

ФАКУЛЬТЕТ УПРАВЛІННЯ ПРОЦЕСАМИ ПЕРЕВЕЗЕНЬ

Кафедра колії та колійного господарства

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту з дисципліни

"ЗАЛІЗНИЧНА КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)"

Частина I

ПРОЕКТУВАННЯ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

Харків - 2013

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри колії та колійного господарства 2 вересня 2013 р., протокол № 2.

Рекомендуються для студентів спеціальності ЗС всіх форм навчання.

Укладачі:

доценти С.І. Возненко,
О.А. Дудін

Рецензент

доц. О.С. Герасименко

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до курсового проекту з дисципліни
"ЗАЛІЗНИЧНА КОЛІЯ (ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО)"

Частина I
ПРОЕКТУВАННЯ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

Відповідальний за випуск Возненко С.І.

Редактор Еткало О.О.

Підписано до друку 24.09.13 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 1,25. Тираж 50. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Українська державна академія залізничного транспорту,
61050, Харків-50, майдан Фейербаха, 7.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2874 від 12.06.2007 р.

УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

Кафедра "Колія та колійне господарство"

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту з дисципліни "Залізнична колія (земляне полотно)"
для студентів спеціальності ЗС всіх форм навчання

ЧАСТИНА I

ПРОЕКТУВАННЯ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

Харків 2013

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри "Коля та колійне господарство" 02 вересня 2013р., протокол №2.

Укладачі:
доценти С.І. Возненко,
О.А. Дудін

Рецензент
доц. О.С. Герасименко

ЗМІСТ

| | |
|--|----|
| Вступ | 4 |
| 1 Розмірні параметри об'єктів земляного полотна | 8 |
| 1.1 Визначення відміток характерних точок насипу і його параметрів | 9 |
| 2 Визначення розрахункових параметрів захисту відкосу насипу з залізобетонних плит | 12 |
| 3 Визначення необхідної щільності ґрунту тіла насипу | 13 |
| 3.1 Загальні відомості про розрахунок щільності ґрунту | 13 |
| 3.2 Послідовність розрахунку необхідної щільності ґрунтів у тілі насипу | 20 |
| 4 Розрахунок стійкості відкосів заплавного насипу | 28 |
| 4.1 Проектування рівностійкого поперечного профілю високого заплавного насипу | 29 |
| 4.2 Визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту | 30 |
| 4.3 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів | |

| | |
|---|----|
| насипу та основи, необхідних для проектування стійких відкосів | 32 |
| 4.4 Порядок проектування стійких відкосів | 35 |
| 4.5 Методика розрахунку коефіцієнта стійкості | 45 |
| Список літератури | 52 |
| Додаток А. Поздовжній профіль заплавного насипу | 53 |
| Додаток Б. Характеристики навантажень ВБК одноколійних ділянок | 54 |

ВСТУП

Земляне полотно являє собою складний комплекс ґрунтових об'єктів, що функціонують в умовах несприятливого природно-кліматичного середовища та динамічних поїзних навантажень, які змінюють стан ґрунтової маси і тим самим впливають на рівень надійності земляного полотна.

Основні вимоги до конструкції земляного полотна, порядок його утримання й експлуатації регламентуються нормативними документами та наказами Державної адміністрації залізничного транспорту України. Так, згідно з ПТЕ (Правилами технічної експлуатації залізниць України), земляне полотно і всі елементи залізничної колії за міцністю, стійкістю та станом повинні забезпечувати безпечний і плавний рух поїздів з найбільшими встановленими швидкостями.

Ураховуючи технічний прогрес і необхідність постійного підвищення швидкостей руху поїздів, земляне полотно повинне забезпечувати довготривалу стабільність при пропусканні перспективного рухомого складу з максимальними швидкостями і розрахунковою вантажонапруженістю, бути рівнонадійним і ремонтпридатним при найменших витратах праці та ресурсів. Тому забезпечення вказаних вимог неможливе без знання характеристик земляного полотна загалом і його конкретних параметрів зокрема та вміння приймати правильні технічні рішення на основі отриманих даних та ін.

Стабільність і надійність об'єктів земляного полотна залежить від технічних рішень, прийнятих на основі інженерного аналізу виробничої ситуації. Тобто інженерна діяльність передбачає постійне розв'язування різних технічних задач, проектування конструкцій та ін.

Тому в методичних вказівках розглядається певний комплекс проблем інженерної діяльності, які ставляться при курсовому і дипломному проектуванні, а також у практичній інженерній роботі.

Проектування поперечного профілю заплавного насипу

У даному розділі курсового проекту розглядаються такі питання:

- установлення відміток характерних точок поперечного профілю заплавного насипу і його параметрів (висота насипу, ширина основної площадки і берми, крутість відкосів насипу);
- визначення розрахункових параметрів захисного покриття відкосу насипу від розмиву водою;
- установлення необхідної щільності тіла ґрунту насипу;
- оцінювання стійкості запроєктованого тіла насипу.

Заплавний насип біля розподільного мостового переходу – одноколіїний. Ширина основної площадки земляного полотна (насипу) B приймається відповідно до категорії залізничної колії. Висота насипу H_n визначається за розрахунковим поперечником на повздовжньому профілі (додаток А). Пікет і плюс розрахункового поперечника вказані у вихідних даних. Поперечним ухилом можна знехтувати, так як він незначний.

На повздовжньому профілі заплавного насипу показаний статичний горизонт води $H_{ст}$ – ГВВ.

Категорія дороги, характеристики верхньої будови колії (ВБК), ґрунт насипу та основи насипу, параметри хвильового впливу та інші вихідні дані приймаються за варіантом завдання.

Інтенсивність поїзного навантаження слід приймати максимально допустиму $P_0 = 80 \text{ кН/м}^2$ (для парних варіантів) і $P_0 = 70 \text{ кН/м}^2$ (для непарних варіантів) на ширині b_0 , яка дорівнює довжині шпали. Інтенсивність смугового навантаження від ВБК $P_{вб}$, середня ширина баластової призми $b_{вб}$, приймаються за додатком Б в залежності від типу ВБК (особливо важкий – для шляхів I категорії, важкий – для II категорії, нормальний – для III категорії).

1 РОЗМІРНІ ПАРАМЕТРИ ОБ'ЄКТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Ширина основної площадки встановлюється чинними нормативними документами залежно від категорії дороги, виду ґрунтів, плану лінії та кількості колій. Ширина основної площадки двоколіїної ділянки порівняно з одноколіїною збільшується на відстань між осями колій. У таблиці 1.1 наведені значення ширини основної площадки земляного полотна згідно із СНиП II-39-76.

Таблиця 1.1 – Ширина основної площадки земляного полотна
У метрах

| Ґрунти земляного полотна | Кількість колій | Категорія дороги | | | |
|---------------------------------|-----------------|------------------|------|------|-----|
| | | I | II | III | IV |
| Скельні, крупноуламкові, піщані | 1 | 6,0 | 5,8 | 5,2 | 5,0 |
| | 2 | 10,1 | 9,9 | 9,3 | 9,1 |
| Всі інші | 1 | 7,0 | 6,5 | 6,0 | 5,5 |
| | 2 | 11,1 | 10,6 | 10,1 | 9,6 |

У кривих ділянках колії робиться розширення основної площадки земляного полотна в зовнішній бік. Величини таких розширень залежать від радіуса кривої та категорії лінії.

На нових лініях I категорії, що проектуються для руху пасажирських поїздів зі швидкостями 121÷160 км/год, ширина основної площадки земляного полотна одноколіїної ділянки повинна бути не менше 6,5 м для скельних, крупноуламкових і піщаних ґрунтів та не менше 7,5 м для інших ґрунтів.

Висота насипу для кожного заданого поперечного перерізу визначається із повздовжнього профілю як різниця між відміткою бровки основної площадки і відміткою основи насипу. Глибина виїмки визначається аналогічно.

При проектуванні насипів, які підтопляються паводковими водами (найчастіше такі насипи розташовані в зоні мостових переходів), розробляється індивідуальний проект поперечного профілю. При цьому слід дотримуватись рекомендацій з проектування типових поперечних профілів земляного полотна,

приспосовуючи їх до даного випадку. Оскільки такі насипи, в більшості випадків, мають достатньо велику висоту і зволожуються паводковими водами, то для підвищення стабільності насипу на його відкосах улаштовують берми шириною не менше 3 м. Необхідно, щоб берма розміщувалась вище максимального рівня води для захисту земляного полотна від хвильової дії. Крутість відкосів насипу залежить від його висоти і, згідно з типовими поперечними профілями, для насипів висотою до 6 м складає 1:1,5, при висоті від 6 до 12 м – верхні 6 м насипу повинні мати крутість 1:1,5, а нижня частина 1:1,75. При більшій висоті насипу через кожні наступні 6 м, починаючи з верхньої частини, показник крутості відкосів рекомендується збільшувати на 0,25 м до крутості 1:2,25, який призначається постійним для тієї нижньої частини насипу, що лишилася.

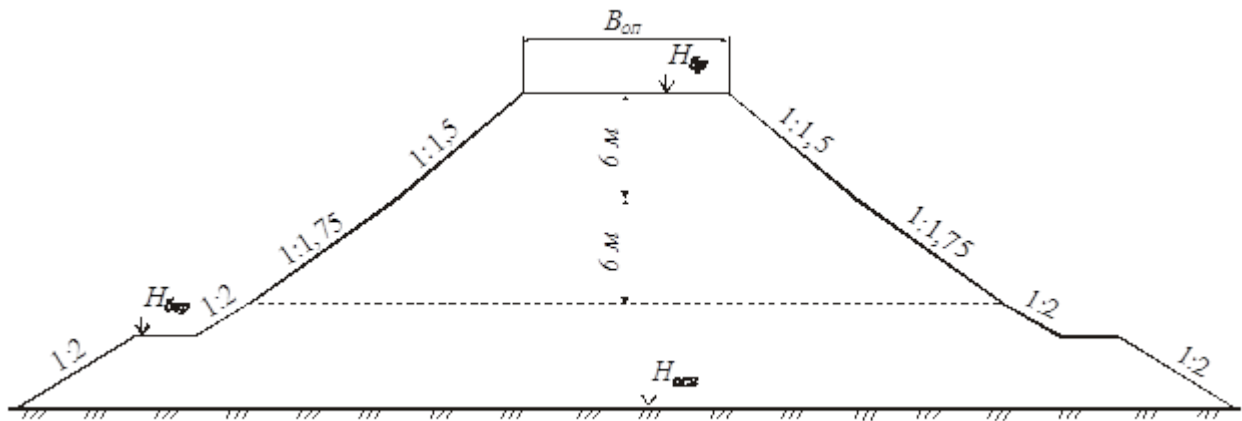


Рисунок 1.1 – Варіант проектування поперечного профілю високого насипу з бермами

1.1 Визначення відміток характерних точок насипу і його параметрів

Висота проектуваного насипу визначається за формулою

$$H_n = H_{бр} - H_{осн}, \quad (1.1)$$

де $H_{бр}$ – відмітка бровки основної площадки насипу (визначається по повздовжньому профілю) для даного перерізу;

$H_{осн}$ – відмітка основи насипу.

Відкоси поперечного профілю насипу проектуються з ухилом:

- у верхній частині (до 6 м нижче основної площадки) – 1:1,5;

- у середній частині (до 12 м нижче основної площадки, до рівня берми) – 1:1,75;

- у нижній частині (нижче берми) – 1:2.

Ширина берми насипу в першому наближенні приймається рівною 3 м, при перевірці відкосів насипу ширина берми уточнюється.

Відмітка площадки берми визначається за формулою

$$H_{\text{бер}} = H_{\text{ст}} + h_{\text{подп}} + \Delta H + h_{\text{нак}} + a, \quad (1.2)$$

де $H_{\text{ст}}$ – відмітка статичного рівня води (приймається по повздовжньому профілю лінії);

$h_{\text{подп}}$ – висота підпору води за рахунок стиснення русла ріки насипом ($h_{\text{подп}} = 0,15 \div 0,2$ м);

ΔH – висота підйому води за рахунок вітрового нагону;

$h_{\text{нак}}$ – висота нахату вітрової хвилі;

a – величина запасу (приймається в межах $0,25 \div 0,5$ м).

Висота підйому води за рахунок вітрового нагону розраховується за формулою

$$\Delta H = k_{\text{наг}} \frac{V_{10}^2 D}{3gH_{\text{д}}} \cos \beta_{\text{д}}, \quad (1.3)$$

де $k_{\text{наг}}$ – коефіцієнт нагону ($k_{\text{наг}} = 6 \cdot 10^{-6} \div 12 \cdot 10^{-6}$);

V_{10} – швидкість вітру (за завданням $V_{10} = 16$ м/с);

D – довжина розгону вітрових хвиль ($D = 5 \cdot B_{\text{в}}$, де $B_{\text{в}}$ – ширина водойми, км);

g – прискорення вільного падіння ($g = 9,8$ м/с²);

$H_{\text{д}}$ – середня глибина водойми ($H_{\text{д}} = H_{\text{ст}} - H_{\text{осн}}$);

$\beta_{\text{д}}$ – кут між напрямком вітру та перпендикуляром до осі залізничної лінії.

Висота нахату вітрової хвилі визначається за формулою

$$h_{\text{нак}} = \frac{2 \cdot k_{\text{ш}}}{m} \sqrt[3]{\lambda_b \cdot h_b^2} \frac{1 + 2 \cdot \sin \beta}{3} \quad (1.4)$$

де m – показник крутості відкосу насипу, на який накочується хвиля;

$k_{\text{ш}}$ – коефіцієнт шорсткості та проникності захисного покриття відкосу насипу (для покриття із залізобетонних плит $k_{\text{ш}} = 0,9$);

λ_b – довжина хвилі;

h_b – висота хвилі;

β – кут між напрямком вітру та повздовжньою віссю залізничної лінії ($\beta = 90^\circ - \beta_{\text{д}}$).

2 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ПАРАМЕТРІВ ЗАХИСТУ ВІДКОСУ НАСИПУ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ

Для захисту відкосів насипу від розмиву водою в даному курсовому проекті передбачається застосування плитного покриття. Конструкція захисного покриття показана на рисунку 2.1.

Захист складається зі збірних залізобетонних плит розміром $A \times B = 2,5 \times 3$ м, які укладаються на спеціально підготовлений шар – зворотний фільтр. Для запобігання сповзання плит покриття по відкосах у його основі влаштовується упорна призма.

Товщина плит покриття визначається з умови недопущення їхнього зсуву та перекидання від впливу хвиль за формулою

$$\delta_{\text{пл}} = 0,07 \cdot k_{\text{зап}} \cdot \eta_{\text{пл}} \cdot h_b \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda_b}{B} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_{\text{пл}} - \gamma_b} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}}, \quad (2.1)$$

де $k_{\text{зап}}$ – коефіцієнт запасу ($k_{\text{зап}} = 1,2$);

$\eta_{\text{пл}}$ – коефіцієнт, що враховує тип плити (для збірних плит $\eta_{\text{пл}} = 1,1$);

h_b – висота хвилі (за завданням $h_b = 0,87$ м);

λ_b – довжина хвилі (за завданням $\lambda_b = 10,43$ м);

B – довжина ребра плити в напрямку, перпендикулярному удару води ($B = 3$ м);

$\gamma_a, \gamma_{\text{пл}}$ – питома вага води та плити відповідно ($\gamma_{\text{пл}} = 24$ кН/м³);

m – показник крутості відкосу насипу.

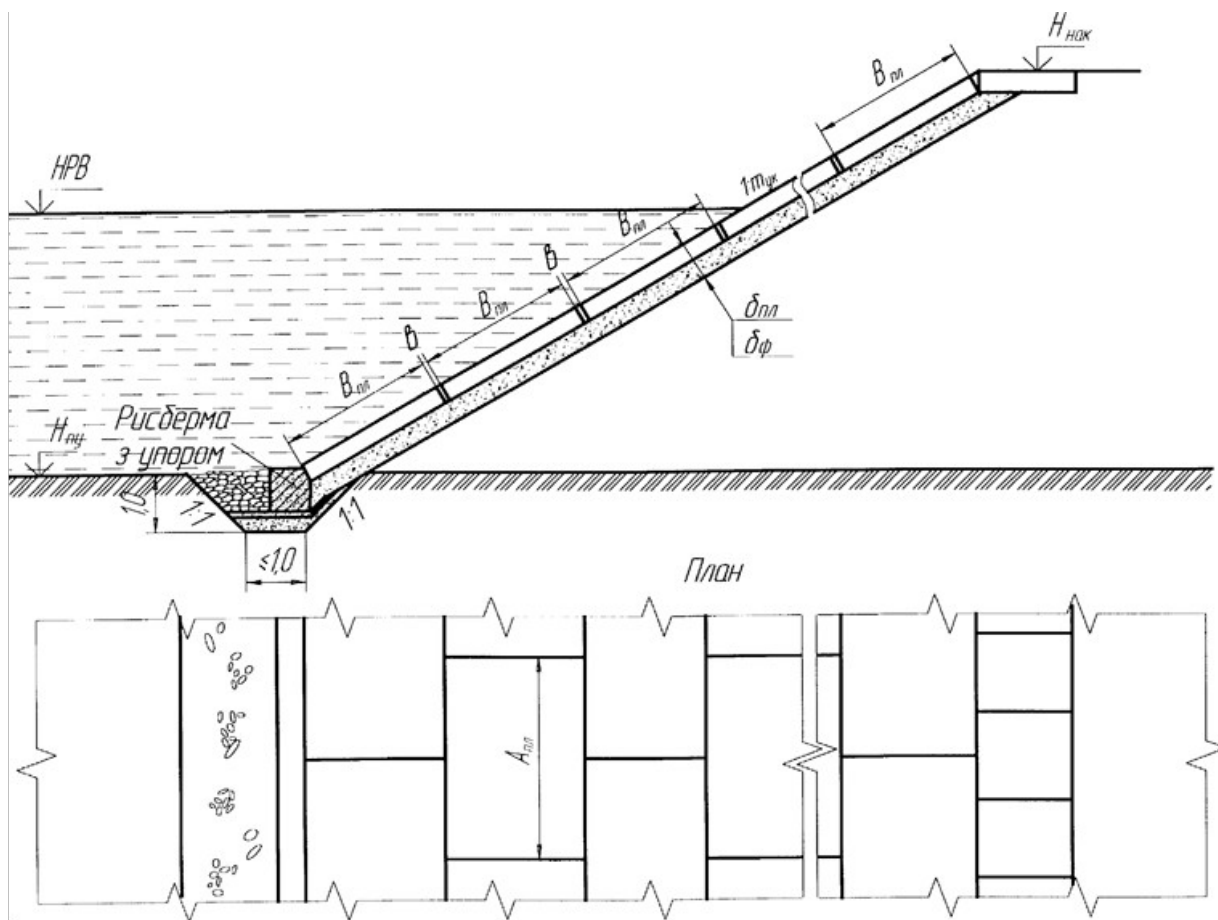


Рисунок 1.2 – Конструкція захисного плитного покриття

Товщина плити, що розраховується за формулою (2.1), не повинна бути менше $\delta_{\min} = 0,12$ м, що встановлюється з конструктивних міркувань.

