L_d = 600 \text{ м}$.

Береговий дренаж проектується на відстані $l_1 = 20 \text{ м}$ від урізу води у водосховищі.



Вихідні дані подані в символах згідно розрахункової схеми на рис. 3.5. Розрахунок вертикального берегового дренажу необхідно проводити в такій послідовності:

1. Радіус впливу дрени знаходять за формулою:

$$R = 2 \cdot S \cdot \sqrt{k_d \cdot h_2} \quad (3.20)$$

де S – необхідне зниження РГВ між дренами, м:

$$S = H_d - h_{s0} - h_0 = 17,0 - 0,5 - 10,0 = 6,5 \text{ м} \quad (3.21)$$

$$R = 2 \cdot 6,5 \cdot \sqrt{10,0 \cdot 13,0} \approx 150 \text{ м.}$$

2. Питомий приплив води до дрени розраховується за формулою:

$$q_{imp} = q_1 + q_2 = k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2}{2 \cdot l_1} + k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2}{2 \cdot R},$$

Після спрощення розрахункова залежність має вигляд:

$$q_{imp} = \frac{k_d \cdot (h_1^2 - h_2^2) + 2 \cdot q_2 \cdot R}{2 \cdot l_1}, \text{ м}^3/\text{добу} \quad (3.22)$$

$$h_2 = H_d - I_{nd} = 17,0 - 4,0 = 13,0 \text{ м}$$

$$q_2 = k_d \cdot \frac{h_2^2 - h_0^2}{2 \cdot R} = 10,0 \cdot \frac{13,0^2 - 10,0^2}{2 \cdot 150} = 2,3 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$q_{imp} = \frac{10,0 \cdot (15,0^2 - 13,0^2) + 2 \cdot 2,3 \cdot 150}{2 \cdot 20} = 31,20 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

3. Відстань між вертикальними дренами знаходиться підбором з емпіричної залежності:

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r} = \left[h_1^2 - h_0^2 - \frac{2 \cdot l_1}{k_d} \cdot (q_{imp} - q_2) \right] \cdot \frac{\pi \cdot k_d}{2 \cdot g} \quad (3.23)$$

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{3,14 \cdot 0,2} = \left[15,0^2 - 10,0^2 - \frac{2 \cdot 20}{10,0} \cdot (31,20 - 2,3) \right] \cdot \frac{3,14 \cdot 10,0}{2 \cdot 9,81}$$

Оскільки при значенні $l_1 = 20$ м дане рівняння не має розв'язку через те, що вираз, взятий в дужки набирає від'ємного значення,



водного господарства та гідродокористування
тому задаючись новим значенням $l_1 = 10$ м розрахунки повторюються.

