

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування
Кафедра автомобільних доріг, основ і фундаментів

03-03-150М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних занять
з навчальної дисципліни

«Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньо-професійною програмою

«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні
технології» денної та заочної форми навчання

Рекомендовано науково-методичною
радою з якості ННІЕАВГ
Протокол № 2 від 29 жовтня 2024 р.

Рівне – 2024

Методичні вказівки з навчальної дисципліни «**Механіка ґрунтів, основи та фундаменти**» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» денної та заочної форми навчання. [Електронне видання] / Скрипник М. М., Фурсович М. О., Супрунюк В. В., Зятюк Ю. Ю., Павлюк А. П.. – Рівне : НУВГП, 2024. – 48 с.

Укладачі: Скрипник М. М., к.т.н., ст. викл. кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Фурсович М. О., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Супрунюк В. В., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Павлюк А. П., к.т.н., ст. викл. кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузлюк М. Т., д.т.н., професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Керівник освітньої програми: Хлапук М. М., д.т.н., професор кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки.

Зміст

Вступ	3
1. Статистична обробка результатів визначення характеристик ґрунтів	4
1.2. Визначення нормативних і розрахункових значень характеристик міцності	10
2. Визначення стійкості укосу	18
3.1. Типи підпірних стін	21
3.2 визначення активного і пасивного тиску ґрунту на стіни	23
3.2.1. Загальні положення	23
3.2.2. Характеристики ґрунту, які використовуються при визначенні тиску ґрунту	23
3.2.3. Активний тиск ґрунту	24
3.2.4. Пасивний тиск ґрунту	28
3.3. Розрахунки масивних і кутикових підпірних стін	28
3.3.1. Загальні положення	28
3.3.2. Розрахунок стійкості основ проти зсуву по підшві і глибинного зсуву по ломаним поверхнях ковзання	29
3.3.3. Розрахунок міцності ґрунтової основи проти глибинного випору	31
3.4.2. Характеристики ґрунту	37
3.4.3. Розрахунок стійкості основ проти зсуву	38
3.4.4. Розрахунок міцності ґрунтової основи проти глибинного випору	40
3.4.5. Розрахунок основи підпірної стіни за деформаціями	41
Завдання	43

© М. М. Скрипник, М. О. Фурсович,
В. В. Супрунюк, Ю. Ю. Зятюк,
А. П. Павлюк, 2024
© НУВГП, 2024

ВСТУП

Виконання практичних занять з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» передбачає надання студенту вміння здійснювати інженерні розрахунки та приймати на практиці проектні рішення з проектування основ і фундаментів водних споруд. У даних методичних вказівках розглядається задачі з оцінки інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, визначення навантажень на підпірну стінку і ґрунт основи, розрахунок підпірної стінки на стійкість і несучу здатність ґрунту основи, розрахунок осідання ґрунту основи підпірної стінки.

1. СТАТИСТИЧНА ОБРОБКА РЕЗУЛЬТАТІВ ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК ҐРУНТІВ

Результати повторних визначень характеристик ґрунтів відрізняються між собою, бо включають систематичні та випадкові похибки. Найбільш суттєвими є випадкові похибки, що зумовлено переважно високою неоднорідністю ґрунтового матеріалу. Тому для визначення характеристик ґрунтів використовують теорію випадкових похибок.

Нормативні і розрахункові показники ґрунтів встановлюються постійними для кожного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ). Для розрахункового ґрунтового елемента (ІГЕ) ці характеристики приймаються по стійними або такими, що закономірно змінюються в деякому напрямку.

За ІГЕ приймають деякий об'єм ґрунту одного й того ж походження та різновиду за умови, що в його межах відсутня закономірність зміни характеристик, або виявлена закономірність така, що нею можна знехтувати.

ІГЕ – це деякий об'єм ґрунту не обов'язково одного і того ж походження та різновиду, в межах якого характеристики можуть бути постійними чи такими, що закономірно змінюються (найчастіше з глибиною).

Нормативні величини X_n всіх фізичних та механічних показників ґрунтів приймають такими, що дорівнюють середньому арифметичному значенню \bar{X} і обчислюють за формулою

$$X_n = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (1.1)$$

де n – число визначень характеристики;

X_i – часткові значення характеристики, що одержують за результатами окремих i -тих дослідів.

Статистична перевірка на виключення грубих похибок заключається в тому, що виключають такі значення X_i , для яких виконується умова

$$\Delta X_f = |X_n - X_i| > \Delta X_i = \nu S, \quad (1.2)$$

де ν – статистичний критерій, що приймається за таблицею 1.1;

S – середнє квадратичне відхилення характеристики

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} |X_n - X_i|^2}. \quad (1.3)$$

Таблиця 1.1

Значення статистичного критерія ν

Кількість визначень, n	ν	Кількість визначень, n	ν	Кількість визначень, n	ν
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

Кількість однойменних визначень характеристик ґрунтів для кожного інженерно-геологічного або розрахункового ґрунтового елементів повинна бути не менше 6.

Для характеристик, що безпосередньо використовуються в розрахунках основ ($E, \varphi, c, R_c, \gamma$), визначають розрахункові значення X за формулою

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (1.4)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт γ_g визначається залежно від ступеня мінливості характеристик, кількості повторних визначень та довірчої імовірності a . Для розрахунків за другою групою граничних станів $a = 0,85$, а за першою групою – $a > 0,95$.

1.1. Визначення розрахункових значень питомої ваги, модуля деформації і опору ґрунту одноосьовому стиску

Якщо кількість дослідів, що повторюються, значна ($n > 30$), то для визначення розрахункових значень характеристик ґрунтів використовують нормальний розподіл, який має вигляд, показаний на рис. 1.1.