Плити покриття укладаються на спеціальну підготовку – зворотний фільтр, що запобігає виносу часток ґрунту насипу при спаді воді або відкоті хвилі. Зерновий склад матеріалу зворотного фільтра повинен відповідати таким умовам:

$$\begin{aligned} d_{50-\phi} &\geq 2 \cdot b, \\ d_{30-\phi} &\geq \frac{5}{6} d_{50-\phi}, \\ \eta &= \frac{d_{60-\phi}}{d_{10-\phi}} = 5 \div 6, \end{aligned} \quad (2.2)$$

де b – ширина монтажного шва між плитами покриття ($b = 0,01$ м);

$d_{60-\phi}$, $d_{50-\phi}$, $d_{30-\phi}$, $d_{10-\phi}$ – розмір часток матеріалу фільтра, яких по масі у фільтрі повинно бути відповідно 60, 50, 30 і 10 %;
 η – коефіцієнт неоднорідності фільтра.

Товщина одношарового зворотного фільтра розраховується за формулою

$$t_{\phi} = 4,75 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\varphi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-\epsilon p}} = 10,94 \cdot d_{50-\phi} \cdot \ln(\varphi_0) \cdot \frac{d_{50-\phi}}{d_{50-\epsilon p}}, \quad (2.3)$$

де $d_{50-\text{гр}}$ – розмір часток, м, ґрунту насипу, що у масі ґрунту становить 50 % (у розрахунках приймається $d_{50-\text{гр}} = 0,1 \text{ мм} = 0,001 \text{ м}$);

φ_{06} – параметр, що залежить від показника крутості відкосу насипу розрахункової висоти хвилі.

Розрахункова товщина одношарового зворотного фільтра повинна задовольняти таку умову:

$$0,35 \text{ м} \leq t_{\phi} \leq 0,7 \text{ м}. \quad (2.4)$$

3 ВИЗНАЧЕННЯ НЕОБХІДНОЇ ЩІЛЬНОСТІ ҐРУНТУ ТІЛА НАСИПУ

3.1 Загальні відомості про розрахунок щільності ґрунту

При будівництві ґрунт насипу повинен ущільнюватися до такого стану, щоб під дією власної ваги, ваги верхньої будови колії і поїзних навантажень у тілі насипу не виникали залишкові деформації (осідання), а ґрунт працював лише в пружній стадії. Тому при будівництві насипу в першу чергу повинна бути визначена і задана будівельникам необхідна щільність ґрунту, методика визначення якої і описана нижче.

Щільність ρ – це відношення маси ґрунту, враховуючи масу води у його порах, до об'єму ґрунту, з урахуванням об'єму пор. Але на практиці зручніше користуватися об'ємною вагою ґрунту γ , яка пов'язана зі щільністю такою залежністю:

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (3.1)$$

де g – прискорення вільного падіння.

Таким чином, задача розрахунку щільності полягає в тому, щоб визначити необхідну об'ємну вагу ґрунту, при якій у тілі насипу будуть виникати майже пружні деформації.

Необхідна об'ємна вага ґрунту визначається за відомою формулою механіки ґрунтів

$$\gamma = \gamma_d \cdot (1 + W), \quad (3.2)$$

де γ_d – об'ємна вага сухого ґрунту;

W – природна вологість ґрунту, частка.

Значення γ_d знаходиться за формулою

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}, \quad (3.3)$$

де γ_s – питома вага твердих часток ґрунту (питома вага скелета ґрунту);

e – коефіцієнт пористості ґрунту.

Таким чином, для визначення необхідної щільності ґрунту необхідно знати відповідний коефіцієнт пористості, який у свою чергу залежить від діючих у ґрунті напружень.

Сумарні напруження, які виникають у будь-якій точці тіла земляного полотна, визначаються як сума напружень від дії усіх прикладених навантажень, тобто

$$\sigma_c = \sigma_n + \sigma_{вбк} + \sigma_\gamma, \quad (3.4)$$

де σ_n – напруження від поїзних (тимчасових) навантажень;

$\sigma_{вбк}$ – напруження від ваги верхньої будови колії;

σ_γ – напруження від власної ваги ґрунту над розрахунковою точкою.

Напруження в будь-якій точці земляного полотна можна визначити за формулами теорії пружності, розглядаючи земляне полотно як пружний напівпростір, а прикладені до нього зовнішні навантаження у вигляді розподілених смугових навантажень прямокутної або трикутної форми.

Напруження від прикладених до основної площадки земляного полотна смугових розподілених навантажень p_o і $p_{вбк}$ прямокутної форми (рисунок 3.1, а) визначаються за формулою

$$\sigma = -\frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right]. \quad (3.5)$$

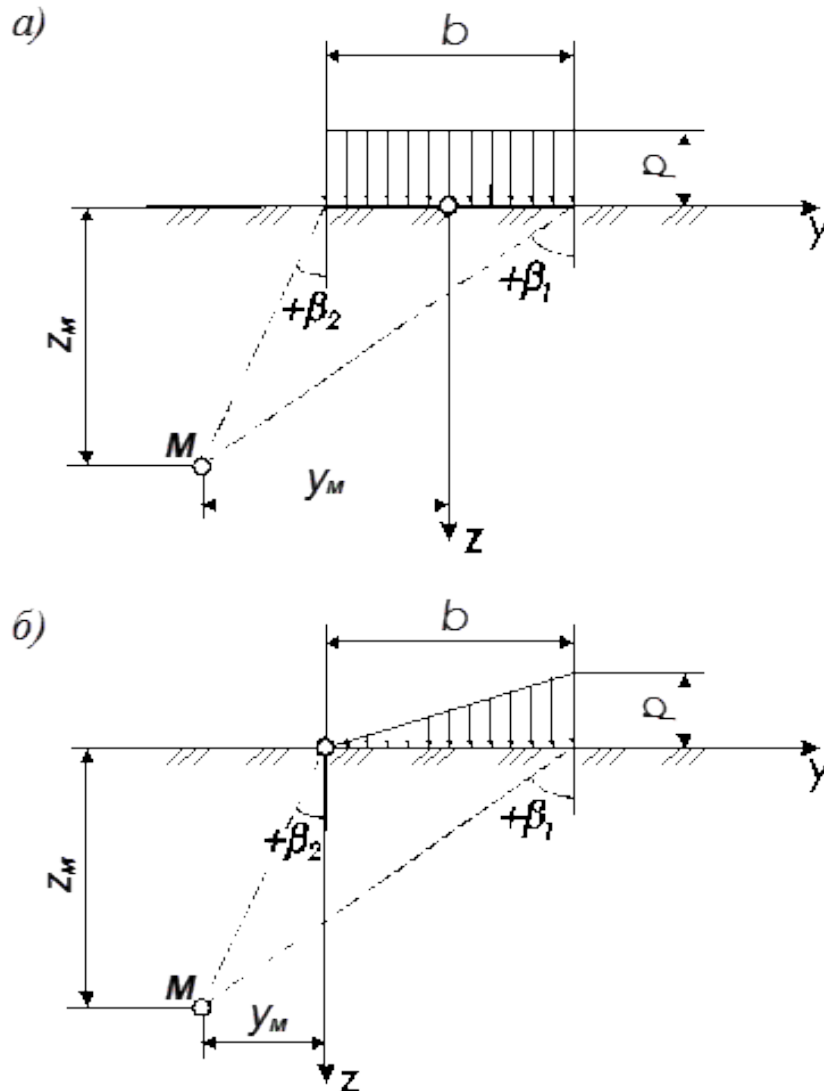


Рисунок 3.1 – Схема для визначення напружень від прикладених до пружного напівпростору навантаження прямокутної та трикутної форм

У випадку, коли необхідно визначити напруження від прикладених до земляного полотна смугових навантажень трикутної форми (рисунок 3.1, б) тоді користуються формулою

$$\sigma = -\frac{p}{b \cdot \pi} \left[z_m (\sin^2 \beta_1 - \sin^2 \beta_2) - y_m \left(\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - \beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) \right]. \quad (3.5^*)$$

Знак мінус указує, що напруження стискаючі, та в розрахунках не враховується. Кути β залежать від координат точки, у якій визначаються напруження, і вважаються додатними, якщо відраховуються від вертикалі за годинниковою стрілкою.

Для полегшення розрахунків з різними можливими варіантами розміщення точок у земляному полотні (рисунок 3.2) і формами навантажень (прямокутною та трикутною) складені спеціальні таблиці (таблиці 3.1 і 3.2), за допомогою яких напруження можна визначити за більш простими формулами виду:

$$\sigma = -p \cdot I_p, \quad (3.6)$$

де I_p – коефіцієнт розсіювання напружень, який приймається з відповідних таблиць (таблиці 3.1 або 3.2) у залежності від $\frac{y}{b}$ і $\frac{z}{b}$, тобто

$$I_p = f\left(\frac{y}{b}; \frac{z}{b}\right). \quad (3.7)$$

$$y_M = 0; \quad I_n = f\left(\frac{0}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M = 0; \quad I_{\text{вбк}} = f\left(\frac{0}{b_{\text{вбк}}}; \frac{z_M}{b_{\text{вбк}}}\right);$$

$$y_M^I = 0; \quad I_n^I = f\left(\frac{0}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M^II = B_M; \quad I_n^{II} = f\left(\frac{y_M}{b_o}; \frac{z_M}{b_o}\right);$$

$$y_M = \frac{B_M}{2}; \quad I_{\text{вбк}} = f\left(\frac{y_M}{b_{\text{вбк}}}; \frac{z_M}{b_{\text{вбк}}}\right)$$

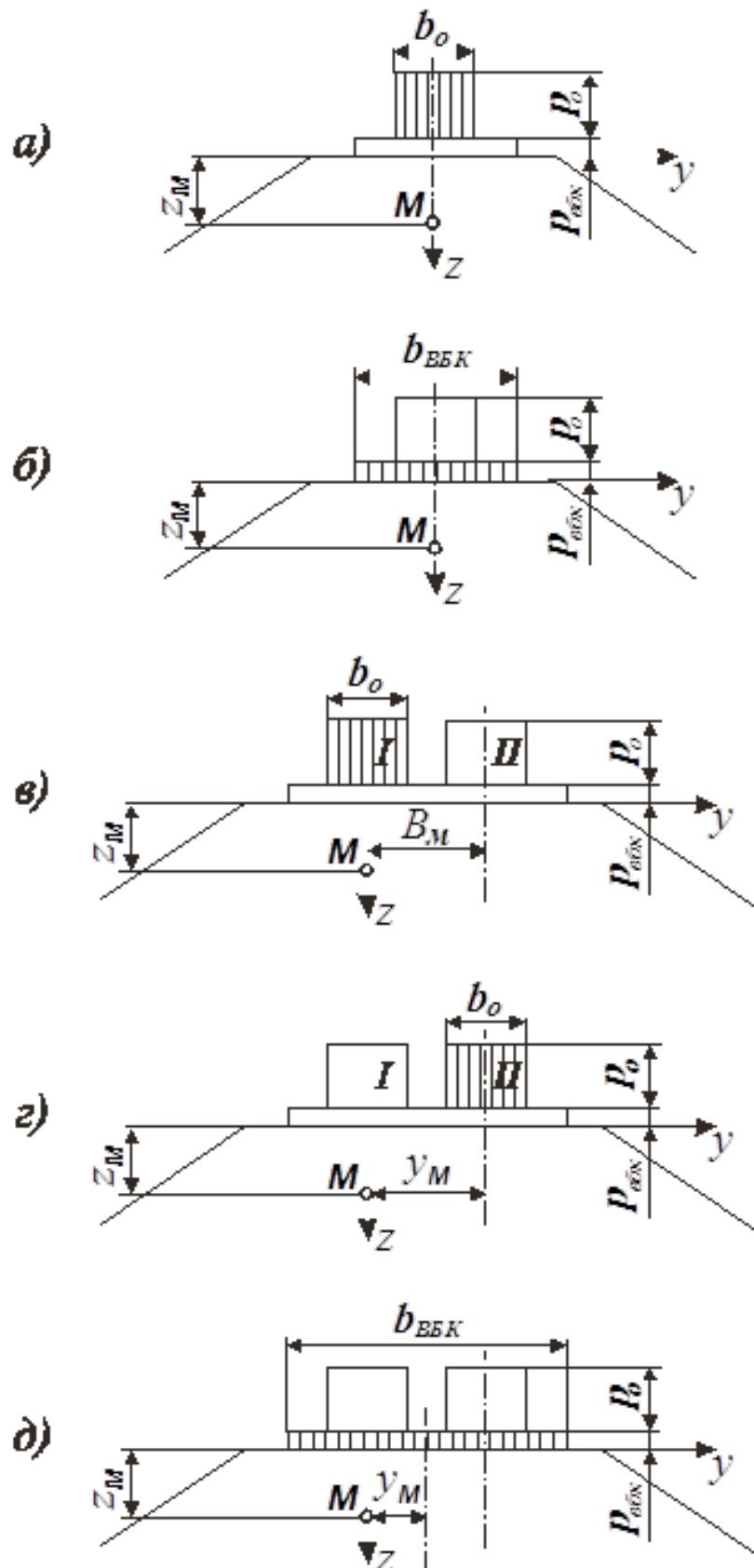


Рисунок 3.2 – Схеми для визначення напружень у земляному полотні від ваги ВБК і від поїзних навантажень за табличними значеннями питомих напружень I_i

Таблиця 3.1 – Значення $I_i = f(z_i/b_i; y_i/b_i)$ для прямокутного смугового навантаження

| z_i / b_i | Значення I_i , при y_i / b_i рівному | | | | | | | | | | | |
|-------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | 0,00 | 0,05 | 0,1. | 0,15 | 0,25 | 0,35 | 0,5 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 |
| 0,00 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 0,50 0 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 |
| 0,05 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 1,00 0 | 0,50 0 | 0,00 2 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 |
| 0,10 | 0,99 8 | 0,99 6 | 0,99 6 | 0,99 6 | 0,98 9 | 0,96 1 | 0,49 9 | 0,01 0 | 0,00 3 | 0,00 0 | 0,00 0 | 0,00 0 |
| 0,15 | 0,99 3 | 0,99 3 | 0,98 7 | 0,98 1 | 0,96 6 | 0,91 0 | 0,49 8 | 0,03 0 | 0,00 5 | 0,00 1 | 0,00 0 | 0,00 0 |
| 0,25 | 0,96 0 | 0,96 0 | 0,95 4 | 0,94 2 | 0,90 7 | 0,80 8 | 0,49 6 | 0,09 0 | 0,01 9 | 0,00 2 | 0,00 1 | 0,00 0 |
| 0,35 | 0,90 6 | 0,90 1 | 0,90 0 | 0,88 7 | 0,83 0 | 0,73 2 | 0,48 9 | 0,14 8 | 0,04 2 | 0,00 5 | 0,00 4 | 0,00 1 |
| 0,50 | 0,82 2 | 0,82 0 | 0,81 5 | 0,80 7 | 0,72 8 | 0,65 1 | 0,47 9 | 0,21 8 | 0,08 4 | 0,01 7 | 0,00 5 | 0,00 3 |
| 0,75 | 0,67 0 | 0,66 6 | 0,66 1 | 0,64 7 | 0,60 7 | 0,53 2 | 0,44 9 | 0,26 2 | 0,14 5 | 0,05 0 | 0,01 5 | 0,00 7 |
| 1,00 | 0,54 0 | 0,54 0 | 0,54 3 | 0,53 5 | 0,53 1 | 0,47 5 | 0,40 9 | 0,28 8 | 0,18 5 | 0,07 1 | 0,02 9 | 0,01 8 |
| 1,50 | 0,39 7 | 0,39 5 | 0,39 5 | 0,38 9 | 0,37 9 | 0,35 4 | 0,33 4 | 0,27 3 | 0,21 1 | 0,11 4 | 0,05 9 | 0,03 2 |
| 2,00 | 0,30 6 | 0,30 5 | 0,30 4 | 0,30 3 | 0,24 2 | 0,29 1 | 0,27 5 | 0,24 3 | 0,20 5 | 0,13 4 | 0,08 3 | 0,05 1 |
| 2,50 | 0,24 2 | 0,24 2 | 0,24 2 | 0,24 1 | 0,23 9 | 0,23 7 | 0,23 1 | 0,21 5 | 0,18 8 | 0,14 0 | 0,09 4 | 0,06 5 |
| 3,00 | 0,21 0 | 0,21 0 | 0,21 0 | 0,21 0 | 0,21 0 | 0,20 0 | 0,20 0 | 0,20 0 | 0,17 0 | 0,13 0 | 0,10 0 | 0,07 5 |
| 4,00 | 0,16 0 | 0,16 0 | 0,16 0 | 0,16 0 | 0,16 0 | 0,15 0 | 0,15 0 | 0,15 0 | 0,14 0 | 0,12 0 | 0,10 2 | 0,08 3 |
| 5,00 | 0,13 0 | 0,13 0 | 0,13 0 | 0,13 0 | 0,13 0 | 0,12 0 | 0,12 0 | 0,12 0 | 0,11 7 | 0,10 7 | 0,09 5 | 0,08 2 |
| 6,00 | 0,10 6 | 0,10 6 | 0,10 6 | 0,10 5 | 0,10 5 | 0,10 5 | 0,10 4 | 0,10 2 | 0,10 0 | 0,09 4 | 0,08 6 | 0,07 7 |
| 7,00 | 0,09 1 | 0,09 1 | 0,09 1 | 0,09 1 | 0,09 0 | 0,09 0 | 0,09 0 | 0,08 9 | 0,08 7 | 0,08 3 | 0,07 8 | 0,07 1 |