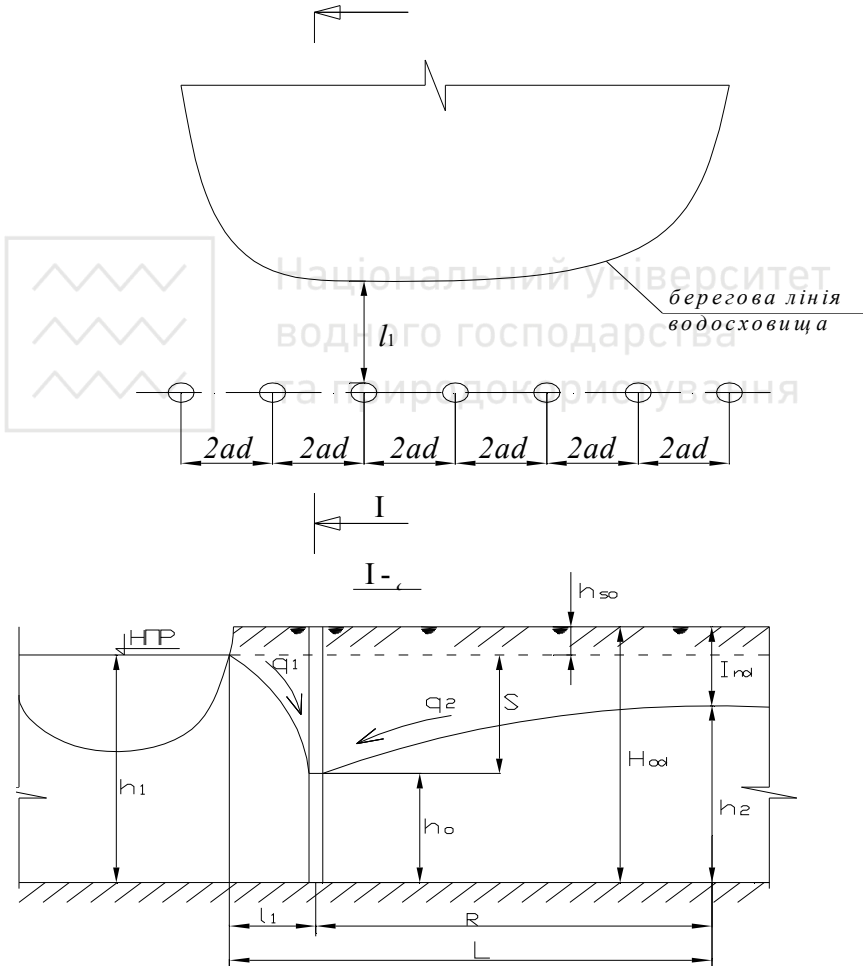


Рис. 3.5. Розрахункова схема берегового вертикального дренажу
20



$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r} = \left[13,0^2 - 10,0^2 - \frac{2 \cdot 10,0}{10,0} \cdot (31,20 - 4,3) \right] \cdot \frac{3,14 \cdot 10,0}{2 \cdot 9,81}$$

$$a_d \cdot \ln \frac{a_d}{3,14 \cdot 0,2} = 24,3; \quad \text{Звідки } a_d = 10,0 \text{ м і } 2 \cdot a_d = 20,0 \text{ м.}$$

4. Знаходимо повну витрату кожної дрени, для чого використовуємо рівняння:

$$Q_{imp} = \pi \cdot k_d \cdot \frac{h_1^2 - h_0^2 + \frac{2 \cdot q_2 \cdot l_1}{k_d}}{\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} + \ln \frac{a_d}{\pi \cdot r}}; \quad (3.24)$$

$$Q_{imp} = 3,14 \cdot 10,0 \cdot \frac{13,0^2 - 10,0^2 + \frac{2 \cdot 43 \cdot 10,0}{10,0}}{\frac{3,14 \cdot 10,0}{10,0} + \ln \frac{10,0}{3,14 \cdot 10,0}} = 413 \text{ м}^3/\text{добу};$$

або на 1 погонний метр: $q'_{imp} = \frac{Q_{imp}}{2 \cdot a_d} = \frac{413}{20} = 20,65 \text{ м}^3/\text{добу}.$

Оскільки при порівнянні не виконується умова: $q_{imp} \leq q'_{imp}$

$$q_{imp} = 31,20 > q'_{imp} = 20,65 \text{ м}^3/\text{добу},$$

то слід зменшити відстань між вертикальними дренами і визначити величину питомого припливу q''_{imp} при $a_d = 6,0 \text{ м}.$

$$q''_{imp} = \frac{Q_{imp}}{2 \cdot a_d} = \frac{413}{2 \cdot 6,0} = 34,4 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$q''_{imp} = 34,4 > q_{imp} = 31,20 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

5. За рівнянням

$$y_0 = \sqrt{h_1^2 - \frac{Q_{imp}}{\pi \cdot k_d} \cdot \left(\frac{\pi \cdot l_1}{a_d} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot q_2 \cdot l_1}{k_d}}; \quad (3.25)$$



визначається глибина притоку ґрунтових вод посередині між сусідніми колодязями в поздовжньому розрізі:

$$y_0 = \sqrt{13,0^2 - \frac{413}{3,14 \cdot 10,0} \cdot \left(\frac{3,14 \cdot 10,0}{6,0} - \ln 2 \right) + \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 10,0}{10,0}} = 10,86 \text{ м}.$$

Як підтверджують результати розрахунків, при даних параметрах вертикального дренажу на території, що захищається, РГВ буде знаходитись нижче необхідної норми осушення.

6. Знаходимо захватну здатність вертикальної дрени за формулою:

$$q_{dw} = \pi \cdot d_f \cdot l_f \cdot V_{\text{lim}}, \quad (3.26)$$

де d_f , l_f – відповідно, зовнішній діаметр та довжина фільтру в м.