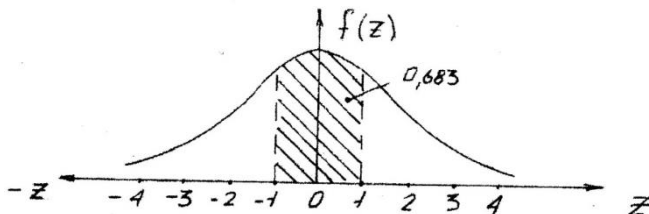


Рис. 1.1. Нормальний розподіл випадкової величини
Функція нормального розподілу

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right). \quad (1.5)$$

Інтегральна функція (площа фігури, обмеженої графіком)

$$P(z) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^z e^{-z^2/2} dz, \quad (1.6)$$

де $z = X/S$

X – величина похибки;

S – середнє квадратичне відхилення.

З допомогою останньої функції визначають імовірності подій, які підпорядковуються нормальному розподілу. Наведемо приклади імовірностей.

z	0	1	2	3	4
$P(z)$	0	0,683	0,954	0,997	0,994

Тобто, з імовірністю 0,683 можна стверджувати, що результати одного дослідження знаходяться в інтервалі $\pm Z$, імовірністю 0,954 – в інтервалі $\pm 2Z$ і т.д.

Очевидно, що середнє значення вибірки (серії дослідів) не відповідає істинному значенню величини характеристики (середньому генеральної сукупності). Цю невідповідність визначають з допомогою стандартного відхилення середнього арифметичного вимірів

$$S_{\bar{x}} = S / \sqrt{n}. \quad (1.7)$$

Стандартне відхилення $S_{\bar{x}}$ дає межі ($\pm S_{\bar{x}}$), в яких згідно з функцією нормального розподілу з імовірністю 0,683 можна визначити істинне значення величини, що вимірюється. Аналогічно в межах $\pm 2S_{\bar{x}}$ – з імовірністю 0,954 і т.д.

В загальному випадку можна записати

$$X = \bar{X} \pm t_{\alpha} S_{\bar{x}}. \quad (1.8)$$

Коефіцієнт t_{α} показує в скільки разів півширина довірчого інтервалу перевищує стандартне відхилення $S_{\bar{x}}$. Для пояснення останнього наведемо результати вимірів величини X (рис.1.2), визначимо \bar{X} , $S_{\bar{x}}$ і задамося довірчою імовірністю, наприклад, $\alpha=0,95$. З таблиці для нормального розподілу, складеної за виразом (1.6) знаходимо, що $\alpha=0,95$ відповідає $t_{\alpha}=1,96$.

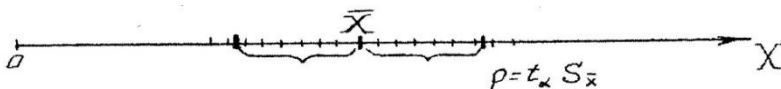


Рис. 1.2. Довірчий інтервал

В малих вибірках результати дослідів не відповідають нормальному розподілу. В цих випадках використовують розподіл Стьюдента, тобто розподіл величини t_α , який має вигляд, показаний на рис. 1.3.

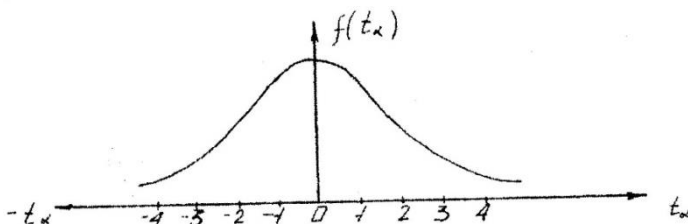


Рис. 1.3. Розподіл Стьюдента

$$f(t_\alpha) = C \left/ \left(1 + \frac{t^2}{n-1} \right)^{n/2} \right. , \quad (1.9)$$

$$\text{де } C = \left(\frac{n-2}{2} \right)! \left/ \left[\left(\frac{n-3}{2} \right)! \sqrt{\pi(n-1)} \right] \right.$$

Суть розподілу Стьюдента полягає в тому, що площі фігур, обмежених функцією $f(t_\alpha)$, являють собою імовірності розміщення середньої величини в межах $\pm t_\alpha$ для певної кількості дослідів. Наприклад, імовірність знаходження середньої величини в межах $\pm 1t$ для двох дослідів складає 0,5, а для нормального розподілу - 0,683; в межах $\pm 2t$ для двох дослідів ця ймовірність 0,705, для нормального розподілу - 0,954. При великій кількості спостережень розподіл Стьюдента співпадає з нормальним. В загальному випадку можна записати

$$X = \bar{X} \pm t_\alpha S_{\bar{x}} , \quad (1.10)$$

де t_α – визначається за табл. 1.2 залежно від довірчої ймовірності α і кількості дослідів n (кількості ступенів свободи $n-1$, або $n-2$).

Таблиця 1.2

Значення коефіцієнта t_α при односторонній довірчій імовірності α

Кількість Визначень $n-1$ або $n-2$	t_α при α		Кількість визначень $n-1$ або $n-2$	t_α при α	
	0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	13	1,08	1,77
3	1,25	2,35	14	1,08	1,76
4	1,19	2,13	15	1,07	1,75
5	1,16	2,01	16	1,07	1,75
6	1,13	1,94	17	1,07	1,74
7	1,12	1,90	18	1,07	1,73
8	1,11	1,86	19	1,07	1,73
9	1,10	1,83	20	1,06	1,72
10	1,10	1,81	30	1,05	1,70
11	1,09	1,80	40	1,05	1,68
12	1,08	1,78	60	1,05	1,67

Перетворимо вираз (10) до форми виразу (4). Коефіцієнт варіації V , врахувавши, що коефіцієнт варіації має вигляд

$$V = S / \bar{X}. \quad (1.11)$$

Тоді (7.10) прийме вигляд

$$X = \bar{X} \pm t_\alpha \frac{S}{\sqrt{n}} = \bar{X} \pm t_\alpha \frac{V\bar{X}}{\sqrt{n}} = \bar{X} \left(1 \pm \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} \right).$$

Позначимо

$$\frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \rho_\alpha. \quad (1.12)$$

Тоді

$$X = \bar{X} (1 \pm \rho_\alpha).$$

Приймаємо

$$\frac{1}{1 \pm \rho_\alpha} = \gamma_g. \quad (1.13)$$

Звідки

$$X = \frac{\bar{X}}{\gamma_g}, \text{ або } X = \frac{X_n}{\gamma_g}. \quad (1.14)$$

Приклад 1.1. Для інженерно-геологічного елемента проведено 6 визначень питомої ваги. Необхідно визначити розрахункові значення γ

для розрахунків за першою і другою групою граничних станів для випадків, коли збільшення характеристики погіршує умови роботи конструкції і коли зменшення характеристики погіршує умови роботи конструкції. Результати дослідів і частина розрахунків наведені в *табл. 1.3*.