Таблиця 3.2 – Значення $I_i = f(z_i/b_i; y_i/b_i)$ для трикутного смугового навантаження

| z_i / b_i | Значення I_i , при y_i / b_i рівному | | | | | | | | | | | |
|-------------|--|------|------|---|------|-----|------|-----|-----|-----|-----|--|
| | -1,5 | -1,0 | -0,5 | 0 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | |

| | | | | | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,250 | 0,500 | 0,750 | 0,500 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,25 | 0,000 | 0,001 | 0,004 | 0,075 | 0,256 | 0,480 | 0,643 | 0,424 | 0,015 | 0,003 | 0,000 |
| 0,50 | 0,002 | 0,003 | 0,023 | 0,127 | 0,263 | 0,410 | 0,477 | 0,353 | 0,056 | 0,017 | 0,003 |
| 0,75 | 0,006 | 0,016 | 0,042 | 0,153 | 0,248 | 0,335 | 0,361 | 0,293 | 0,108 | 0,024 | 0,009 |
| 1,00 | 0,014 | 0,025 | 0,061 | 0,159 | 0,223 | 0,275 | 0,279 | 0,241 | 0,129 | 0,045 | 0,013 |
| 1,50 | 0,020 | 0,048 | 0,096 | 0,145 | 0,178 | 0,200 | 0,202 | 0,185 | 0,124 | 0,062 | 0,041 |
| 2,00 | 0,033 | 0,061 | 0,092 | 0,127 | 0,146 | 0,155 | 0,163 | 0,153 | 0,108 | 0,069 | 0,050 |
| 3,00 | 0,050 | 0,064 | 0,080 | 0,096 | 0,103 | 0,104 | 0,108 | 0,104 | 0,090 | 0,071 | 0,050 |
| 4,00 | 0,051 | 0,060 | 0,067 | 0,075 | 0,078 | 0,085 | 0,082 | 0,075 | 0,073 | 0,060 | 0,047 |
| 5,00 | 0,047 | 0,052 | 0,057 | 0,059 | 0,062 | 0,063 | 0,069 | 0,065 | 0,061 | 0,051 | 0,049 |
| 6,00 | 0,041 | 0,046 | 0,050 | 0,510 | 0,052 | 0,053 | 0,053 | 0,053 | 0,053 | 0,048 | 0,045 |

Напруження від ваги ґрунту, який лежить над розрахунковою точкою, визначаються за формулою

$$\sigma_{\gamma} = \gamma \cdot h, \quad (3.8)$$

де γ – середня об’ємна вага ґрунту, який лежить над розрахунковою точкою;

h – товщина шару ґрунту.

Якщо насип відсипано шарами ґрунту, які мають різні характеристики, і над розрахунковою точкою розміщується кілька таких шарів, то

$$\sigma_{\gamma} = \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (3.9)$$

де h_i , γ_i – відповідно товщина та об’ємна вага кожного шару ґрунту.

У практичних розрахунках необхідної щільності ґрунту виникає необхідність визначати напруження від ваги шарів ґрунту, розміщених над розрахунковою точкою. Якщо відоме наближене значення об’ємної ваги ґрунту в заданій точці $\gamma'_{\text{розр}-i}$ та значення об’ємної ваги ґрунту в попередній точці (розміщеній на початку i -го розрахункового шару ґрунту) $\gamma_{\text{розр}-(i-1)}$, то формулу (3.9) можна представити в наступному вигляді:

$$\sigma_{\gamma-i} = \sigma_{\gamma-(i-1)} + \frac{\gamma_{\text{розр}-(i-1)} + \gamma'_{\text{розр}-i}}{2} \cdot h_i, \quad (3.10)$$

де: $\sigma_{\gamma-(i-1)}$ – напруження від ваги шарів, що лежать над попередньою ($i-1$) точкою;

$\frac{\gamma_{p-(i-1)} + \gamma'_{p-i}}{2} \cdot h_i$ – напруження від ваги розрахункового шару ґрунту товщиною h_i .

Оскільки для визначення напружень від власної ваги ґрунту насипу потрібно знати об'ємну вагу ґрунту, яка ще не визначена, то розрахунок ведеться методом послідовних наближень.

3.2 Послідовність розрахунку необхідної щільності ґрунтів у тілі насипу

Розрахунковий переріз устанавлюється по осі насипу для одноколіїної ділянки і по осі однієї з колій для двоколіїної ділянки. Товща насипу розбивається на ряд шарів товщиною 4÷6 м. У розрахунковому перерізі на границях шарів призначаються точки, починаючи від основної площадки (точка 0 на рисунку 3.3) і закінчуючи основою насипу (точка 3 на рисунку 3.3).

У розрахунках урахується, що навантаження розподіляються на 1 пог. м колії, тому величини p_o і $p_{вбк}$ мають розмірність кілоньютон на квадратний метр ($кН/м^2$).

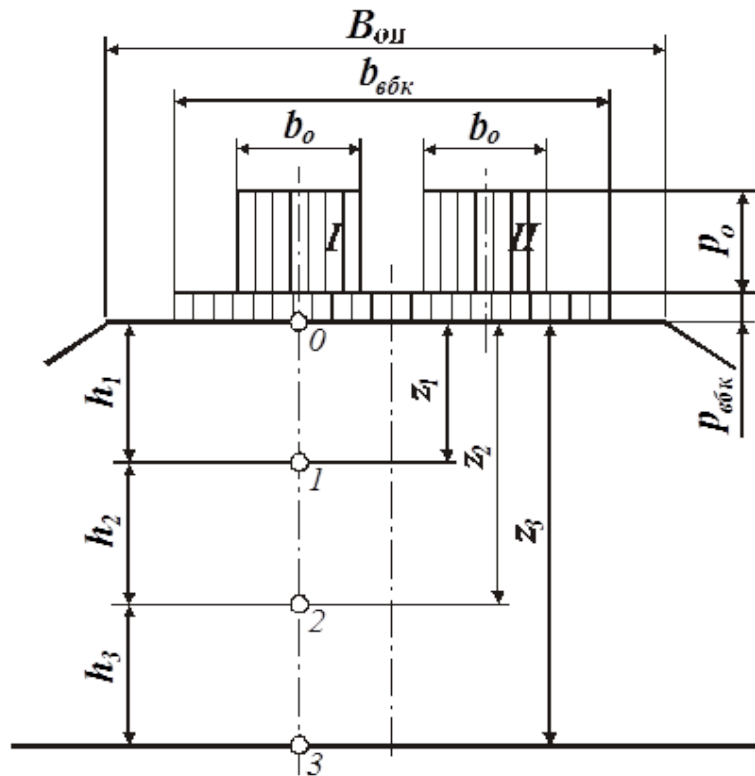


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема для визначення необхідної щільності ґрунту насипу

До основної площадки насипу прикладаються навантаження від ваги верхньої будови колії і поїзної дії. У практичних інженерних розрахунках насипів прийнято моделювати вказані навантаження у вигляді фіктивних стовпчиків ґрунту, зображених у площині креслення як два смугових рівномірно розподілених навантаження різної інтенсивності, які діють на довжині шпали b_0 – для поїзного навантаження p_0 , і на приведеній ширині верхньої будови колії $b_{вбк}$ – для навантаження від ваги верхньої будови колії $p_{вбк}$. (Слід враховувати, що навантаження $p_{вбк}$, крім ваги баласту і рейко-шпальної решітки, включає також вагу ґрунту зливної призми).

Значення інтенсивності навантаження від ваги ВБК $p_{вбк}$ і ширина його прикладання $b_{вбк}$ наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Значення інтенсивності навантаження від ваги ВБК

| Показник | Один. вимір | Кільк. колій | Вид підрейкової основи | Значення показників для типів рейок | | |
|----------|-------------|--------------|------------------------|-------------------------------------|-----|-----|
| | | | | P75 | P65 | P50 |
| | | | | | | |

| | | | | | | |
|---|-------------------|---|-------------|------|------|------|
| Інтенсивність навантаження від ваги ВБК $P_{вбк}$ | кН/м ² | 1 | Дер. шпали | 14,9 | 14,1 | 14,0 |
| | | | З.-б. шпали | 15,9 | 15,1 | 15,1 |
| | | | З.-б. плити | 21,0 | 21,0 | 21,0 |
| | | 2 | Дер. шпали | 16,1 | 15,4 | 14,3 |
| | | | З.-б. шпали | 17,1 | 16,4 | 15,8 |
| | | | З.-б. плити | 21,0 | 21,0 | 20,8 |
| Середня ширина баластової призми $b_{вбк}$ | м | 1 | Дер. шпали | 5,0 | 4,7 | 4,4 |
| | | | З.-б. шпали | 5,0 | 4,7 | 4,4 |
| | | | З.-б. плити | 4,3 | 4,3 | 4,3 |
| | | 2 | Дер. шпали | 9,1 | 8,8 | 8,5 |
| | | | З.-б. шпали | 9,1 | 8,8 | 8,5 |
| | | | З.-б. плити | 8,4 | 8,4 | 8,4 |

Інтенсивність поїзного навантаження p_0 приймається із завдання на проектування, а ширина цього навантаження b_0 приймається рівною довжині шпали (довжина дерев'яної шпали – 2,75 м; залізобетонної – 2,7 м; залізобетонної плити – 2,6 м).

Далі для кожної з призначених точок, починаючи з точки 0 (на основній площадці земляного полотна), виконується розрахунок необхідної щільності ґрунту з використанням методики, викладеної в попередньому підрозділі. Алгоритм розрахунків наведено нижче.

Розрахунок для точки 0 (для одноколійної та двоколійної ділянки розрахункові формули ідентичні).

1 Визначаються тимчасові напруження від поїзних навантажень у точці 0:

$$\sigma_{n-0} = p_0 .$$

2 Визначаються напруження від ваги ВБК:

$$\sigma_{вбк-i} = P_{вбк} .$$

3 Визначаються напруження від власної ваги шарів ґрунту насипу, що лежать над точкою 0, за формулою (3.8). Але у зв'язку з тим що над точкою 0 ґрунту немає, тобто $h=0$, напруження будуть рівні нулю:

$$\sigma_{\gamma-0} = 0.$$

4 Знаходяться сумарні напруження від усіх діючих навантажень за формулою (3.4):

$$\sigma_{c-0} = \sigma_{n-0} + \sigma_{\text{вбк-0}} + \sigma_{\gamma-0}.$$

При цьому постійні напруження виникають від ваги верхньої будови та ваги ґрунту насипу, їх прийнято позначати

$$\sigma_{a-0} = \sigma_{\text{вбк-0}} + \sigma_{\gamma-0};$$

5 Знаючи постійні та сумарні напруження і використовуючи компресійну криву, можна визначити розрахунковий коефіцієнт пористості:

$$e_{\text{розр-0}} = e_{a-0} - K_e \cdot (\Delta e_{a-0} - \Delta e_{c-0}); \quad (3.11)$$

тут
$$\left. \begin{aligned} \Delta e_{a-0} &= e_{a_{n-0}} - e_{a_{k-0}} \\ \Delta e_{c-0} &= e_{c_{n-0}} - e_{c_{k-0}} \end{aligned} \right\}, \quad (3.11^*)$$

де $e_{a_{n-i}}$ і $e_{c_{n-i}}$ – початкові коефіцієнти пористості відповідно для постійних і сумарних напружень, які визначаються по гілці завантаження компресійної кривої (рисунок 3.4);

$e_{a_{k-i}}$ і $e_{c_{k-i}}$ – кінцеві коефіцієнти пористості відповідно для постійних і сумарних напружень, які визначаються по гілці розвантаження компресійної кривої (рисунок 3.4);

K_e – коефіцієнт багаторазовості, часу і способу прикладання навантаження, величина якого залежить від виду ґрунтів і глибини точки; $K_e=1,67 \div 1,11$; більші значення приймаються для важких суглинків, менші – для супісків. Окрім того, величина коефіцієнта зменшується з глибиною, так, на глибині 4÷6 м K_e зменшується приблизно на 15 %, а на глибині 8 м і більше зменшується приблизно на 25 %, тому в розрахунках можна, наприклад, прийняти: для точки 0 – $K_e=1,67$; для точки 1 – $K_e=1,67 \cdot 0,85=1,42$; для точок, розміщених глибше (2, 3, 4, ..., n) – $K_e=1,67 \cdot 0,75=1,25$.

6 За знайденою величиною коефіцієнта пористості ґрунту $e_{\text{розр-0}}$ визначається об'ємна вага сухого ґрунту в точці 0:

$$\gamma_{d-0} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{розр-0}}, \quad (3.12)$$

де γ_s – питома вага твердих часток ґрунту (питома вага скелета ґрунту, задається у вихідних даних).

7 І на закінчення розрахунків для точки 0 визначається шукана розрахункова величина об'ємної ваги ґрунту в цій точці з урахуванням його вологості $W_z^{нас}$ (підставляється у формулу у частках):

$$\gamma_{розр-0} = \gamma_{d-0} \cdot (1 + W_z^{нас}). \quad (3.13)$$

Після цього переходять до розрахунку в наступній точці 1.

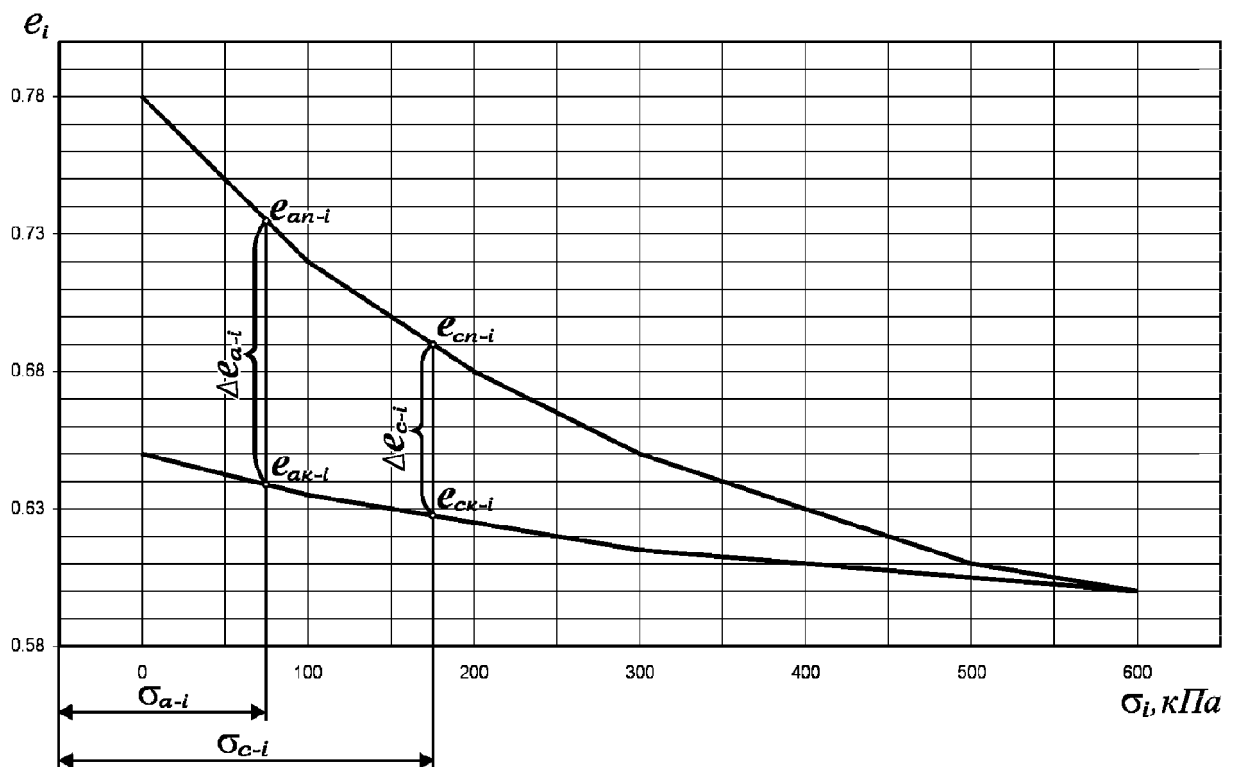


Рисунок 3.4 – Компресійна крива ґрунту насипу

Точка 1 перебуває на відстані $Z_1=4\div 6$ м від точки 0, розміщеної на основній площадці земляного полотна.