Допустиму швидкість фільтрації води на межі між ґрунтом та фільтром знаходимо за формулою (3.13)

$$V_{\text{lim}} = 65 \cdot \sqrt[3]{10} = 140 \text{ м}^3/\text{добу}$$

$$q_{dw} = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 3,0 \cdot 140 = 659 \text{ м}^3/\text{добу}$$

тобто $q_{dw} > Q_{\text{imp}} = 413 \text{ м}^3/\text{добу}$, що свідчить про те, що параметри фільтру і його конструкція цілком задовольняє заданій умові.

7. Загальний притік води до дренажної системи, який необхідно відкачати, дорівнює:

$$Q_{\text{col}} = q_{\text{imp}} \cdot L_d = 31,2 \cdot 600 = 18720 \text{ м}^3/\text{добу}, \text{ або } Q_{\text{col}} = 216,7 \text{ л/с}.$$

3.3. Проектування та розрахунки кільцевого вертикального дренажу

Кільцеві вертикальні дрени влаштовують для захисту невеликих територій від підтоплення безнапірними ґрунтовими водами.

Задача проектування кільцевого дренажу зводиться до розміщення по контуру осушуємої території (що захищається) ряду колодязів.



В кільцевих вертикальних дренах колодязі працюють як до-
сконалі дрени.

Розрахунок дренажу полягає у визначенні витрат окремого колодязя та всієї системи в цілому, знаходженні водозахватної здатності окремої свердловини.


Вихідні дані для розрахунку кільцевого дренажу приймаємо такими ж, як при розрахунках вертикального берегового дренажу. Розміри захищаємої ділянки $40 \times 60 \text{ м}$ (рис. 3.6.).

Порядок розрахунку кільцевого дренажу:

1. Визначається глибина води в центрі дії вертикальних дрен:

$$y_d = H_d - I_{nd} = 17,0 - 6,0 = 11,0 \text{ м};$$

2. Радіус круга, території, що захищається дорівнює:


$$x_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{2400}{3,14}} = 27,6 \text{ м},$$

де: A - площа ділянки в м^2

Радіус впливу дрени приймаємо аналогічно задачі наведеній в п. 3.2.2.

3. Приблизна витрата кільцевого дренажу знаходиться за формулою:

$$Q_{imp} = \frac{\pi \cdot k_d \cdot S \cdot (2 \cdot H_s - S)}{\ln R - \ln x_0} = \frac{3,14 \cdot 10,0 \cdot 3,5 \cdot (2 \cdot 16,5 - 3,5)}{\ln 80 - \ln 27,6} = 3058 \text{ м}^3 / \text{добу}$$

$$H_x = H_d - h_{so} = 17,0 - 0,5 = 16,5 \text{ м}.$$

4. Використовуючи формулу захватної здатності свердловини, визначається кількість колодязів n , виходячи з виконання таких двох умов:

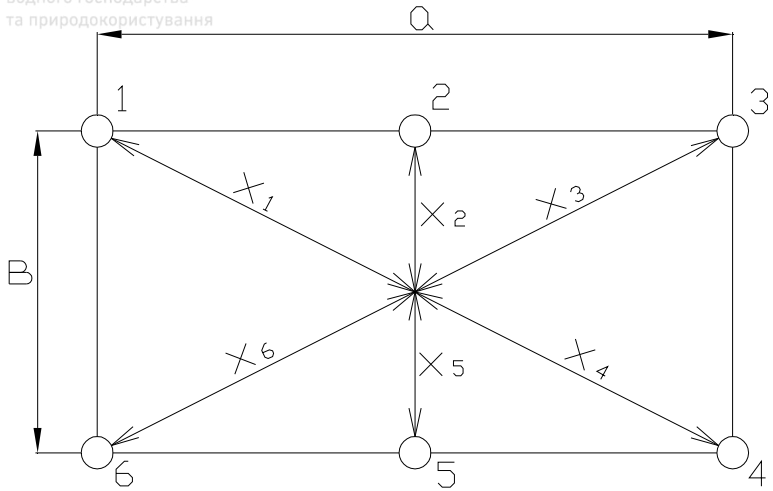


Рис. 3.6. План цеху, що захищається

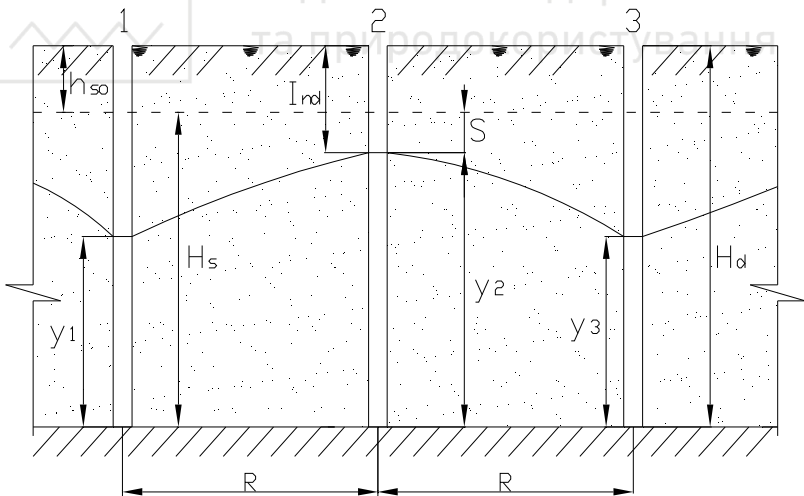


Рис.3.7. Положення депресійної кривої на межі цеху,
що захищається



$$q_{dw} \cdot n > Q_{imp} \quad q_{dw} \cdot (n-2) < Q_{imp}.$$

Величина q_{dw} змінюється від кількості колодязів по периметру.
Так для $n = 10$:

$$q_{dw}^n = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot y_n \cdot V_{lim} = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 8,5 \cdot 140,0 = 1495 \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$y_w = \sqrt{y_n^2 - \frac{Q_{imp}}{\pi \cdot k_d \cdot n} \cdot \ln \frac{x_0}{r}} = \sqrt{11,0^2 - \frac{3058}{3,14 \cdot 10,0 \cdot 10,0} \cdot \ln \frac{27,6}{0,2}} = 8,5 \text{ м};$$

при $(n-2) = 8 \text{ ум}$.

$$q_{dw}^{(n-2)} = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 7,8 \cdot 140,0 = 1372 \text{ м}^3/\text{добу};$$

$$y_{(n-2)} = \sqrt{11,0^2 - \frac{3058}{3,14 \cdot 10,0 \cdot 8,0} \cdot \ln \frac{27,6}{0,2}} = 7,8 \text{ м}.$$

Тепер перевіряється прийнята кількість вертикальних свердловин $n=10$, за такими умовами:

$$q_{dw}^n \cdot n = 1495 \cdot 10 = 14950 > 3058 \text{ м}^3/\text{добу},$$

$$q_{dw}^{(n-2)} \cdot (n-2) = 1372 \cdot 8 = 10976 > Q_{imp} \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Умова не виконується, тому приймаємо кількість свердловин $n=6$:

$$q_{dw}^n \cdot n = 1108 \cdot 6 = 6648 > 3058 \text{ м}^3/\text{добу},$$

$$q_{dw}^{(n-2)} \cdot (n-2) = 176 \cdot 4 = 704 < 3058 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

Розподіляється кількість свердловин по контуру цеху (рис 3.6).

5. Уточнюється витрата води за формулою:

$$Q_{imp} = \pi \cdot k_d \cdot \frac{(2 \cdot H_s - S) \cdot S}{\ln R - \ln \sqrt{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n}},$$

Для цього знаходиться відстань від центру ділянки до окремих колодязів

$x_1 = x_3 = x_4 = x_6 = 36,0 \text{ м}$; $x_2 = x_5 = 20,0 \text{ м}$; тоді:



$$Q'_{imp} = 3,14 \cdot 10,0 \cdot \frac{(2 \cdot 16,5 - 3,5) \cdot 3,5}{\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 36}} = 3450 \text{ м}^3/\text{добу} \cdot$$

6. Підраховується положення РГВ по групах колодязів, які знаходяться в однакових умовах. Так для колодязя 1 який розташований симетрично з свердловинами 3, 4, 6 знаходиться глибина залягання РГВ, яка буде однаковою для інших свердловин:

$$\begin{aligned} y_1 &= \sqrt{H_l^2 - \frac{Q_{yr}}{\pi \cdot k_d} \cdot (\ln R - \ln \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot \dots \cdot x_n})} = \\ &= \sqrt{16,5^2 - \frac{3450}{3,14 \cdot 10,0} \cdot (\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot 36 \cdot 36 \cdot 20 \cdot 36})} = 10,5 \text{ м} \cdot \end{aligned}$$

7. Перевіряється захватна здатність колодязя:

$$q_{dw} = 2 \cdot 314 \cdot 0,2 \cdot 10,5 \cdot 140 = 18480 \text{ м}^3/\text{добу} \gg 575 \text{ м}^3/\text{добу},$$

де: $575 = \frac{3450}{6}$ - середня витрата свердловини;

$$y_2 = \sqrt{16,5^2 - \frac{3450}{3,14 \cdot 10,0} \cdot (\ln 80 - \ln \sqrt[6]{36 \cdot 20 \cdot \dots})} = 10,9 \text{ м} \cdot$$

Положення депресійної кривої РГВ, побудованої по створу вертикальних свердловин, показано на рис. 3.7.