Таблиця 1.3

№ дослід у	γ_i	$\bar{\gamma} - \gamma_i$	$(\bar{\gamma} - \gamma_i)^2$
1	18,2	0,65	0,4225
2	19,2	-0,35	0,1225
3	19,4	-0,55	0,3025
4	19,1	-0,25	0,0625
5	18,4	0,45	0,2025
6	18,8	0,05	0,0025
Σ	113,1		0,9350

Перевіряємо експериментальні дані на наявність грубих помилок. Визначаємо складові, які входять у вираз (1.2)

$$\Delta X_f = |X_n - X_i| > \Delta X_t = \nu S.$$

Середнє значення питомої ваги знайдемо за формулою (1.1):

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{113,1}{6} = 18,85 \text{ кН/м}^3.$$

Визначимо середньоквадратичне відхилення за формулою (1.3):

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} |X_n - X_i|^2} = \sqrt{\frac{0,9350}{6-1}} = 0,432.$$

За *табл. 1.1* знаходимо $\nu = 2,07$ при $n = 6$. Отже, гранично допустима помилка окремого вимірювання становить $\Delta X_t = \nu \cdot S = 2,07 \cdot 0,432 = 0,895$. Найбільша фактична помилка становить $\Delta X_f = |X_n - X_i| = 0,65$, тому результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункові значення питомої ваги ґрунту для розрахунків за другою групою граничних станів за формулою (1.14)

$X = \frac{X_n}{\gamma_g}$. Знаходимо складові, що входять в цю формулу:

$$X_n = \bar{X} = 18,85 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha},$$

де $\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,023}{\sqrt{6}} = 0,011$, де $t_\alpha = 1,16$ – визначене з *табл.1.2* при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і числі ступенів вільності

$$k = n - 1 = 6 - 1 = 5; V = S / \bar{X} = 0,432 / 18,85 = 0,023.$$

Для випадку, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 + \rho_\alpha} = \frac{1}{1 + 0,011} = 0,989; \quad \gamma_{II} = \frac{X_n}{\gamma_g} = \frac{18,85}{0,989} = 19,06 \text{ кН/м}^3.$$

Для випадку, коли зменшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 + \rho_\alpha} = \frac{1}{1 - 0,011} = 1,011; \quad \gamma_{II} = \frac{18,85}{1,011} = 18,64 \text{ кН/м}^3.$$

Визначаємо розрахункові значення питомої ваги ґрунту для розрахунків за першою групою граничних станів. Для розрахунків за першою групою граничних станів $\alpha = 0,95$. З табл. 1.2 $t_\alpha = 2,01$.

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,023}{\sqrt{6}} = 0,019.$$

Для випадку, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції

$$\gamma_g = \frac{1}{1 + 0,019} = 0,981; \quad \gamma_I = \frac{18,85}{0,981} = 19,21 \text{ кН/м}^3.$$

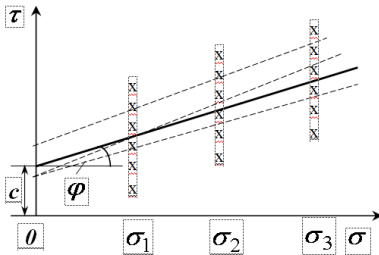
Для випадку, коли зменшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції

$$\gamma_g = \frac{1}{1 - 0,019} = 1,019; \quad \gamma_I = \frac{18,85}{1,019} = 18,50 \text{ кН/м}^3.$$

1.2. Визначення нормативних і розрахункових значень характеристик міцності

Характеристики міцності ґрунтів (кут внутрішнього тертя φ , і питоме зчеплення c) визначають за графіками $\tau = \sigma tg \varphi + c$. Для кожного з трьох значень σ виконують не менше шести повторних дослідів, тобто в сумі не менше 18 зрізів для кожного ПЕ. За результатами цих дослідів будують прямі методом найменших квадратів, тобто сума квадратів відхилень окремих значень τ_i від прямої повинна бути мінімальною (рис. 1.4). Хрестиками на рис. 1.4 нанесено експериментальні значення

опорів ґрунту зсуву при певному значенні σ . Ці точки утворюють кореляційне поле. На кореляційному полі можна побудувати необмежену кількість ліній $\tau = \sigma tg\varphi + c$, які певним чином будуть описувати



залежність між експериментальними $tg\varphi$, c і τ . Оптимальною буде така пряма, в якій дотримується умова найменших квадратів, тобто сума квадратів відхилень окремих експериментальних значень від теоретичних (прямої) буде мінімальною

Рис.1.4. Результати випробувань ґрунту на зсув

$$W = \sum_{i=1}^n (\tau_i - (\sigma_i tg\varphi + c))^2 \rightarrow \min. \quad (1.14)$$