Розрахунки для точки 1 та наступних після неї виконуються за дещо відмінною методикою, ніж для точки 0, тому що на

відміну неї усі інші розрахункові точки розміщені в ґрунті насипу і для розрахунку за формулою (3.8) σ_γ необхідно знати об'ємну вагу ґрунту γ , а вона невідома.

1 Тимчасові напруження в точці 1 визначаються нижченаведеним способом.

Для одноколіїної ділянки:

$$\sigma_{n-1} = p_o \cdot I_{n-1}, \quad (3.14)$$

де $I_{n-1} = f\left(\frac{y_1}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$ – частка напружень, які передаються в точку 1 від дії навантаження p_o ;

y_1, z_1 – координати точки 1 відносно системи координат, горизонтальна вісь якої проходить по основній площадці, а вертикальна – по осі колії, тобто $z_1 = h_1; y_1 = 0$.

Для двоколіїної ділянки вертикальна вісь координат призначається через вісь однієї з колій, а напруження від тимчасового навантаження визначається як сума напружень від двох колій:

$$\sigma_{n-1} = \sigma_{n-1}^I + \sigma_{n-1}^{II}, \quad (3.15)$$

де σ_{n-1}^I і σ_{n-1}^{II} – напруження, що виникають в і-й точці від дії рухомого складу, який знаходиться на I та II коліях;

$$\sigma_{n-1}^I = p_o \cdot I_{n-1}^I, \quad (3.16)$$

$$\sigma_{n-1}^{II} = p_o \cdot I_{n-1}^{II}, \quad (3.17)$$

де $I_{n-1}^I = f\left(\frac{y_1^I}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$, $I_{n-1}^{II} = f\left(\frac{y_1^{II}}{b_o}; \frac{z_1}{b_o}\right)$ – частки поїзних навантажень, що передаються в і-ту точку відповідно від I та II колій. У даному випадку координати точки 1 відносно початку координат $z_1 = h_1, y_1 = 0$ (для I колії) та $y_1 = B_m = 4,1$ м (для II колії).

2 Напруження від ваги ВБК:

$$\sigma_{\text{вбк-1}} = P_{\text{вбк}} \cdot I_{\text{вбк-1}}, \quad (3.18)$$

де $I_{\text{вбк-1}} = f\left(\frac{y_1}{b_{\text{вбк}}}; \frac{z_1}{b_{\text{вбк}}}\right)$ – частка навантаження від ваги ВБК, що передається в i -ту точку (див. рисунок 3.2, б, д). При цьому координати точки будуть такі:

для одноколіїної ділянки $z_1 = h_1, y_1 = 0$;

для двоколіїної ділянки $z_1 = h_1, y_1 = B_M/2 = 4,1/2 = 2,05$ м.

3 Для можливості подальшого визначення необхідної щільності ґрунту в точці 1 задаємося наближеним значенням об'ємної ваги ґрунту γ_i , яке не повинне суттєво відрізнятися від величини об'ємної ваги ґрунту в точці 0. Зазвичай приймають різницю $\Delta\gamma \approx 0,2 \text{ кН} / \text{м}^3$ при товщині розрахункових шарів $4 \div 6$ м, тобто

$$\gamma'_{\text{розр-1}} \approx \gamma_{\text{розр-0}} + 0,2 \text{ кН} / \text{м}^3. \quad (3.19)$$

4 Тоді напруження від власної ваги ґрунту можна визначити за формулою (3.10)

$$\sigma_{\gamma-1} = \frac{\gamma_{\text{р-0}} + \gamma'_{\text{розр-1}}}{2} \cdot h_1,$$

де $\frac{\gamma_{\text{розр-0}} + \gamma'_{\text{розр-1}}}{2}$ – середня об'ємна вага ґрунту для шару ґрунту між точками 0 та 1;

h_1 – товщина розрахункового шару ґрунту.

5 Сумарне напруження в точці 1 буде

$$\sigma_{c-1} = \sigma_{a-1} + \sigma_{n-1}, \quad (3.20)$$

де $\sigma_{a-1} = \sigma_{\text{вбк-1}} + \sigma_{\gamma-1}$.

6 Розрахункове (необхідне) значення коефіцієнта пористості для точки 1 визначається за формулою

$$e_{\text{розр-1}} = e_{a-1} - K_e \cdot (\Delta e_{a-1} - \Delta e_{c-1}), \quad (3.21)$$

$$\text{де } \left. \begin{aligned} \Delta e_{a-1} &= e_{an-1} - e_{ak-1} \\ \Delta e_{c-1} &= e_{cn-1} - e_{ck-1} \end{aligned} \right]$$

(позначення і методика визначення величин, які входять до наведених формул, аналогічні розрахункам для точки 0).

7 За визначеним (у першому наближенні) значенням коефіцієнта пористості ґрунту $e_{розр-1}$ знаходимо об'ємну вагу сухого ґрунту в точці 1

$$\gamma_{d-1} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{розр-1}}. \quad (3.22)$$

8 Шукане значення об'ємної ваги ґрунту в точці 1 (у першому наближенні) при відомій природній вологості:

$$\gamma_{розр-1} = \gamma_{d-1} \cdot (1 + W_z^{nac}). \quad (3.23)$$

9 І на завершення порівняти визначене розрахунком значення. Далі, щоб впевнитись, що отримане значення $\gamma_{розр-1}$ та прийняте в першому наближенні для розрахунку значення $\gamma'_{розр-1}$, тобто знайти різницю між новим та попереднім значенням і порівняти її з допустимою точністю:

$$\Delta\gamma = |\gamma'_{розр-1} - \gamma_{розр-1}| < [\Delta\gamma]_{дон} = 0,1 \frac{\kappa H}{M^3}. \quad (3.24)$$

Якщо вказана умова виконується, то питома вага ґрунту підібрана правильно. Якщо ж умова не виконується, то за наступне наближення приймається отриманий результат ($\gamma'_{розр-1} = \gamma_{розр-1}$) і розрахунок повторюється знову доти, доки умова (3.24) не справдиться.

Далі переходять до розрахунку точки 2 і виконують його в тій самій послідовності, що й для точки 1. І так далі ведуть розрахунок до кінцевої точки в основі насипу.

4 РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ ВІДКОСІВ ЗАПЛАВНОГО НАСИПУ

Однією з найголовніших вимог при проектуванні земляного полотна залізниць є забезпечення стійкості відкосів насипів та виїмок.

Стійкість укосів земляного полотна прийнято оцінювати коефіцієнтом стійкості, який визначається як відношення моментів сил утримуючих відкіс від зміщення до моментів сил, які зсувають відкос:

$$K_{ст} = \frac{M_{упр}}{M_{зс}}, \quad (4.1)$$

де $M_{упр}$ і $M_{зс}$ – відповідно моменти утримуючих і зсуваючих сил, які беруться відносно центра кривої сповзання.

Великою кількістю досліджень сповзаючих відкосів встановлено, що зсув земляної маси у зв'язних ґрунтах відбувається по криволінійній поверхні, близькій до чашкоподібної чи циліндричної. Для сипких ґрунтів поверхня сповзання близька до площини. Тому при розрахунках стійкості відкосів насипів, які споруджуються зі зв'язних ґрунтів (до яких належать суглинки, супіски та глинисті ґрунти) як крива сповзання для розрахунку приймається криволінійна циліндрична поверхня.

Очевидно, що для стійких укосів повинно бути $K_{ст} > 1$, при $K_{ст} = 1$ ґрунти знаходяться в критичному стані, при $K_{ст} < 1$ буде неминуче сповзання масиву ґрунту. Прийнято проектувати поперечні профілі відкосів з урахуванням необхідного запасу, обумовленого недосконалістю розрахункових схем, неточністю визначення розрахункових параметрів ґрунту та ін. На вітчизняних залізницях прийнято проектувати відкоси насипів та виїмок з коефіцієнтом запасу $K_{ст} \geq 1,2$, при використанні для розрахунків табличних значень характеристик ґрунтів, взятих з

довідників (при визначенні реальних характеристик ґрунтів спеціальними дослідженнями дозволяється приймати $K_{ст} \geq 1,1$).

Таким чином при проектуванні відкосів насипу початковою вимогою є забезпечення їх необхідної стійкості по всій висоті із заданим коефіцієнтом запасу $K_{зад}$, тобто проектування рівностійких відкосів. Урахування вимог економічності при зведенні насипу потребує виконання мінімуму земляних робіт, тобто ставить задачу проектування насипу з достатньою стійкістю, але без надлишкових запасів.

Практичні інженерні розрахунки стійкості можуть виконуватися аналітичними або графоаналітичними методами. Більш широке практичне використання отримав графоаналітичний метод круглоциліндричних поверхонь ковзання (метод відсіків), який і розглядається нижче.

4.1 Проектування рівностійкого поперечного профілю високого заплавного насипу

Мета розрахунку полягає в тому, щоб запроектувати економічний за обсягами земляних робіт поперечний профіль заплавного насипу із забезпеченням рівностійкості відкосів при заданому коефіцієнті стійкості $K_{зад} \geq 1,2$.

До розрахунку приймається ділянка насипу найбільшої висоти, розміщена в заплаві річки біля мостового переходу, яка підтоплюється паводковими водами. Для підвищення стабільності насипу передбачається улаштування незатоплюваної берми відмітка висоти якої приймається на рівні висоти накочування хвилі на відкис.

Проектування і розрахунок виконуються з використанням графоаналітичного методу круглоциліндричних поверхонь ковзання (або метод відсіків), котрий дає змогу проектувати відкоси насипу із заданим коефіцієнтом стійкості. При цьому знаходиться найбільш імовірно “найгірше”, тобто критичне, положення кривої сповзання, якому відповідає мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

При проектуванні передбачаються такі вихідні положення:

а) об'єкт земляного полотна складений з однорідних зв'язних ґрунтів;

б) зсув ґрунтового масиву проходить по криволінійній (круглоциліндричній) поверхні ковзання;

в) сповзаючий масив розглядається як єдиний блок, умовно розділений на відсіки;

г) розрахунок ведеться на 1 пог. м довжини земляного полотна.

4.2 Визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту

Для спрощення розрахунку стійкості відкосів навантаження від ваги верхньої будови колії і дії рухомого складу замінюють еквівалентними (фіктивними) стовпчиками ґрунту (рисунок 4.1, а, б).

Знаючи інтенсивність навантаження p_i та питому вагу ґрунту насипу $\gamma_{сер} = \gamma^I$, можна подати висоту кожного еквівалентного стовпчика як відношення інтенсивності цього навантаження до питомої ваги ґрунту, тобто:

$$h_o = \frac{p_o}{\gamma^I}; \quad (4.2)$$

$$h_{ВБК} = \frac{p_{ВБК}}{\gamma^I}. \quad (4.3)$$

Але без суттєвих похибок можна одним еквівалентним стовпчиком замінити навантаження від ваги ВБК та дії рухомого складу (рисунок 4.1 в, г, д), тоді висота еквівалентного стовпчика буде дорівнювати

$$h_e = \frac{p_o + p_{ВБК} \cdot \frac{b_{ВБК}}{b_o}}{\gamma^I}, \quad (4.4)$$

де $p_{ВБК}$ і p_o – відповідно інтенсивність розподілених навантажень від ваги ВБК і дії рухомого складу;

$b_{ВБК}$ і b_o – відповідно ширина розподіленого навантаження від $p_{ВБК}$ і p_o (для двоколіїної ділянки у формулі (4.3) слід приймати

$$b_{ВБК} = b_{ВБК}^{1-кол} = \frac{b_{ВБК}^{2-кол}}{2});$$

γ^I – середня питома вага ґрунту насипу (у зоні сухого ґрунту).

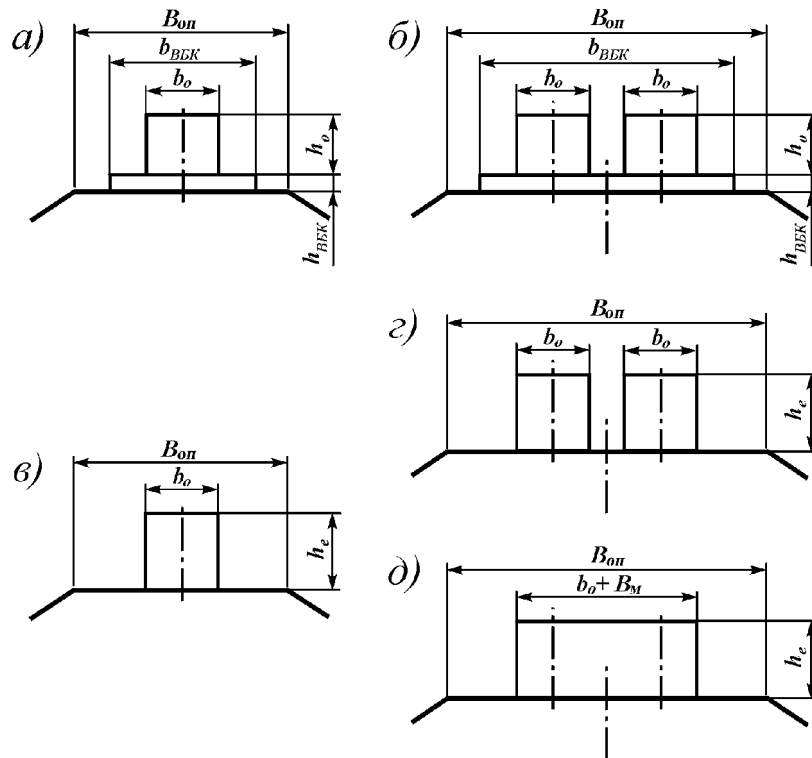


Рисунок 4.1 – Схеми заміни навантажень $p_{ВБК}$ і p_o еквівалентними стовпчиками ґрунту

У курсовому проекті рекомендується використовувати еквівалентні навантаження (рисунок 4.1, в, д) і визначати висоту еквівалентного стовпчика за формулою (4.4). У цьому випадку ширина еквівалентного стовпчика для одноколіїної ділянки приймається рівною b_o (довжині шпали) (рисунок 4.1, в), а для двоколіїної ділянки – рівною $b_o + B_m$ (рисунок 4.1, д), де B_m – ширина міжколіїя.

4.3 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів насипу та основи, необхідних для проектування стійких відкосів

Як показує досвід проектування та експлуатації, підтоплення може дуже відчутно впливати на стабільність насипу і в певних випадках знижувати стійкість більш ніж на 50 %.

Тому для розрахунків стійкості приймається критична схема дії паводкової води на насип, запропонована проф. К.С. Ордуянцем. Вважається, що в паводок насип по всьому поперечному перерізі зволюється до найвищого рівня води (НРВ). Далі вважається, що вода, після досягнення максимального рівня, миттєво спала. Тоді рівень води в поперечному перерізі насипу утворює криву депресії, яку замінюють двома похилими лініями, проведеними від осі насипу до відкосів із середнім ухилом кривої депресії I_0 .

Таким чином, у поперечному перерізі насипу можна виділити чотири зони (рисунок 4.2), у яких ґрунт буде мати різні характеристики: *I* – зона сухого незатопленого ґрунту; *II* – зона ґрунту, зволоженого за рахунок капілярного підйому води; *III* – зона повністю водонасиченого ґрунту насипу; *IV* – зона водонасиченого ґрунту основи.

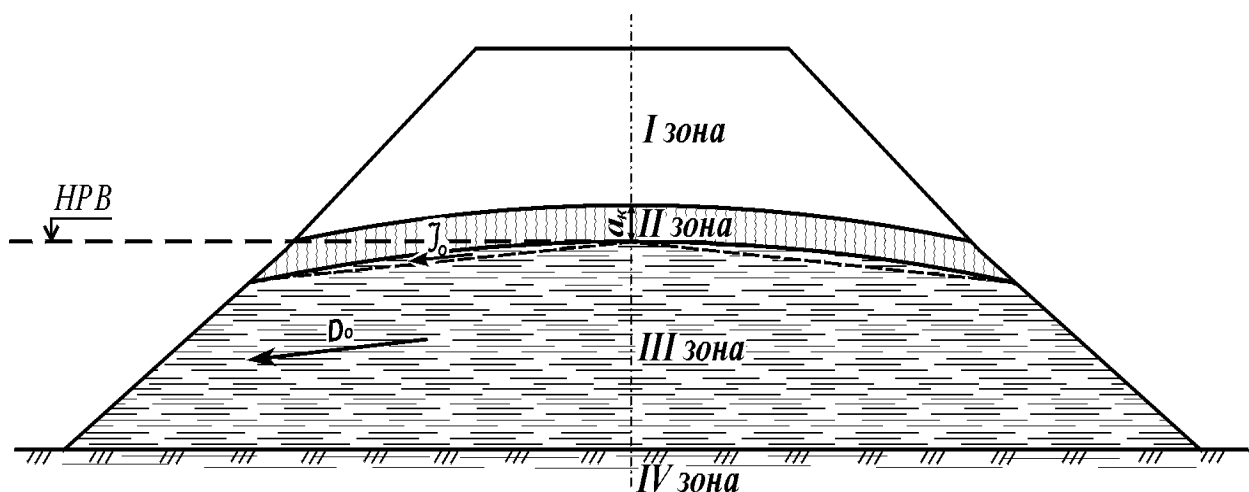


Рисунок 4.2 – Схема впливу паводкової води на насип

Для розрахунку стійкості відкосів необхідно знати характеристики ґрунтів у кожній з указаних зон. Для спрощення розрахунків приймають середні по товщині насипу значення

деяких розрахункових характеристик ґрунтів. Так, величину об'ємної ваги ґрунту γ^I та коефіцієнта пористості e_2 в I зоні приймають середніми з розрахунку необхідної щільності ґрунту.