Після закінчення розділу 3, студент повинен зробити висновок про ефективність того чи іншого виду дренажу для захисту територій, а також про їх параметри та запроектувати в плані.



Дані для проектування дренажів різного типу

| Сума двох останніх цифр шифру | № плану | Головний дренаж | | Береговий дренаж | | | Розрахункова схема дренажу |
|-------------------------------|---------|------------------------------------|----------------------------------|------------------|-----------|------------------------------------|----------------------------|
| | | Глибина закладання дрени d_d , м | Необхідне зниження РГВ h_l , м | Тип дренажу | h_l/h_o | Глибина закладання дрени d_d , м | |
| 0 | 5 | 5,0 | - | горизонтальний | 1,0/- | 7,0 | Кільцевий |
| 1 | 4 | - | 5,5 | Вертикальний | -/5,0 | - | Придамовий |
| 2 | 3 | - | 4,0 | Вертикальний | -/4,0 | - | Придамовий |
| 3 | 2 | 5,5 | - | Горизонтальний | 1,5/- | 8,0 | Кільцевий |
| 4 | 1 | 6,0 | - | Горизонтальний | 2,0/- | 7,5 | Придамовий |
| 5 | 1 | - | 5,0 | Вертикальний | -/6,0 | - | Кільцевий |
| 6 | 2 | 5,0 | - | Горизонтальний | 1,0/- | 6,5 | Придамовий |
| 7 | 3 | 6,0 | - | Горизонтальний | 1,5/- | 6,0 | Кільцевий |
| 8 | 4 | - | 4,0 | Горизонтальний | 2,0/- | 5,5 | Кільцевий |
| 9 | 5 | - | 5,0 | Вертикальний | -/6,0 | - | Придамовий |



Значення величини кута нахилу депресійної кривої і величини
інфільтраційного потоку

| Механічний склад ґрунту | крупнозернистий пісок | піски | супіски | суглинки | глини |
|-------------------------|-----------------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------|
| $tg \alpha$ | 0,003...0,005 | 0,005...0,02 | 0,02...0,05 | 0,05...0,10 | 0,10...0,15 |
| p в м/добу | 0,001...0,002 | 0,0005...0,001 | 0,0001...0,0007 | 0,0001...0,0005 | - |
| Δh , м | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1,0 | 1,5 |

Таблиця 2

Значення величини коефіцієнту n

| R/h_d | більше 20 | 5 | 4 | 3 | 2 | менше 1 |
|---------|-----------|------|------|------|------|---------|
| n | 1,15 | 1,18 | 1,23 | 1,30 | 1,44 | 1,87 |

Таблиця 3

Значення витратної характеристики

| d , мм | 100 | 125 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 |
|-------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|
| k_0 , л/с | 51 | 94 | 152 | 328 | 600 | 955 | 1450 | 2084 |

Таблиця 4

Значення коефіцієнтів A і B

| d_w/d | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 0,95 | 1,0 |
|---------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| A | 0,025 | 0,10 | 0,20 | 0,35 | 0,50 | 0,65 | 0,83 | 1,00 | 1,07 | 1,10 | 1,0 |
| B | 0,35 | 0,55 | 0,75 | 0,95 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,16 | 1,15 | 1,10 | 1,0 |



СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН Б.2.2-12:2018. Планування і забудова територій. Мінрегіон України, Київ, 2018.-230с.
2. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2014.
3. ДБН В.1.1-25-2009. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів. Основи проектування. Міністерство з питань житлово-комунального господарства України, 2008.
4. ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи та споруди. Норми проектування. - К.: Держбуд України, 1999. - 174 с.
5. Ліпянін В.А., Стародуб І.В. Інженерна підготовка і благоустрій міських територій. – Рівне: НУВГП, 2015. – 297 с.