Для цього часткові похідні $\partial W / \partial tg\varphi$ і $\partial W / \partial c$ привівнюємо до 0. Для зручності введемо фіктивну величину $\sigma_0 = 1$, тоді

$$W = \sum_{i=1}^n (\tau_i - \sigma_i tg\varphi + c \sigma_0)^2. \quad (1.15)$$

Похідні

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial tg\varphi} &= 2 \sum_{i=1}^n (\tau_i - \sigma_i tg\varphi + c \sigma_0) \sigma_i \\ \frac{\partial W}{\partial c} &= -2 \sum_{i=1}^n (\tau_i - \sigma_i tg\varphi + c \sigma_0) \sigma_0 \end{aligned} \right\}. \quad (1.16)$$

Систему (1.16) привівняємо до 0 і перетворимо до такого вигляду

$$\left. \begin{aligned} tg\varphi \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 + c \sum_{i=1}^n \sigma_0 \sigma_i &= \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \\ tg\varphi \sum_{i=1}^n \sigma_0 \sigma_i + c \sum_{i=1}^n \sigma_0^2 &= \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_0 \end{aligned} \right\}. \quad (1.17)$$

В даному випадку $\sum_{i=1}^n \sigma_0^2$ дорівнює кількості проведених дослідів n .

Розв'язок (1.17) має наступний вигляд:

$$tg\varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2}, \quad (1.18)$$

$$c_n = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2}. \quad (1.19)$$

Вираз (1.19) можна звести до такого вигляду:

$$c = \frac{I}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - tg\varphi_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right). \quad (1.20)$$

Згідно з чинним стандартом ДСТУ Б В.2.1-5-96 нормативні та розрахункові значення φ і c обчислюють або статистичною обробкою часткових значень $tg\varphi$ та c або статистичною обробкою всіх пар дослідних значень опору зрізуванню τ_i та нормального напруження σ_i – як єдиної сукупності. В останньому випадку нормативні значення характеристик міцності визначають за виразами (1.18) і (1.19) або (1.18) і (1.20).

При використанні першого методу часткові значення $tg\varphi_i$ та c_i обчислюють за результатами не менше трьох визначень опору ґрунту зрізуванню τ_i при різних значеннях нормального напруження σ_i . При цьому використовують аналогічні раніше наведеним залежностям такого виду:

$$tg\varphi_i = \frac{K \sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^k \tau_i \sum_{i=1}^k \sigma_i}{K \sum_{i=1}^k \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^k \sigma_i)^2}, \quad (1.21)$$

$$c = \frac{I}{K} \left(\sum_{i=1}^k \tau_i - tg\varphi_i \sum_{i=1}^k \sigma_i \right), \quad (1.22)$$

де K – число визначень τ у кожній точці ПЕ.

Якщо за формулою (1.22) $c_i < 0$, то приймають $c_i = 0$, а $tg\varphi_i$ обчислюють за такою формулою

$$tg\varphi_i = \frac{\sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i}{\sum_{i=1}^k \sigma_i^2} . \quad (1.23)$$

За визначеними значеннями $tg\varphi_i$ та c_i знаходять нормативні значення $tg\varphi_n$ та c_n використовуючи формулу (1.1) та середні квадратичні відхилення $S_{tg\varphi}$ та S_c за виразом (1.3). Потім виконують статистичну перевірку на виключення можливих помилок у значеннях $tg\varphi_i$ та c_i у відповідності з виразом (1.2). Пару значень $tg\varphi_i$ та c_i виключають, якщо хоча б для одного з них виконується умова (1.2). При цьому для дослідних даних, що залишились, необхідно повторно вирахувати значення $tg\varphi_n$, c_n , $S_{tg\varphi}$ та S_c .

Після статистичної перевірки обчислюють для $tg\varphi$ та c за наведеними вище залежностями коефіцієнт варіації V , показник точності ρ_α , коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g та розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення.

Приклад. 1.2. Для інженерно-геологічного елемента при трьох різних значеннях вертикального напруження

Таблиця. 1.4

Вихідні дані до прикладу 1.2

$\sigma_i, \text{кПа}$	$\tau_i, \text{кПа}$					
100	65	63	68	71	70	60
200	115	111	119	121	120	112
300	160	156	172	165	160	147

створено по 6 визначень опору ґрунту одноплосинному зсуву.

Необхідно визначити розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c для розрахунків

за першою і другою групою граничних станів для випадків, коли збільшення характеристики погіршує умови роботи конструкції і коли зменшення характеристики погіршує умови роботи конструкції.

Результати дослідів наведені в *табл. 1.4*.

Знаходимо середні значення $tg\varphi$ і c за виразами (1.21) і (1.22) відповідно. Допоміжні розрахунки будемо виконувати в *табл. 1.5*.

Знаменник виразу (1.21) дорівнює:

$$n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2 = 3 \cdot 140000 - 600^2 = 60000. \text{ Отже, значення } \operatorname{tg} \varphi$$

Таблиця 1.5

№ точки	τ_i	σ_i	$\tau_i \sigma_i$	σ_i^2
1	65	100	6500	10000
	115	200	23000	40000
	160	300	48000	90000
Σ	340	600	77500	140000
2	63	100	6300	10000
	111	200	22200	40000
	156	300	46800	90000
Σ	330	600	75300	140000
3	68	100	6800	10000
	119	200	23800	40000
	172	300	51600	90000
Σ	359	600	82200	140000
4	71	100	7100	10000
	121	200	24200	40000
	165	300	49500	90000
Σ	357	600	80800	140000
5	70	100	7000	10000
	120	200	24000	40000
	160	300	48000	90000
Σ	350	600	79000	140000
6	60	100	6000	10000
	112	200	22400	40000
	147	300	44100	90000
Σ	319	600	72500	140000

становлять

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,1} = \frac{3 \cdot 77500 - 600 \cdot 340}{60000} = 0,475;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,2} = \frac{3 \cdot 75300 - 600 \cdot 330}{60000} = 0,465;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,3} = \frac{3 \cdot 82200 - 600 \cdot 359}{60000} = 0,520;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,4} = \frac{3 \cdot 80800 - 600 \cdot 357}{60000} = 0,470;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,5} = \frac{3 \cdot 79000 - 600 \cdot 350}{60000} = 0,450;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_{n,6} = \frac{3 \cdot 72500 - 600 \cdot 319}{60000} = 0,435.$$