У II зоні за рахунок капілярної води питома вага ґрунту буде дорівнювати

$$\gamma^{II} = \frac{\gamma_s + \gamma_w \cdot e_2}{1 + e_2}, \quad (4.5)$$

де γ_w – питома вага води ($\gamma_w = 9,81 \text{ кН/м}^3$);

e_2 – розрахунковий коефіцієнт пористості.

У III зоні за рахунок зважування ґрунту гравітаційними водами питому вагу визначають так:

$$\gamma^{III} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_2}. \quad (4.6)$$

У IV зоні на ґрунт основи також діє зважувальна сила, тобто

$$\gamma^{IV} = \frac{\gamma_s^{очн} - \gamma_w}{1 + e_2^{очн}}, \quad (4.7)$$

де $\gamma_s^{очн}$ – питома вага часток ґрунту основи;

$e_2^{очн}$ – коефіцієнт пористості ґрунту основи.

Як видно з формули (4.7), для визначення об'ємної ваги ґрунту в IV зоні необхідно знати коефіцієнт пористості ґрунту основи. Указаний коефіцієнт пористості може бути визначений через величину питомої ваги сухого ґрунту основи $\gamma_d^{очн}$, якщо в завданні задається об'ємна вага ґрунту основи до підтоплення $\gamma^{очн}$ (випадок 1), або розраховується по величині діючих вертикальних напружень в основі насипу з використанням компресійної кривої ґрунту основи (випадок 2).

В 1-му випадку необхідні характеристики ґрунту основи насипу визначають за формулами:

$$\gamma_d^{очн} = \frac{\gamma^{очн}}{1 + W^{очн}}; \quad (4.8)$$

$$e^{осн} = \frac{\gamma_s^{осн} - \gamma_d^{осн}}{\gamma_d^{осн}}; \quad (4.9)$$

де $W^{осн}$ – природна вологість ґрунту основи насипу.

У 2-му випадку необхідні розрахункові характеристики визначають аналогічно розрахунку необхідної щільності ґрунту в тілі насипу. А саме вертикальні напруження які діють в основі насипу приймаються з розрахунку щільності ґрунту як напруження в останній розрахунковій точці (точка 3 на рисунку 3.3).

Визначення зсувних характеристик для ґрунтів насипу і його основи

Найбільший вплив паводкова вода чинить на зсувні характеристики ґрунту.

При проектуванні насипу заданими є такі характеристики:

– питоме зчеплення в ґрунті насипу C_n (з природною вологістю, тобто до обводнення);

– питоме зчеплення в ґрунті основи насипу $C_{осн}$ (з відповідною природною вологістю);

– кути внутрішнього тертя для тих самих ґрунтів насипу та його основи φ_n і $\varphi_{осн}$.

Коефіцієнти внутрішнього тертя в ґрунтах насипу та основи (з природною вологістю) визначаються з виразів:

$$f_n = f^I = tg\varphi_n, \quad (4.10)$$

$$f_{осн} = f^{IV} = tg\varphi_{осн}. \quad (4.11)$$

Для зволоженого ґрунту обводненого насипу (в тому числі і в зоні капілярного підняття води) та для зволоженого ґрунту основи насипу коефіцієнти внутрішнього тертя приймаються рівними:

$$f_n^{гол} = f^{II} = f^{III} \approx 0,75 \cdot f_n, \quad (4.12)$$

$$f_{осн}^{гол} = f^{IV} \approx 0,75 \cdot f_{осн}. \quad (4.13)$$

Питоме зчеплення у зволжених ґрунтах насипу і його основи приймається зменшеним приблизно на 50 % від їх величини у природному стані, тобто:

$$C_n^{вол} = C^{II} = C^{III} \approx 0,5 \cdot C_n, \quad (4.14)$$

$$C_{осн}^{вол} = C^{IV} = 0,5 \cdot C_{осн}. \quad (4.15)$$

4.4 Порядок проектування стійких відкосів

Після визначення всіх необхідних характеристик для ґрунтів сухої і вологої зон насипу та для вологої основи насипу, визначення розмірів еквівалентних стовпчиків ґрунту, які замінюють у розрахунках навантаження від ваги верхньої будови колії та дії рухомого складу можна розпочинати безпосередньо проектування поперечного профілю заплавного насипу з рівностійкими відкосами, що задовольняють заданий коефіцієнт стійкості $K_{зад}$.

Поперечний профіль проектується для ділянки насипу з найбільшою висотою H_{max} в зоні дії найбільшої висоти хвилі $h_{1\%}$ заплавної водойми. Розрахунковий поперечний переріз з висотою насипу H_{max} приймається за завданням або вибирається з повздовжнього профілю проектованої залізничної лінії, побудованого за заданим напрямком переходу водної перешкоди.

Задача проектування полягає в знаходженні такого поперечного профілю насипу, при якому будуть досягтися оптимальні розміри насипу (з точки зору зменшення об'єму земляних робіт) із забезпеченням достатньої стійкості відкосів.

При проектуванні використовується метод круглоциліндричних поверхонь сповзання, за допомогою якого можна знаходити положення критичної кривої зміщення, при якій коефіцієнт стійкості має найменше значення $K_{min(min)}$. Цей метод дає змогу проектувати відкоси рівностійкими по всій висоті із заданим коефіцієнтом стійкості $K_{зад}$. При цьому ставиться задача такого проектування відкосів насипу, щоб навіть для критичної кривої зміщення коефіцієнт стійкості $K_{min(min)}$ не був би меншим, ніж $K_{зад}$, з мінімальним відхиленням від нього

$(K_{\min(\min)}^{\text{розр}} \approx K_{\text{зад}}) \leq K_{\text{зад}}$. Рівностейкими відкосами при цьому називають такі, що мають приблизно однаковий (заданий) коефіцієнт стійкості на будь-якій ділянці відкосу.

Оскільки метод розрахунку графоаналітичний, то в першу чергу, потрібно виконувати відповідні графічні побудови. На міліметровому папері в масштабі (рекомендується використовувати масштаб 1:100, 1:50) у відповідності вибраних розмірних параметрів намічається можливий поперечний профіль насипу або його частина, яка включає одну сторону насипу повністю (відносно основної площадки з боку водойми) та другу сторону частково (приблизно до висоти $h_1=6$ м). Спочатку на аркуш наносять поперечний ухил поверхні місцевості i_m (який визначається по планшету), вісь земляного полотна і позначають задану відмітку основи насипу. Потім уверх по осі відкладають висоту насипу в розрахунковому перерізі H_{max} і на цьому рівні проводять горизонтальну лінію розміром, рівним ширині основної площадки земляного полотна $B_{\text{оп}}$ (для одноколійного або двоколійного насипу, у відповідності до завдання). На основній площадці будують еквівалентні стовпчики ґрунту. Далі на кресленні проводять горизонтальні лінії з відмітками розрахункового горизонту піднімання води в паводок (рівня ґрунтових вод (РГВ)) та відміткою берми $H_{\text{бер}}$.

Після цього намічають можливий поперечний профіль насипу (рисунок 4.3) (попередній профіль без розрахунків стійкості відкосів). Верхню частину насипу проектують у відповідності до нормативів: першу ділянку висотою від основної площадки $h_1=6$ м проектують з ухилом відкосу $1:m_1=1:1,5$; другу ділянку, починаючи з відмітки $h_1=6$ м, проектують з ухилом відкосу $1:m_2=1:1,75$ до відмітки $h_2=12$ м, якщо на цій ділянці не влаштовується берма (за розрахунками хвильового режиму водойми). Якщо відмітка берми $H_{\text{бер}}$ розміщується на даній ділянці з ухилом відкосу $1:m_2=1:1,75$, то на відмітці берми відкос з даним ухилом закінчують (тобто висота h_2 визначається відміткою берми), і далі горизонтальною лінією відкладають площадку для берми. Ширину берми попередньо приймають не менше мінімальної, рекомендованої для заплавних насипів $B_{\text{бер-мін}}=3,0 \div 6,0$ м, як правило, $B_{\text{бер-мін}}=6,0$ м. У подальших розрахунках ширину берми уточнюють виходячи з міркувань забезпечення

достатньої стійкості та мінімальних об'ємів земляних робіт. Нижче відмітки берми для забезпечення стійкості відкосів насипу та укріплень ухил відкосів насипу слід приймати не крутіше $1:m=1:2$, тобто $m_{min}=2$. Якщо ж відмітка берми розміщена нижче висоти $h_2=12$ м, то наступну ділянку профілю, починаючи з відмітки $h_2=12$ м і нижче, проектують з ухилом відкосу $1:m_3=1:2$ до відмітки висоти берми (рисунок 3.2). Ширину берми, як і в попередньому випадку, попередньо приймають рівною $B_{бер-min}$. Нижче відмітки берми проектують наступну ділянку відкосу насипу з тим самим ухилом відкосу $1:m_3=1:2$ на висоту h_4 до перетину нижнього відкосу з лінією земної поверхні в точці A_4 , яку називають основою насипу (рисунок 3.2). Так чинять, якщо висота останньої спроектованої ділянки відкосу не перевищує $h_4-h_3 \leq 6,0$ м. Якщо висота цієї ділянки більша $6,0$ м більш ніж на $0,5$ м, то далі проектується наступна ділянка відкосу з ухилом $1:m_4=1:2,25$ до перетину з поверхнею землі. Після виконання попередніх побудов переходять до основного етапу – детального проектування відкосів з розрахунком необхідної їх стійкості.

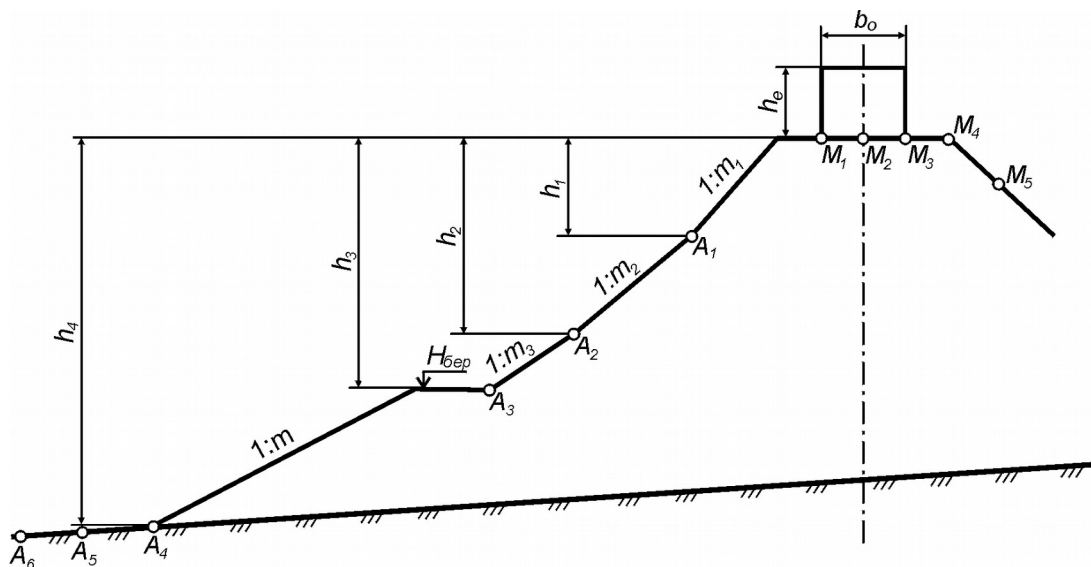


Рисунок 4.3 – Розміщення точок, через які може проходити крива сповзання

На побудованому профілі намічаються точки, через які може проходити критична крива сповзання. З досвіду проектування відомо, що нижні критичні точки кривої сповзання найбільш імовірно можуть міститися (рисунок 4.2) на переломах

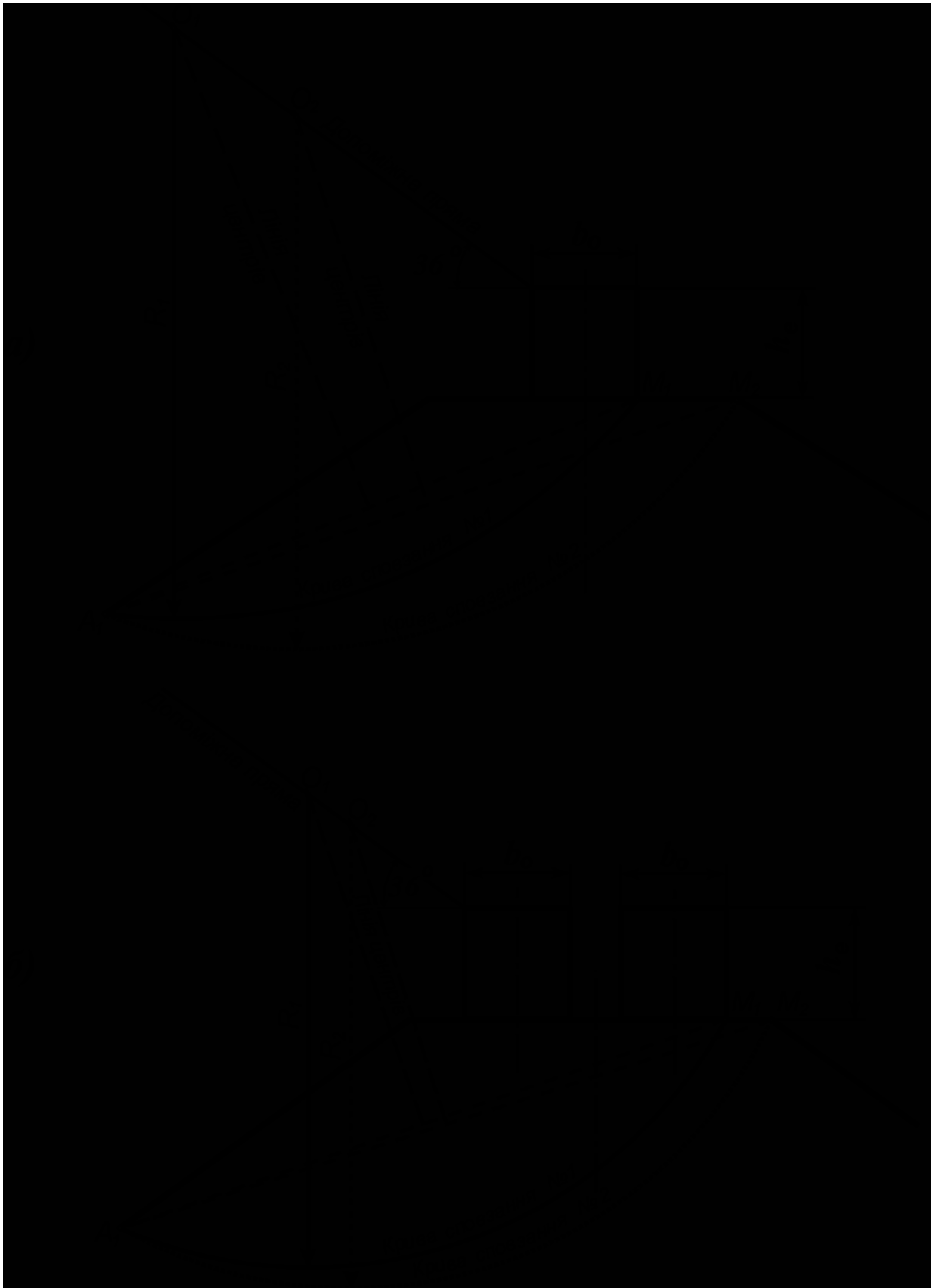
профілю відкосу (тобто в точках $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$) та біля підосви основи насипу (A_4), а верхні точки, як правило, розміщуються на основній площадці насипу або на протилежному відкосі ($M_1, M_2, M_3, \dots, M_n$). (В інженерних розрахунках при проектуванні стійких відкосів як нижні точки кривої сповзання розглядаються не тільки точки, які лежать на відкосі (A_1, A_2, A_3) та біля підосви відкосу насипу (A_4), але й точки, які лежать на земній поверхні за межами насипу (A_5, A_6), оскільки криві сповзання, що проходять через них, можуть дати менший коефіцієнт стійкості, особливо у випадку обводнених заплавлених насипів та при слабких ґрунтах основи. У курсовому проектуванні можна обмежитися кінцевою точкою A_4 , яка лежить у підосві відкосу).

Після намічання точок, через які можуть проходити ймовірні криві сповзання, переходять до безпосереднього проектування стійких відкосів. При цьому на всіх ділянках проектування знаходиться критична крива сповзання, якій відповідає мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

Проектування профілю потрібно починати з верхнього відкосу і закінчувати нижнім відкосом за методикою, описаною нижче.