Значення c становлять вираз (1.15)

$$c_{n,1} = \frac{340 - 0,475 \cdot 600}{3} = 18,33 \text{ кПа};$$

$$c_{n,2} = \frac{330 - 0,465 \cdot 600}{3} = 17,00 \text{ кПа};$$

$$c_{n,3} = \frac{359 - 0,520 \cdot 600}{3} = 15,67 \text{ кПа};$$

$$c_{n,4} = \frac{357 - 0,470 \cdot 600}{3} = 25,00 \text{ кПа}; c_{n,5} = \frac{350 - 0,450 \cdot 600}{3} = 21,50 \text{ кПа};$$

$$c_{n,6} = \frac{319 - 0,435 \cdot 600}{3} = 19,33 \text{ кПа}.$$

Таблиця 1.6

№ точки	$tg\varphi_i$	$tg\bar{\varphi} - tg\varphi_i$	$(tg\bar{\varphi} - tg\varphi_i)^2$	c_i	$\bar{c} - c_i$	$(\bar{c} - c_i)^2$
1	0,475	-0,006	0,000036	18,33	1,11	1,2996
2	0,465	0,004	0,000016	17,00	2,47	6,1009
3	0,520	-0,051	0,002621	15,67	3,80	14,4400
4	0,470	-0,001	0,000001	25,00	-5,53	30,5809
5	0,450	0,010	0,000361	21,50	-2,03	4,1209
6	0,435	0,034	0,001156	19,33	0,14	0,0196
Σ	2,815		0,004171	116,83		56,5619

Виконуємо статистичну перевірку на наявність грубих помилок (табл. 1.6). Середні значення $tg\varphi$ і c становлять:

$$tg\bar{\varphi}_n = \frac{2,815}{6} = 0,469;$$

$$\bar{c} = \frac{116,83}{6} = 19,47 \text{ кПа.}$$

Знаходимо середньоквадратичні відхилення за $tg\varphi$ і c :

$$S_{tg\varphi} = \sqrt{\frac{\sum (tg\bar{\varphi} - tg\varphi_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,004171}{6-1}} = 0,029;$$

$$S_c = \sqrt{\frac{\sum (\bar{c} - c_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{56,5619}{6-1}} = 3,363.$$

За табл. 1.1 знаходимо $q = 2,07$ при $n = 6$. Отже, гранично допустима помилка окремого вимірювання становить: для коефіцієнта внутрішнього тертя $\Delta tg\varphi_i = q \cdot \sigma_{tg\varphi} = 2,07 \cdot 0,029 = 0,060$; для питомого зчеплення $\Delta c_i = q \cdot \sigma_c = 2,07 \cdot 3,363 = 6,961$.

Найбільша фактична помилка становить: для коефіцієнта внутрішнього тертя $\Delta tg\varphi_f = |tg\bar{\varphi} - tg\varphi_i| = 0,051$; для питомого зчеплення $\Delta c_f = |\bar{c} - c_i| = 5,53$. Отже, результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту для розрахунків за другою групою граничних станів за формулою (1.4).

Кут внутрішнього тертя $\varphi = \arctg \frac{tg\varphi_n}{\gamma_{g(tg\varphi)}}$. Знаходимо складові, що

входять в цю формулу: $tg\varphi_n = tg\bar{\varphi} = 0,469$;

$$\gamma_{g(tg\varphi)} = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha}, \text{ де } \rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,062}{\sqrt{6}} = 0,029, \text{ де } t = 1,16 -$$

визначене з *табл. 1.2* при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і числі ступенів

$$\text{вільності } k = n - 1 = 6 - 1 = 5; V = \frac{S_{tg\varphi}}{tg\bar{\varphi}} = \frac{0,029}{0,469} = 0,062.$$

Для випадку, коли збільшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(tg\varphi)} = \frac{1}{1 + \rho_\alpha} = \frac{1}{1 + 0,029} = 0,972;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg\varphi_n}{\gamma_{(tg\varphi)}} = \arctg \frac{0,469}{0,972} = 25,76^\circ.$$

Для випадку, коли зменшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(tg\varphi)} = \frac{1}{1 - \rho_\alpha} = \frac{1}{1 - 0,029} = 1,030; \varphi_{II} = \arctg \frac{0,469}{1,030} = 24,48^\circ.$$

Питоме зчеплення $c = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}}$. Знаходимо складові, що входять в цю

формулу: $c_n = \bar{c} = 19,47 \text{ кПа}$;

$$\gamma_{g(c)} = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha}, \text{ де } \rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,173}{\sqrt{6}} = 0,082, \text{ де } t = 1,16 -$$

визначене з *табл. 7.2* при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і числі ступенів

$$\text{вільності } k = n - 1 = 6 - 1 = 5; V = \frac{S_c}{\bar{c}} = \frac{3,363}{19,47} = 0,173.$$

Для випадку, коли збільшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(c)} = \frac{1}{1 + \rho_\alpha} = \frac{1}{1 + 0,082} = 0,924; c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}} = \frac{19,47}{0,924} = 21,07 \text{ кПа}.$$

Для випадку, коли зменшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(c)} = \frac{1}{1 - \rho_\alpha} = \frac{1}{1 - 0,082} = 1,089; \quad c_{II} = \frac{19,47}{1,089} = 17,88 \text{ кПа.}$$

Визначаємо розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту для розрахунків за першою групою граничних станів за формулою . 3 табл. 1.2 при $\alpha = 0,95$, $t = 2,01$.

Кут внутрішнього тертя.