1 На кресленні проводиться допоміжна пряма, на якій будуть розміщуватися можливі центри кривих сповзання, з верхнього лівого кута еквівалентного стовпчика ґрунту під кутом 36° до горизонту (рисунок 4.4). (Таке положення допоміжної прямої для кривих сповзання встановлено з багаторічного досвіду проектування насипів).

2 Вважаючи найбільш імовірним проходження кривої сповзання через точки A_l (на відкосі насипу) і M_l (під правим краєм еквівалентного стовпчика) їх сполучають хордою, далі до середини хорди A_lM_l встановлюють перпендикуляр, який називають лінією центрів. Точка перетину лінії центрів з допоміжною прямою дасть центр 1-ї кривої сповзання O_l . З отриманого центра радіусом $R_l = O_lM_l = O_lA_l$ проводиться крива сповзання № 1 (рисунок 4.3). Для цієї кривої сповзання розраховується коефіцієнт стійкості K_{cm-1} .



а – для одноколіїної ділянки; б – для двоколіїної ділянки

Рисунок 4.4 – Схеми побудови кривих сповзання:

3 Далі припускають, що крива сповзання може також проходити через точки A_1 і M_2 (на бровці основної площадки). Аналогічно побудові 1-ї кривої будуватиметься крива сповзання № 2 (рисунок 4.4). Розраховується відповідний коефіцієнт стійкості K_{cm-2} за тією ж самою методикою, що й K_{cm-1} .

4 Після визначення коефіцієнтів стійкості для двох кривих сповзання проводиться їх порівняння для визначення ходу наступних графічних побудов і розрахунків (в кінцевому результаті знаходження “найгіршого” положення кривої сповзання). Якщо $K_{cm-1} < K_{cm-2}$, тоді наступна точка M_3 вибирається лівіше (приблизно по осі насипу) від точки M_1 (див. рисунок 4.4, а, б). Якщо ж $K_{cm-1} > K_{cm-2}$, тоді точку M_3 потрібно вибирати правіше від точки M_2 (приблизно на відстані 3 м на відкосі насипу). Через вибрану точку M_3 проводиться нова крива сповзання A_1M_3 і для неї розраховується коефіцієнт стійкості K_{cm-3} за тією ж методикою, що й для K_{cm-1} та K_{cm-2} .

5 Пошук критичної кривої сповзання (рисунок 4.5), якій відповідає найменше значення коефіцієнта стійкості $K_{min(min)}$, продовжують далі таким чином.

Розрахований коефіцієнт стійкості K_{cm-3} порівнюють з меншим із попередньо розрахованих (K_{cm-1} або K_{cm-2}). Якщо $K_{cm-3} > \min \begin{cases} K_{cm-1} \\ K_{cm-2} \end{cases}$, то найвірогіднішим положенням кривої сповзання буде те, для якого коефіцієнт стійкості (K_{cm-3} або K_{cm-2}) буде менший. Якщо $K_{cm-3} < \min \begin{cases} K_{cm-1} \\ K_{cm-2} \end{cases}$, то пошук положення кривої сповзання потрібно продовжувати до тих пір, поки не буде знайдене таке положення розрахункової точки M_i , при якому для всіх інших точок, розміщених з обох сторін від точки M_i , коефіцієнт стійкості буде більшим. Тобто в такому випадку саме через точку M_i буде проходити критична крива сповзання з найменшим коефіцієнтом стійкості K_{min} . Правильність вибору критичної кривої перевіряється побудовою графіка залежності значень коефіцієнта стійкості від положення точки M_i : $K_i=f(M_i)$ (див. рисунок 4.6).

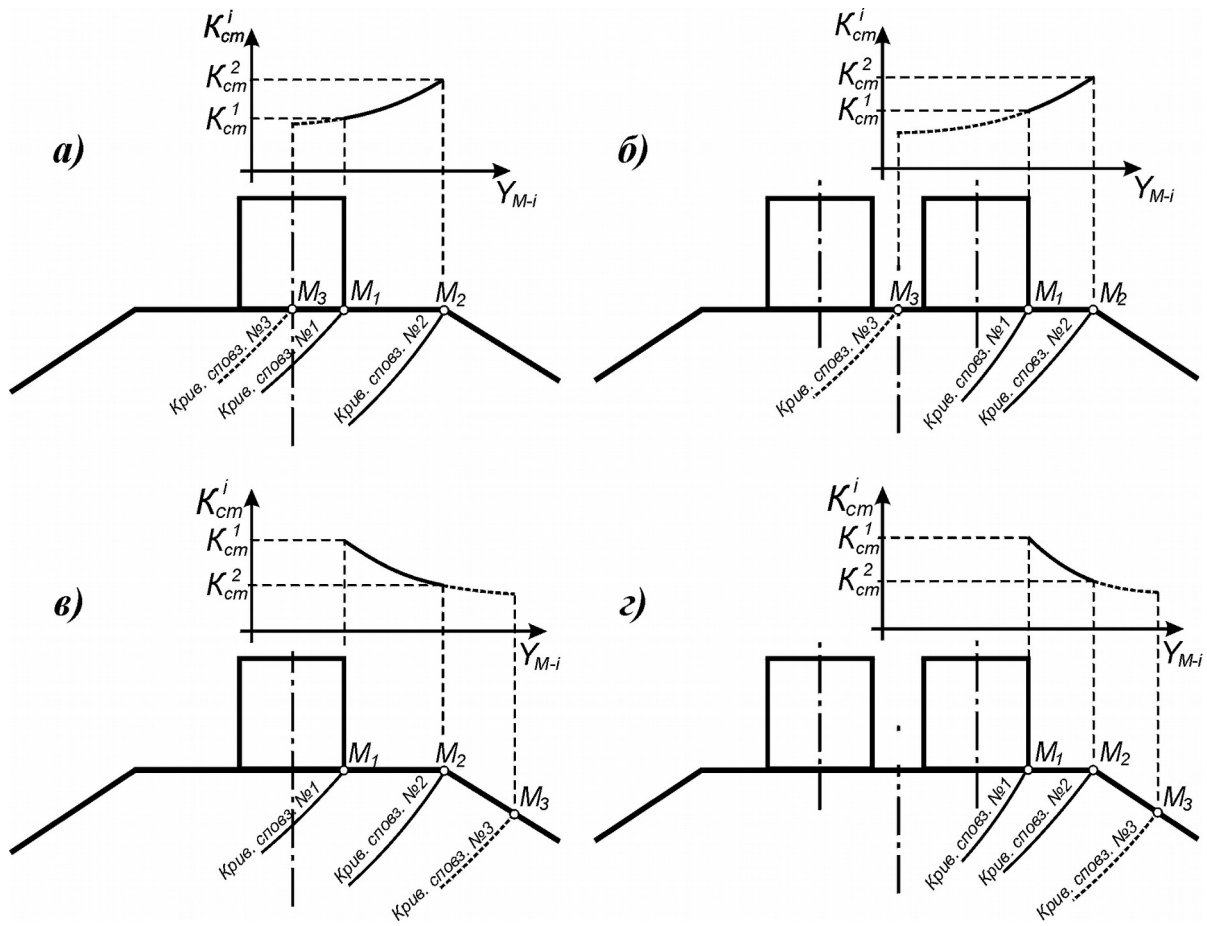


Рисунок 4.5 – Схеми пошуку “найгіршого” положення кривої сповзання

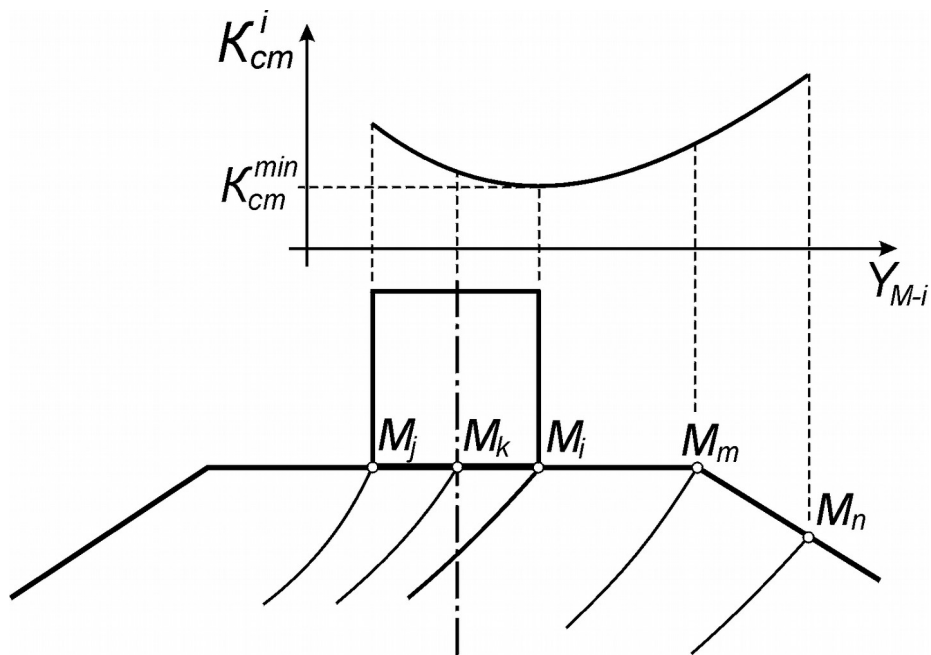


Рисунок 4.6 – Залежність коефіцієнту стійкості від положення кривої сповзання

6 Вибір кінцевого положення критичної кривої сповзання ґрунту для верхньої ділянки насипу не закінчується пунктом 5 розв'язання даної задачі, оскільки знайдені лише початкова M_1 та кінцева A_1 точки, через які буде проходити крива сповзання, однак потрібно ще уточнити величину радіуса „найгіршої” кривої сповзання. У попередніх розрахунках положення центра кривої сповзання вважається визначеним лише приблизно. Визначення кінцевого положення „найгіршої” кривої сповзання виконується за рахунок уточнення положення її центра за нижченаведеною методикою.

Для цього на лінії центрів кривої сповзання з найменшим коефіцієнтом стійкості (в прикладі, наведеному на рисунку 4.6, $K_{cm}^{\min} = K_{cm-1}$) намічають наступне можливе положення центра кривої сповзання O_4 , на відстані $3 \div 5$ м від попереднього центра (рисунок 4.7). З отриманого центра проводять криву сповзання й обчислюють відповідний коефіцієнт стійкості K_{cm-4} .

7 Отриманий коефіцієнт стійкості порівнюють з попереднім мінімальним значенням. Якщо $K_{cm-4} > K_{cm-1} = K_{cm}^{\min}$, то наступний центр кривої сповзання O_5 вибирають вище центра O_1 на $3 \div 5$ м (див. рисунок 4.6). Якщо $K_{cm-4} < K_{cm-1} = K_{cm}^{\min}$, то наступне положення кривої сповзання вибирають нижче центра O_4 на $3 \div 5$ м. З центра O_5 проводять криву сповзання і визначають відповідний коефіцієнт стійкості K_{cm-5} .

8 Якщо, наприклад, коефіцієнт стійкості K_{cm-1} буде меншим від коефіцієнтів стійкості сусідніх кривих K_{cm-4} і K_{cm-5} , тобто $K_{cm-1} < \min \begin{cases} K_{cm-4} \\ K_{cm-5} \end{cases}$ (див. рисунок 4.7), то можна з впевненістю сказати, що найвірогіднішим положенням кривої сповзання буде крива, яка проходить через точки $A_1 M_1$ з центром у точці O_1 . Якщо $K_{cm-1} > \min \begin{cases} K_{cm-4} \\ K_{cm-5} \end{cases}$, тоді на лінії центрів установлюється новий центр і розрахунок подібним чином продовжується доти, доки з обох сторін від шуканого центра кривої, з мінімальним коефіцієнтом стійкості, усі інші коефіцієнти стійкості будуть більшими.

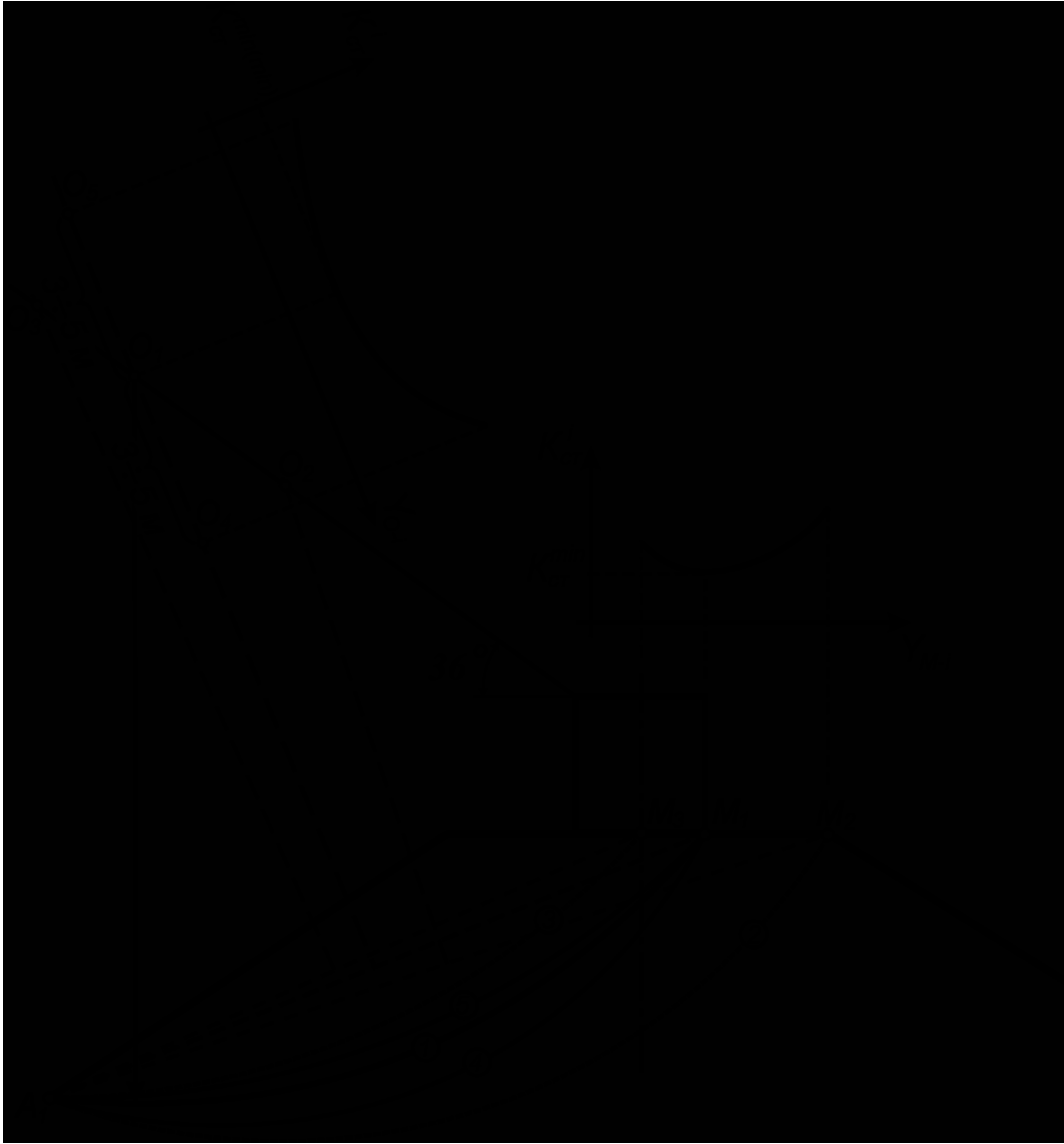


Рисунок 4.7 – Визначення положення найвірогіднішої кривої сповзання

Таким чином розрахунок проводиться доти, доки не буде визначений найменший коефіцієнт стійкості $K_{cm}^{\min(\min)}$ з усіх можливих положень центра кривої сповзання.

9 Найдений мінімальний коефіцієнт стійкості порівнюється з заданим (допустимим) значенням, тобто перевіряється умова:

$$K_{cm}^{\min(\min)} \geq [K_{cm}^{зад}]. \quad (4.16)$$

Якщо умова (4.5) не виконується, то відкіс вважається нестійким і потрібно запроектувати заходи для підвищення стійкості відкосу, тобто:

а) зменшити висоту відкосу до такої величини, при якій буде забезпечена рівностійкість відкосу даної крутості;

б) зменшити крутість відкосу до необхідної, для забезпечення стійкості, величини;

в) для нижніх відкосів високих насипів можливо передбачити берми відповідної ширини;

г) в окремих випадках необхідно застосувати спеціальні укріплювальні конструкції (контрбанкети, контрфорси, підпірні стінки, і т. п.);

д) укріпити ґрунти земляного полотна та ін.

Якщо запас стійкості надто великий, тобто якщо $K_{cm}^{\min(\min)} \gg [K_{cm}^{зад}]$, то регулюють висоту або крутість відкосу таким чином, щоб мінімальний коефіцієнт стійкості приблизно дорівнював заданому. Таку методику підбору мінімального коефіцієнта стійкості, близького до заданого, тобто виконання умови $(K_{cm-розр}^{\min(\min)} \approx K_{зад}) \leq K_{зад}$, використовують для всіх ділянок проектованого насипу. Тоді відкоси насипу будуть рівностійкими, а поперечний профіль буде мати мінімальні розміри, забезпечуючи найменші об'єми земляних робіт.

10 Запроектувавши верхній відкіс, переходять до розміщеного нижче, задаючись відповідними крутістю $1:m_i$ і висотою h_i даної частини відкосу (рисунок 4.7). Якщо для підвищення стійкості відкосів передбачаються берми, то їх рівень повинен бути не нижчим висоти накочування хвиль на відкіс $H_{бер} = H_{нак}$.