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,062}{\sqrt{6}} = 0,051.$$

Для випадку, коли збільшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(tg\varphi)} = \frac{1}{1 + 0,051} = 0,951; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{0,469}{0,951} = 26,25^\circ.$$

Для випадку, коли зменшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(tg\varphi)} = \frac{1}{1 - 0,051} = 1,054; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{0,469}{1,054} = 23,99^\circ.$$

Питоме зчеплення

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,173}{\sqrt{6}} = 0,142.$$

Для випадку, коли збільшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(c)} = \frac{1}{1 + 0,142} = 0,876; \quad c_I = \frac{19,47}{0,876} = 22,23 \text{ кПа.}$$

Для випадку, коли зменшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{g(c)} = \frac{1}{1 - 0,142} = 1,166; \quad c_I = \frac{19,47}{1,166} = 16,70 \text{ кПа.}$$

Отже, розрахунковими є такі пари кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення:

Для розрахунків за другою групою граничних станів

для випадку, коли збільшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_{II} = 25,76^\circ$, $c_{II} = 21,07 \text{ кПа}$.

для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_{II} = 24,48^\circ$, $c_{II} = 17,88 \text{ кПа}$.

Для розрахунків за першою групою граничних станів

для випадку, коли збільшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_I = 25,65^\circ$, $c_I = 22,23 \text{ кПа}$.

для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_I = 23,99^\circ$, $c_I = 16,70 \text{ кПа}$.

В деяких випадках нормативні значення показників ґрунтів визначають за таблицями ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд". При переході до розрахункових значень приймають коефіцієнт надійності ґрунту. В розрахунках за деформаціями $\gamma_g = 1,0$. Для розрахунків за несучою здатністю (I група граничних станів) $\gamma_g = 1,5$ – для питомого зчеплення, $\gamma_g = 1,15$ – для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів і $\gamma_g = 1,1$ – для кута внутрішнього тертя пісків, $\gamma_g = 1,05$ – для питомої ваги ґрунту.

2. ВИЗНАЧЕННЯ СТІЙКОСТІ УКОСУ

У практиці визначення стійкості укосу найчастіше застосовують наближений метод *круглоциліндричних поверхонь ковзання*. Суть методу полягає в наступному: в місцях можливої втрати стійкості ґрунту (рис 3.1) проводять кругло-циліндричні поверхні, по яких може відбуватися зсув, і визначають відношення утримуючих M_r і зсуваючих M_s моментів сил.

Зрушуюча сила: $T_i = G_i \sin \alpha_i$.

Утримуючі: $T'_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_{II} = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{II}$ – сила, яка виникає за рахунок тертя;
 $Q_i = c_{II} \cdot l_i$ – сила, яка виникає за рахунок зчеплення. Тут G_i – вага i -го відсіку; α_i

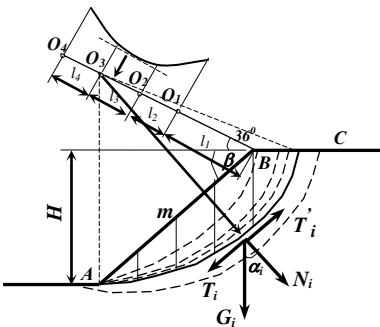


Рис. 2.1. Схема до розрахунку стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

- кут нахилу поверхні ковзання i -го відсіку до горизонту; l_i - довжина i -го відсіку.

Сума моментів зрушуючих сил

$$M_s = \sum T_i R = \sum G_i \sin \alpha_i \cdot R \quad (2.1)$$

Сума моментів утримуючих сил

$$M_r = \sum T_i' \cdot R + \sum Q_i \cdot R = \sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{hi} \cdot R + \sum c_{hi} \cdot l_i \cdot R \quad (2.2)$$

Розділивши (3.1) на (3.2) і скоротивши на R отримаємо коефіцієнт стійкості укосу

$$k_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{hi} + \sum c_{hi} \cdot l_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \quad (2.3)$$

Цю процедуру повторюють для інших можливих поверхонь ковзання, для чого міняють положення точки O . Таким чином знаходять мінімальний коефіцієнт стійкості k_{\min} . Розроблені методи, що дають змогу знайти k_{\min} , обмежуючись незначною кількістю визначень k . З верхньої точки укосу B проводять похилу лінію під кутом 36° до горизонту (рис. 2.1). На цій лінії розміщують точки O_1 O_2 O_3 O_4 на відстанях $l_1 = (0,25 + 0,4m)H$, $l_2 = l_3 = l_4 = 0,3H$, де $m = \operatorname{ctg} \beta$. Ці точки приймають за центри обертання. Будують сліди відповідних поверхонь ковзання, для кожної з яких розраховують значення коефіцієнта стійкості за формулою (2.3). Потім у відповідних точках відкладають у деякому масштабі значення k_1, k_2, k_3, k_4 у вигляді відрізків, перпендикулярних до лінії BO . Через кінці цих відрізків креслять плавну криву, до якої проводять дотичну, паралельну лінії BO і точку дотику проєктують на лінію BO . Для одержаної п'ятої точки O_5 будують відповідну поверхню ковзання і одержують мінімальне значення коефіцієнта стійкості k_{\min} .

Отримане значення k_{\min} порівнюють з нормативним $k_n = \gamma_n / \gamma_c$, де γ_n - коефіцієнт надійності, який залежить від класу капітальності будівлі і приймається: **1,2** – для першого класу, **1,15** – для другого, **1,1** – для третього; γ_c - коефіцієнт надійності, який залежить від виду ґрунту в основі і приймається для пісків, окрім пілуватих **1,0**; для пісків пілуватих а також пілувато-глинистих ґрунтів у стабілізованому стані **0,9**; для пілувато-глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані **0,85**; для скельних ґрунтів: невивітрених і слабовивітрених **1,0**; вивітрених **0,9**;

сильновівітрених **0,85**.

З практичного досвіду визначення стійкості методом круглоциліндричних поверхонь ковзання точку з найменшим коефіцієнтом стійкості можна знайти, провівши з нижньої точки укосу **A** вертикальний відрізок довжиною **2,5H**.

Приклад 2.1.

Визначити стійкість укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання. Висота укосу **H=6,0м**, довжина укосу **L=7,0м**.

Характеристики ґрунту в укосі взяті за результатами обчислень, виконаних в задачах № 1 і № 2:

$\gamma_I = 19,21 \text{ кН/м}^3$ - для випадку, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції;

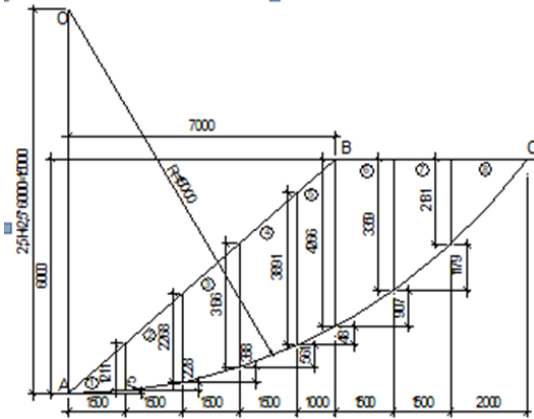


Рис.2.2. Схема укосу виконана в масштабі

$\phi_1 = 23,99^\circ$, $c_1 = 16,70 \text{ кПа}$ - для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій.

Викреслюємо в масштабі схему укосу (рис. 2.2). Проводимо з нижньої точки укосу **A** вертикальний відрізок довжиною **2,5H=2,5·6=15м**. Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 2.1).

Таблиця 2.1

№ відріску	$h_i, \text{ м}$	$b_i, \text{ м}$	Вага відріску, кН	$\Delta h_i, \text{ м}$	$\alpha_i = \arctg \Delta h_i / b_i$ град	$N_i = G_i \cos \alpha_i$ кН	$T_i = N_i \text{tg } \phi_i$ кН	$l_i = b_i / \cos \alpha_i, \text{ м}$	$Q_i = c_i l_i$ кН	$F_i = G_i \sin \alpha_i$ кН
1	0,000	1,50	$G_1 = 0,5 \cdot 1,211 \cdot 1,5 \cdot 19,21 = 17,45$	0,075	2,86	17,43	7,75	1,502	25,08	0,87
	1,211									
2	1,211	1,50	$G_2 = 0,5(1,211 + 2,268)1,5 \cdot 19,21 = 50,12$	0,228	8,64	49,56	22,05	1,517	25,33	7,53
	2,268									
3	2,268	1,50	$G_2 = 0,5(2,268 + 3,166)1,5 \cdot 19,21 = 78,29$	0,388	14,50	75,80	33,73	1,549	25,87	19,60
	3,166									
4	3,166	1,50	$G_2 = 0,5(3,166 + 3,981)1,5 \cdot 19,21 = 102,97$	0,561	20,51	96,44	42,92	1,602	26,75	36,08
	3,981									
5	3,981	1,00	$G_2 = 0,5(3,981 + 4,266)1,0 \cdot 19,21 = 79,21$	0,481	25,69	71,38	31,77	1,110	18,54	34,34
	4,266									

6	$\frac{4,266}{3,359}$	1,50	$G_2=0,5(4,266+3,359)1,5 \cdot 19,21=109,86$	0,907	31,16	94,01	41,83	1,753	29,28	56,84
7	$\frac{3,359}{2,181}$	1,50	$G_2=0,5(3,359+2,181)1,5 \cdot 19,21=79,82$	1,179	38,17	62,75	27,93	1,908	31,86	49,33
8	$\frac{2,181}{0,000}$	2,00	$G_2=0,5 \cdot 2,181 \cdot 2,0 \cdot 19,21=41,90$	2,181	47,48	28,32	12,60	2,959	49,42	30,88
			Σ	6,000			220,63		232,13	235,47

Коефіцієнт стійкості укусу

$$k_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum T_i + \sum Q_i}{\sum F_i} = \frac{220,63 + 232,13}{235,47} = 1,92.$$

Нормативний коефіцієнт стійкості $k_n = \frac{\gamma_n}{\gamma_c} = \frac{1,2}{0,9} = 1,33$, де $\gamma_n = 1,2$ - для

першого класу капітальності; $\gamma_c = 0,9$ - в основі залягають пилувато-глинисті ґрунти в стабілізованому стані.

Оскільки $k = 1,92 > k_n = 1,33$, то стійкість укусу забезпечена.

3.1. ТИПИ ПІДПІРНИХ СТІН

Якщо стійкість укусу не забезпечена ($k_{\min} < k_n$), то для забезпечення його стійкості інколи доводиться зводити підпірні стіни.

У загальному випадку всі підпірні стіни можна розділити на масивні, кутикові, шпунтові, пальові та ін. Стійкість масивних підпірних стін забезпечується за рахунок власної ваги; кутикових - власною вагою і вагою ґрунту, що знаходиться на її гранях; шпунтових і пальових - заглибленням їх в ґрунт на розрахункову глибину.

Основні розміри кутикових підпірних стін, як правило, визначається висотою підпору ґрунту h (рис.3.1).

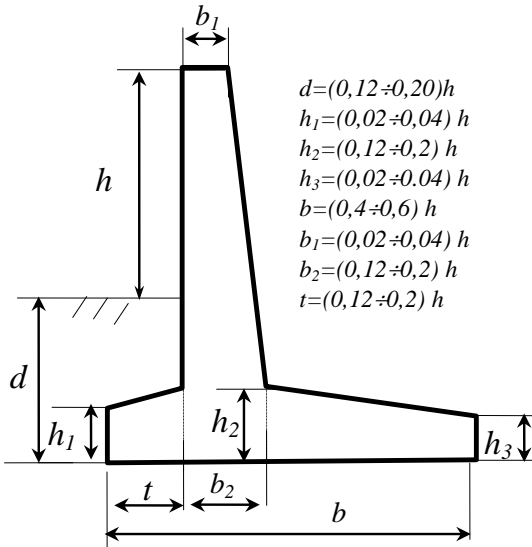


Рис.3.1 Схема конструкції підпірної стіни кутикового типу.