Порядок проектування ведеться за тією ж методикою, починаючи з 2-го пункту цього розрахунку, тільки вважається, що крива сповзання може виходити на відкіс в точці A_2 , замість точки A_1 .

Проектування поперечного профілю в цілому закінчується після перевірки стійкості в усіх можливих точках виходу кривої сповзання на відкіс (точки A_1, A_2, A_3) в місцях переломів профілю (рисунок 4.8) і на підшву відкосу (точка A_4).

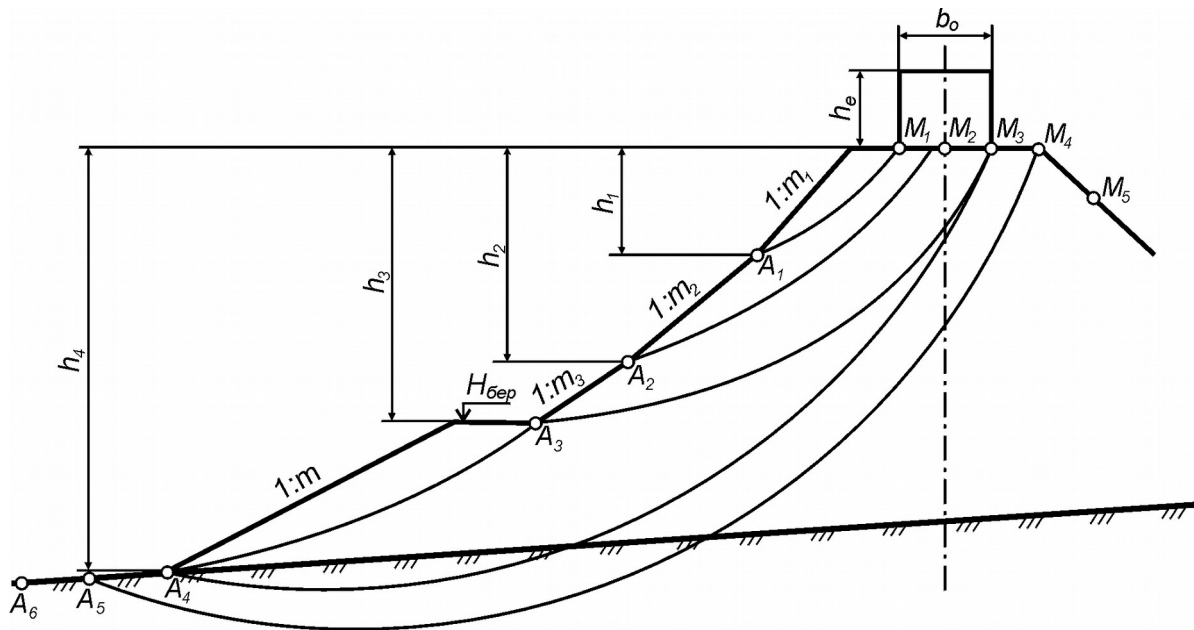


Рисунок 4.8 – Схема проектування індивідуального поперечного профілю насипу

Як вже вказано раніше, для курсового проектування точкою A_4 на підшві відкосу можна закінчувати розрахунок коефіцієнта стійкості. В інженерних розрахунках і при дипломному проектуванні потрібно розглядати як нижні точки кривої сповзання і наступні точки за підшвою відкосу, які лежать на земній поверхні за межами насипу (точки A_5 і A_6), оскільки при обводнених ґрунтах криві сповзання можуть проходити через них.

4.5 Методика розрахунку коефіцієнта стійкості

Після побудови кривої зміщення сповзаючий масив розбивається на відсіки з максимальною шириною $4 \div 6$ м в певному порядку. У першу чергу границі відсіків призначають (див. рисунок 4.9) у точках переломів поперечного профілю насипу, потім границі проводять в точках перетину кривою сповзання зон зміни характеристик ґрунту (наприклад, сухий ґрунт, вологий ґрунт у зоні капілярного підняття води, водонасичений ґрунт (нижче кривої депресії)). Окрім того, границю між відсіками призначають по лінії вертикального напрямку радіуса кривої сповзання з урахуванням того, що зліва та справа від вертикально направленою радіуса напрямки сил, які

зсувають відсіки, будуть протилежними. Границі відсіків призначають також у точках перетину стовпчиків еквівалентного навантаження з основною площадкою земляного полотна. Якщо після призначення границь відсіків за вказаними характерними точками ширину деяких відсіків отримано більшою 4÷6 м, їх розбивають на декілька менших відсіків. Далі відсіки нумерують, після цього переходять до розрахунку зсуваючих та утримуючих сил, які діють на кожен відсік, їх сумарних значень для усього сповзаючого масиву, і лише після цього обчислюють результуючий коефіцієнт стійкості для даної кривої.

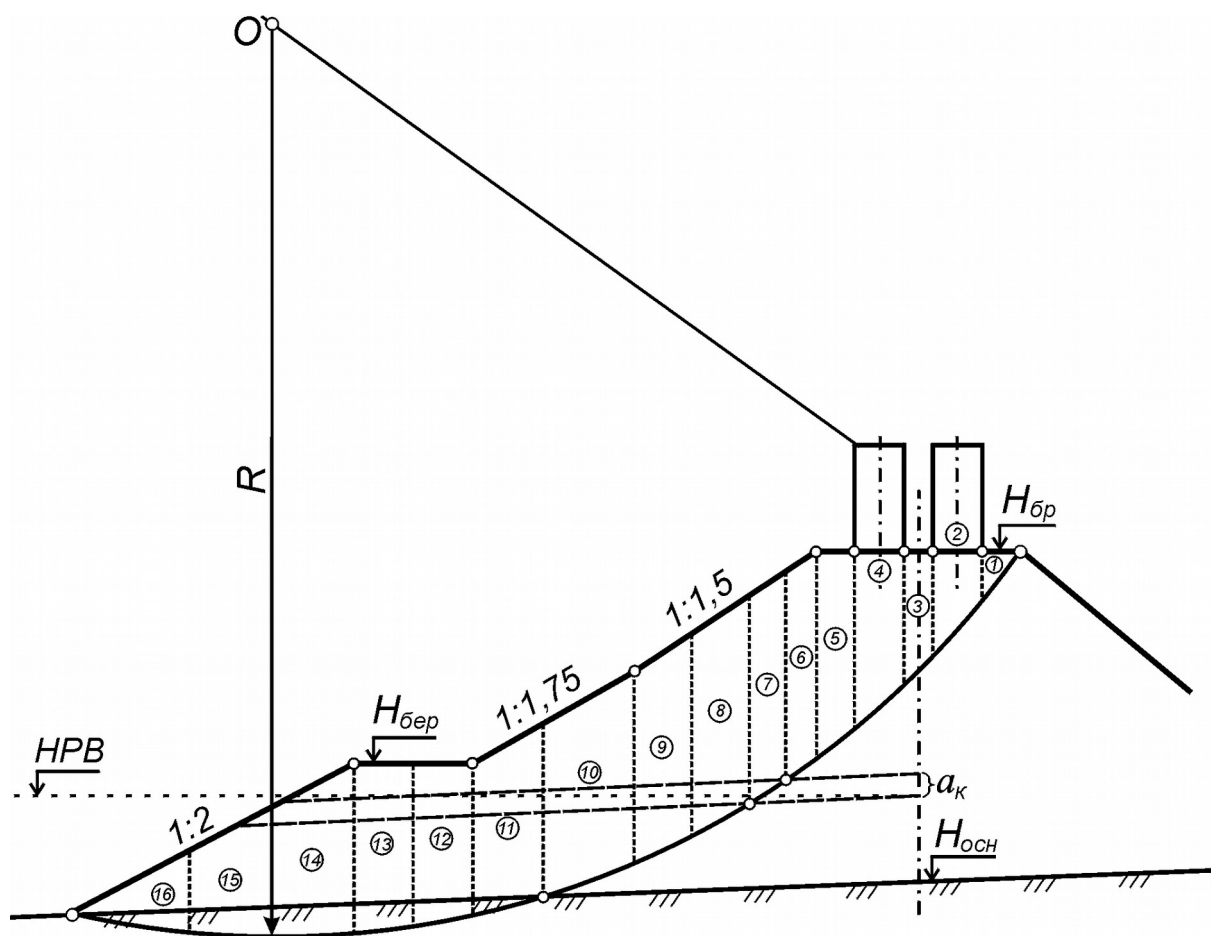


Рисунок 4.9 – Схема розбиття сповзаючого масиву (клина) на відсіки

Розглянемо (на прикладі рисунка 4.10) порядок знаходження сил, які діють на будь-який розглядуваний відсік, розміщений справа або зліва від вертикально направленою радіуса R .

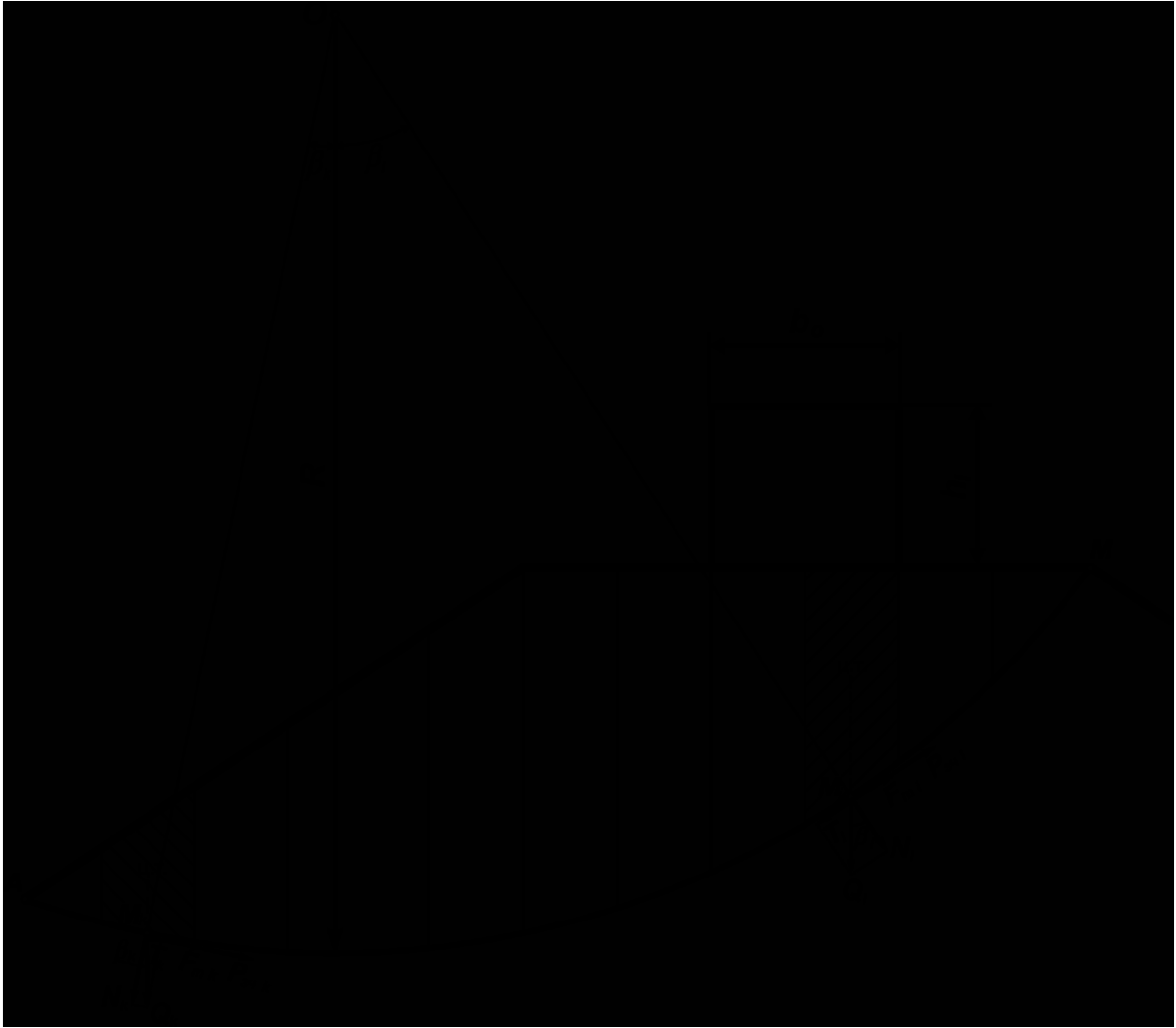


Рисунок 4.10 – Схема сил, що діють на сповзаючі відсіки

1 Спочатку по кресленню (з урахуванням масштабу) визначають для кожного відсіку такі параметри: його ширину b_i , довжину основи по периметру кривої сповзання l_i та площу поперечного перерізу ω_i . Крім того, по кресленню визначають величину радіуса кривої R і абсцису центра тяжіння відсіку x_i , рівну відстані по горизонталі від середини відсіку до вертикального радіуса R .

2 Далі напроти центра тяжіння на основі відсіку (точка M_i рисунка 4.9) прикладають діючі на відсік сили.

Вага ґрунту відсіку

$$Q_i = \omega_i \cdot \gamma_i \cdot 1,$$

де γ_i – середня об'ємна вага ґрунту;

1 – врахований у розрахунку 1 м довжини насипу.

Місце прикладання ваги відсіку переноситься в напрямку її дії з центра тяжіння на середину лінії кривої сповзання відсіку для зручності розрахунків.

Сила ваги ґрунту розкладається на нормальну N і тангенційну T складові:

$$N_i = Q_i \cdot \cos \beta_i, \quad (4.17)$$

$$T_i = Q_i \cdot \sin \beta_i, \quad (4.18)$$

де β_i – кут між напрямками дії сил Q_i та N_i , який визначається з виразів:

$$\left. \begin{aligned} \sin \beta_i &= \frac{x_i}{R}; \\ \beta_i &= \arcsin\left(\frac{x_i}{R}\right). \end{aligned} \right\}$$

де x_i – абсциса центра тяжіння відсіку, позначеного точкою M_i , у якій розглядається дія сил, прикладених до відсіку.

Для відсіку площею ω_i тангенційна сила T_i є зсуваючою, оскільки її дія направлена в бік можливого зсуву масиву ґрунту.

Силу нормального тиску слід розглядати як утримуючу силу, котра перешкоджає зсуву відсіку за рахунок виникаючої сили тертя:

$$F_{m i} = f_i \cdot N_i, \quad (4.19)$$

де f_i – коефіцієнт тертя у ґрунті.

Крім того, по лінії кривої сповзання на довжині основи відсіку l_i діє сила зчеплення часток ґрунту:

$$F_{зч i} = C_i \cdot l_i, \quad (4.20)$$

де C_i – питоме зчеплення часток ґрунту.

Таким чином позначені усі сили, які діють на розглядуваний i -й відсік. Аналогічно позначимо усі сили, які діють на відсік площею ω_k , розміщений біля підшви сповзаючого масиву, зліва від вертикально направленою радіуса R . При цьому слід мати на увазі, що тангенційна складова ваги відсіків T_i буде зсуваючою силою у тому випадку, коли її напрямком буде збігатися з напрямком зміщення масиву. Для прикладу, наведеного на рисунку 4.7, T_i є зсуваючою силою для всіх відсіків, розміщених справа від радіуса-вертикалі R , і навпаки, для всіх відсіків зліва від радіуса-вертикалі ця сила T_k буде утримуючою.

Сили тертя $F_{mi} = f_i \cdot N_i$ та сили зчеплення $F_{зчi} = C_i \cdot l_i$ в усіх випадках є силами, які утримують відсіки від сповзання.

3 Перш ніж переходити до розрахунку коефіцієнта стійкості для розрахункової кривої сповзання слід звернути увагу на зони зміни характеристик ґрунту у кожному відсіку і врахувати це при розрахунках. Відповідно при розрахунках ваги ґрунту відсіку №8 потрібно розраховувати вагу окремо для кожної зони, з урахуванням різниці об'ємної ваги ґрунту цих зон. Сумарна вага ґрунту відсіку знаходиться як сума ваги всіх трьох зон.

При розрахунках сил тертя F_{mi} та сил зчеплення $F_{зчi}$ потрібно також урахувати, у якому ґрунті (якій зоні) розміщується крива сповзання відсіку, і у відповідності до цього приймати значення коефіцієнтів тертя f_i та питомого зчеплення C_i .

4 Розрахунок коефіцієнтів стійкості при проектуванні відкосів насипу виконується у такій самій послідовності, як це вказано для проектування профілю насипу, починаючи з проектування верхнього відкосу. Тобто спочатку розраховуються коефіцієнти стійкості для всіх проміжних кривих сповзання, послідовно для ухилів $1:m_1, 1:m_2, 1:m_3, 1:m_n$, (див. рисунок 4.3), і на завершення робиться розрахунок загального коефіцієнта стійкості $K_{ст}^{розр}$ для заключної розрахункової кривої сповзання, побудованої для всього запроектованого профілю насипу.

Як указано раніше, коефіцієнтом стійкості називається відношення моментів сил, утримуючих відкіс від зміщення до моментів сил, зсуваючих відкіс. Моменти беруться відносно центра кривої можливого зміщення. Після деяких спрощень формула (4.1) зводиться до визначення співвідношення між сумарними утримуючими та сумарними зсуваючими силами.

Указані сили визначаються для кожної згаданої кривої як сума сил, діючих на всі відсіки, що охоплюються даною кривою.

При розрахунках коефіцієнтів стійкості K_{cm-i} для проміжних кривих при проектуванні верхньої необводненої частини насипу рекомендується користуватися спрощеною формулою, у якій не враховується вплив гідродинамічної сили (оскільки насип сухий) та відсутній співмножник $\frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}$, який несуттєво впливає на результат при розміщенні всіх розглядуваних відсіків тільки з одного (правого) боку від радіуса-вертикалі R (усі відсіки мають зсуваючі $T_{i-зсув}$ при відсутності T_{i-ymp})

$$K_{cm} = \frac{\sum (T_{mi} + F_{зч i} + T_{i-ymp})}{\sum T_{i-зч} + D_o}. \quad (4.21)$$

При розрахунках коефіцієнтів стійкості для проміжних кривих обводненої частини насипу, а також при розрахунках коефіцієнта стійкості $K_{cm}^{розр}$ для заключної кривої сповзання (рисунок 4.10) необхідно користуватися більш точною формулою проф. Г.М. Шахунянца, яка враховує вплив гідродинамічної сили D_o і вплив відсіків, що мають ухил основи, протилежний напрямку зсуву:

$$K_{cm} = \frac{\sum (F_{mi} + F_{зч i} + T_{i-ymp}) \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}}{\sum T_{i-зч} \cdot \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)} + D_o}. \quad (4.22)$$

де D_o – сила гідродинамічного тиску (гідродинамічна сила). Вона направлена у бік зміщення відкосу і визначається як сума гідродинамічних сил, що діють на всі водонасичені відсіки.

Рівнодіюча гідродинамічних сил визначається за формулою

$$D_o = I_o \cdot \gamma_v \cdot \Omega = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_{в.нас.-i} + \omega_{в.осн.-i}) = I_o \cdot \gamma_v \cdot \sum (\omega_i^{III} + \omega_i^{IV}), \quad (4.23)$$

де I_o – середній ухил кривої депресії;

γ_e – об’ємна вага води;

$\Omega = \sum (\omega_i^{III} + \omega_i^{IV})$ – площа зони, яка повністю насичена водою у сповзаючому масиві.

Ураховуючи наявність великої кількості проміжних обчислень і необхідність систематизувати результати розрахунок загального коефіцієнта стійкості $K_{ст}^{розр}$ для заключної розрахункової кривої сповзання рекомендується вести в табличній формі.

Умовні позначення:

$\sum F_{m\ i} = \sum N_i \cdot f_i$ – сума сил тертя при сповзанні масиву ґрунту по даній кривій сповзання для всіх відсіків, обмежених кривою;

$\sum F_{зч\ i} = \sum C_i \cdot l_i$ – сума сил зчеплення для усіх відсіків сповзаючого масиву ґрунту відносно іншої нерухомої частини ґрунтового відкосу;

$\sum T_{i-ymp}$ – сума тангенціальних складових ваги ґрунту тих відсіків, які утримують масив від зміщення, тобто тих, основа яких має ухил, протилежний напрямку зміщення;

$\sum T_{i-зс}$ – сума тангенціальних складових ваги ґрунту тих відсіків, які сприяють зміщенню всього масиву ґрунту, тобто тих, основа яких має ухил, що збігається з напрямком зміщення масиву;

φ_i – кут внутрішнього тертя ґрунту;

β_i – кути між силами Q_i та N_i , які визначаються для кожного відсіку в залежності від x_i та R .

Таким чином викладені всі необхідні вказівки для проектування стійких відкосів з необхідним коефіцієнтом стійкості.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

- 1 Правила технічної експлуатації залізниць України . – К.: “Видавничий дім “Сам”, 2003. – 133 с.
- 2 Інструкція по улаштуванню та утриманню колії залізниць України: ЦП/0050. – К.: Транспорт України, 1999. – 248 с.
- 3 Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України / Л.І. Дяченко, Г.П. Кислий, В.О. Курач. – Донецьк: Вид-во АТЗТ ВКФ “Арт-Прес”, 2001. – 104 с.
- 4 СНиП П-39-76. Железные дороги колеи 1520 мм. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1977. – 69 с.
- 5 Альбом типовых поперечных профилей земляного полотна вновь строящихся железных дорог колеи 1524 мм общей сети Союза ССР / Мосгипротранс Главтранспроект Минтрансстроя. – М., 1964. – 42 листа.
- 6 Альбом типовых поперечных профилей земляного полотна вторых путей железных дорог колеи 1524 мм общей сети Союза ССР. Мосгипротранс Главтранспроект Минтрансстроя и ЦНИИ МПС. – М., 1965. – 66 листов.
- 7 Грицик В.И. Расчеты земляного полотна железных дорог: Учеб. пособие для ВУЗов ж.-д. тр-та. – М.: УМК МПС, 1998. – 520 с.
- 8 Основы устройства и расчетов железнодорожного пути / Т.Г. Яковлева, В.Я. Шульга, С.В. Амелин и др.; Под ред. С.В. Амелина и Т. Г. Яковлевой. – М.: Транспорт, 1990. – 367 с.
- 9 Проектирование железнодорожного пути / Г.М. Шахунянц, В.Ф. Яковлев, Ю.Д. Волошко и др.; Под. ред. Г.М. Шахунянца. – М.: Транспорт, 1972. – 320 с.
- 10 Справочник инженера-путейца. / С.В. Амелин, В.В. Басилов, Н.П. Бассарский и др. – М.: Транспорт, 1972. – Т. 1. – 768 с.; Т. 2. – 520 с.
- 11 Справочник по земляному полотну эксплуатируемых железных дорог / М.В. Аверочкина, С.С. Бабицкая, С.М. Большаков и др.; Под. ред. А.Ф. Подпалого, В.П. Титова, М.А. Чернышева. – М.: Транспорт, 1978.–766 с.
- 12 Фришман М.А., Хохлов И.Н., Титов В.П. Земляное полотно железных дорог. – М.: Транспорт, 1972. – 288 с.

13 Шахунянец Г.М. Железнодорожный путь: Учеб. для ВУЗов. – М.: Транспорт, 1987. – 479 с.

14 Шахунянец Г.М. Земляное полотно железных дорог. – М.: Трансжелдориздат, 1953. – 827 с.

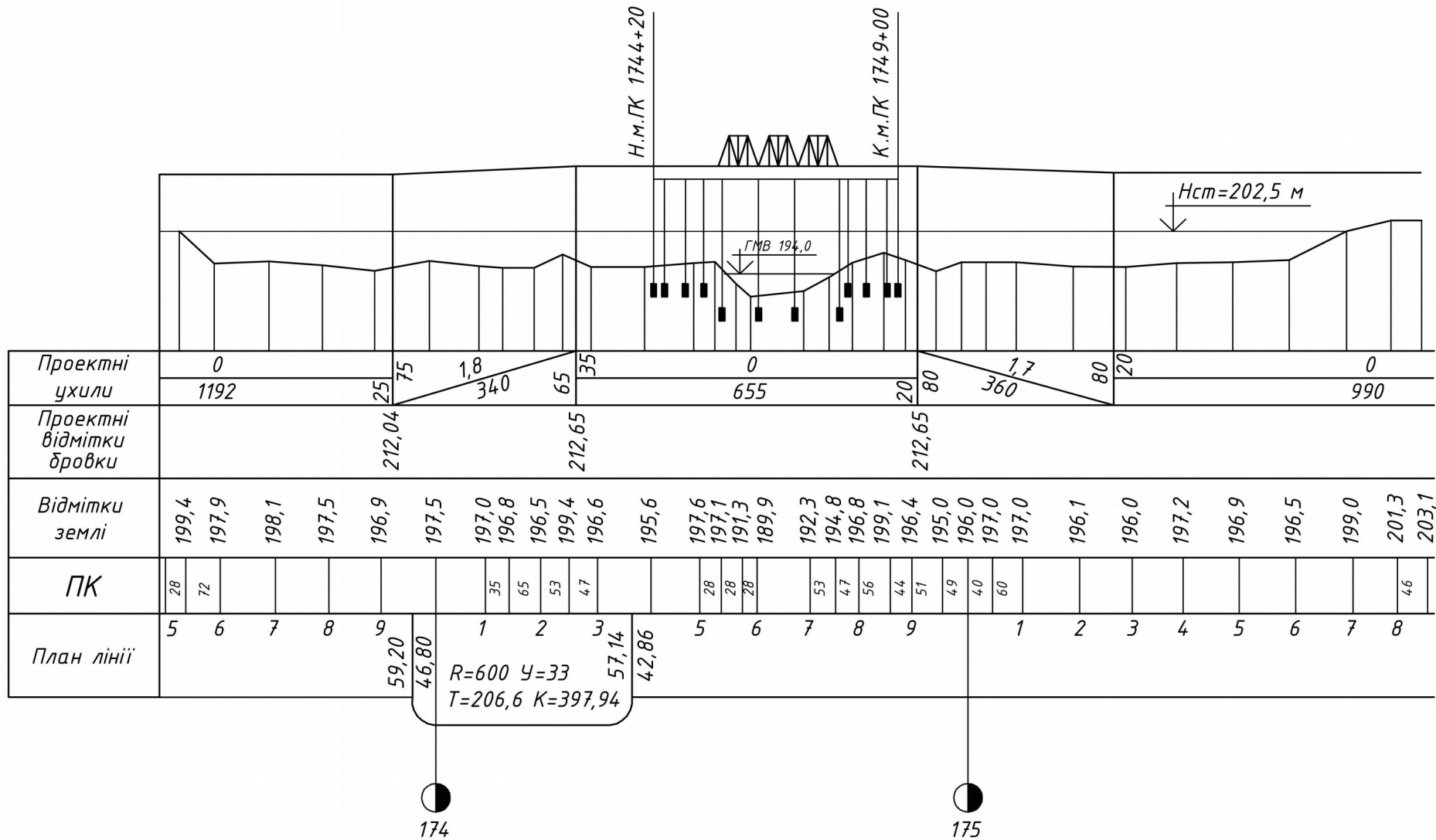
ДОДАТОК Б

Характеристики навантажень ВБК (для одноколіїчних ділянок)

| Характеристики ВБК | | Показники навантажень ВБК | | |
|--------------------|-----------------|-----------------------------|---|---|
| Шпали | Тип ВБК | Вага 1 пог. м $P_{вб}$, кН | Середня ширина баластової призми $V_{вб,м}$ | Інтенсивність навантаження $P_{вб}$, кН/м ² |
| Дерев'яні | Особливо важкий | 72,5 | 4,8 | 14,9 |
| | Важкий | 67,0 | 4,7 | 14,1 |
| | Нормальний | 62,0 | 4,4 | 14,0 |
| Залізобетонні | Особливо важкий | 77,0 | 4,9 | 15,9 |
| | Важкий | 71,5 | 4,7 | 15,2 |
| | Нормальний | 66,5 | 4,4 | 15,1 |

ДОДАТОК А

Повздовжній профіль заплавного насипу



Вихідні дані до I частини курсового проекту

| Вихідні дані | Значення вихідних даних за варіантами завдання | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|-----|------|-----|----|---------------------|-----|-------|-----|----|-----------|-----|-------|-----|----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| 1 Категорія дороги | II | III | II | III | II | II | III | II | III | II | II | III | II | III | II |
| 2 Шпали | Д | | З/Б | | | Д | | З/Б | | | Д | | З/Б | | |
| 3 Рід баласту | Щебеневий | | | | | Азбестовий(відходи) | | | | | Щебеневий | | | | |
| 4 Ґрунт насипу | Супісок | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 Питома вага $\gamma_{ун}$, кН/м ³ | 26,2 | | | | | 26,8 | | | | | 26,3 | | | | |
| 6 Вологість W_n , % | 17 | 19 | 18 | 20 | 21 | 20 | 22 | 24 | 21 | 23 | 17 | 19 | 21 | 18 | 20 |
| 7 Кут внутрішнього тертя ϕ_n , град | 26 | 25 | 24 | 25 | 24 | 25 | 23 | 24 | 23 | 24 | 26 | 24 | 26 | 25 | 24 |
| 8 Питома зчепність C_n , кН/м ² | 18 | 22 | 27 | 23 | 28 | 39 | 40 | 42 | 43 | 35 | 22 | 27 | 28 | 23 | 27 |
| 9 Ухил кривої депресії, I_0 | 0,05 | | | | | 0,08 | | | | | 0,04 | | | | |
| 10 Розрахунковий поперечник ПК+ | 1736 | | 1737 | | | 1738 | | | | | 1739 | | | | |
| | 00 | 50 | 00 | 30 | 70 | 00 | 20 | 40 | 60 | 80 | 00 | 25 | 40 | 60 | 80 |
| 11 Ширина водойми B_v , км | 0,46 | | | | | 0,36 | | | | | 0,51 | | | | |
| 12 Кут β_d , град | 56 | 30 | 42 | 54 | 38 | 40 | 24 | 39 | 44 | 50 | 21 | 44 | 33 | 42 | 27 |
| 13 Швидкість вітру V_{10} , м/с | 18 | | 15 | | | 19 | | 21 | | | 14 | | 16 | | |
| 14 Довжина хвилі λ_v , м | 10,56 | | 9,45 | | | 9,93 | | 10,34 | | | 8,79 | | 10,43 | | |
| 15 Висота хвилі h_v , м | 0,89 | | 0,76 | | | 0,84 | | 0,93 | | | 0,70 | | 0,87 | | |
| 16 Ґрунт основи | Супісок | | | | | Супісок | | | | | Супісок | | | | |
| 17 Питома вага $\gamma_{у-ов}$, кН/м ³ | 2,64 | | | | | 2,65 | | | | | 2,64 | | | | |
| 18 Вологість $W_{ос}$, % | 15 | 17 | 18 | 17 | 19 | 16 | 17 | 16 | 17 | 19 | 15 | 17 | 15 | 17 | 19 |
| 19 Кут внутрішнього тертя $\phi_{ос}$, град | 28 | 26 | 20 | 27 | 26 | 28 | 26 | 25 | 27 | 26 | 28 | 28 | 25 | 27 | 26 |
| 20 Питома зчепність C_o , кН/м ² | 22 | 27 | 31 | 33 | 30 | 20 | 31 | 28 | 29 | 30 | 23 | 31 | 21 | 29 | 30 |

Вихідні данні до I частини курсового проекту

| Вихідні дані | Значення вихідних даних за варіантами завдання | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|-----|-------|----|----|-----------|-----|-------|----|----|-----------|-----|------|----|----|
| | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
| 1 Категорія дороги | II | III | II | I | II | II | III | II | I | II | II | III | II | I | II |
| 2 Шпали | Д | | З/Б | | | Д | | З/Б | | | Д | | З/Б | | |
| 3 Рід баласту | Азбестовий(відходи) | | | | | Щебеневий | | | | | Щебеневий | | | | |
| 4 Ґрунт насипу | Супісок | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 Питома вага $\gamma_{ун}$, кН/м ³ | 26,8 | | | | | 26,1 | | | | | 26,8 | | | | |
| 6 Вологість W_n , % | 20 | 22 | 24 | 21 | 23 | 15 | 17 | 19 | 16 | 17 | 18 | 20 | 22 | 19 | 21 |
| 7 Кут внутрішнього тертя ϕ_n , град | 25 | 23 | 24 | 25 | 24 | 26 | 24 | 26 | 25 | 24 | 28 | 27 | 25 | 24 | 25 |
| 8 Питома зчепність C_n , кН/м ² | 39 | 32 | 38 | 43 | 35 | 18 | 27 | 18 | 22 | 26 | 41 | 35 | 34 | 36 | 37 |
| 9 Ухил кривої депресії, I_0 | 0,07 | | | | | 0,05 | | | | | 0,07 | | | | |
| 10 Розрахунковий поперечник ПК+ | 1740 | | 1741 | | | 1743 | | | | | 1749 | | | | |
| | 00 | 50 | 00 | 35 | 75 | 00 | 20 | 40 | 60 | 80 | 30 | 50 | 90 | 40 | 75 |
| 11 Ширина водойми B_v , км | 0,56 | | | | | 0,55 | | | | | 0,40 | | | | |
| 12 Кут β_d , град | 18 | 46 | 35 | 47 | 56 | 52 | 23 | 38 | 43 | 32 | 49 | 53 | 37 | 48 | 22 |
| 13 Швидкість вітру V_{10} , м/с | 12 | | 15 | | | 19 | | 17 | | | 18 | | 16 | | |
| 14 Довжина хвилі λ_v , м | 8,51 | | 10,69 | | | 8,62 | | 11,19 | | | 9,58 | | 8,87 | | |
| 15 Висота хвилі h_v , м | 0,62 | | 0,89 | | | 0,66 | | 0,91 | | | 0,82 | | 0,73 | | |
| 16 Ґрунт основи | Супісок | | | | | Супісок | | | | | Супісок | | | | |
| 17 Питома вага $\gamma_{у-ов}$, кН/м ³ | 2,67 | | | | | 2,68 | | | | | 2,66 | | | | |
| 18 Вологість $W_{ос}$, % | 18 | 20 | 22 | 19 | 21 | 18 | 20 | 22 | 19 | 20 | 18 | 20 | 22 | 19 | 21 |
| 19 Кут внутрішнього тертя $\phi_{ос}$, град | 25 | 24 | 23 | 24 | 25 | 23 | 25 | 28 | 26 | 25 | 26 | 24 | 26 | 24 | 25 |
| 20 Питома зчепність $C_о$, кН/м ² | 43 | 37 | 28 | 34 | 37 | 20 | 24 | 29 | 31 | 28 | 41 | 47 | 34 | 42 | 37 |