У поздовжньому напрямку підпірну стіну слід приймати горизонтальною чи з ухилом не більше **0,02**. При більшому ухилі підшошва приймається ступінчатою. В поперечному напрямку підшошву підпірної стіни слід приймати також горизонтальною чи з ухилом в сторону засипки не більше **0,125**.

Конструкції підпірних стін повинні на всю довжину розділятися температурно-деформаційними швами: **10м** в монолітних бутобетонних, бетонних стінах без конструктивного армування; **20м** в монолітних і збірно-монолітних залізобетонних конструкціях; **30м** в збірних залізобетонних конструкціях. При наявності в основі підпірної стіни неоднорідних ґрунтів відстань між швами повинна бути зменшена з таким розрахунком, щоб підшошва кожного відсіку опиралась на однорідний ґрунт.

Глибину закладення підшошви підпірної стіни слід визначати за ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд». Мінімальна глибина закладення підпірних стін повинна бути не менше **0,6м** в нескельних ґрунтах і не менше **0,3м** в скельних.

Під підшошвою монолітної підпірної стіни влаштовують бетонну підготовку товщиною **50-100мм**, яка повинна виступати за грань підшошви на **50-100мм**. Збірні підпірні стіни встановлюються на підготовлену основу у вигляді втрамбованого в ґрунт щебеню товщиною **100мм**, який виступає за грані підшошви на **50-100мм**.

3.2 ВИЗНАЧЕННЯ АКТИВНОГО І ПАСИВНОГО ТИСКУ ҐРУНТУ НА СТІНИ

3.2.1. Загальні положення

Тиск ґрунту на стіни залежить від їх конструктивних особливостей (нахилу і жорсткості стіни, наявності розвантажуючі елементів тощо), від властивостей ґрунту, який взаємодіє із стіною, від величини і напрямку переміщень, поворотів і прогинів стіни.

Активний тиск ґрунту σ_a реалізується при переміщенні стіни **від** ґрунту і відповідає **мінімальному** значенню тиску. Пасивний тиск ґрунту σ_p реалізується при переміщенні стіни **на** ґрунт і відповідає **максимальному** значенню тиску. При відсутності переміщення стіни реалізується тиск спокою σ_0 .

3.2.2. Характеристики ґрунту, які використовуються при визначенні тиску ґрунту

Значення характеристик ґрунтів: нормативні - γ_n, φ_n, c_n ; для розрахунку основ за першою групою граничних станів - γ_I, φ_I, c_I ; для розрахунку основ за другою групою граничних станів - $\gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$. На підпірну стіну діє боковий тиск ґрунту **порушеного** складу. Значення характеристик ґрунту засипки γ', φ', c' , ущільнених згідно нормативних документів з коефіцієнтом ущільнення k_y , не менше **0,95** від щільності їх в природному стані, допускається встановлювати за характеристиками тих же ґрунтів в природному заляганні. Співвідношення між характеристиками ґрунтів засипки і ґрунтів природного складу приймаються наступними: $\gamma'_I = 0,95\gamma_I$, $\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}$, $\varphi'_I = 0,9\varphi_I$, $\varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}$, $c'_I = 0,5c_I$, але не більше **7кПа**, $c'_{II} = 0,5c_{II}$, але не більше **10кПа**. Для споруд з глибиною закладення **3м** і менше граничне значення питомого зчеплення засипки c'_I слід приймати не більше **5 кПа**, а c'_{II} не більше **7 кПа**. Для споруд висотою менше **1,5 м** c'_I слід приймати рівним нулю.

Значення характеристик ґрунту природного (непорушеного) складу слід встановлювати, як правило, на основі їх безпосереднього випробування в польових чи лабораторних умовах і статистичної обробки результатів випробувань. При відсутності безпосередніх випробувань ґрунтів, допускається приймати вищевказані характеристики згідно таблиць ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

3.2.3. Активний тиск ґрунту

НЕЗВ'ЯЗНИЙ ГРУНТ.

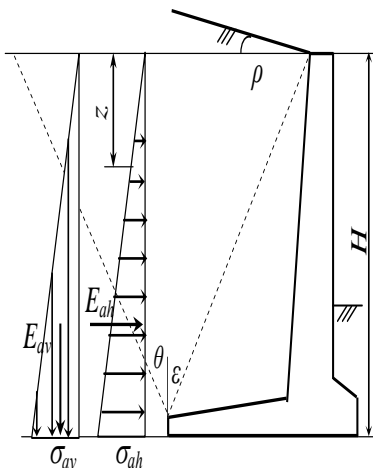


Рис.3.2 Схема тиску від власної ваги незв'язного ґрунту.

У випадку вільної від навантаження похилої поверхні засипки і похилої тилової грані стіни горизонтальна σ_{ah}^{γ} і вертикальна σ_{av}^{γ} складова активного тиску ґрунту на глибині z (рис. 3.2) визначається за формулами

$$\sigma_{ah}^{\gamma} = \gamma z \lambda_a \quad (3.1)$$

$$\sigma_{av}^{\gamma} = \sigma_{ah}^{\gamma} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (3.2)$$

де γ - розрахункове значення питомої ваги ґрунту; ε - кут нахилу тильної грані масивної стіни чи розрахункової поверхні кутикової стіни до вертикалі (приймається із знаком “+” при відхиленні від вертикалі в сторону стіни); δ - кут тертя ґрунту на контактi із стіною (приймається для стін з підвищеною шорсткістю (ступінчатих, кутикових) рівним $\delta = \varphi$; шорстких (монолітних) - $\delta = 0,5\varphi$; гладких та у випадку залягання дрібнозернистих водонасичених пісків та наявності вібраційних навантажень $\delta = 0$); λ_a - коефіцієнт активного тиску ґрунту:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (3.3)$$

де ρ - кут нахилу поверхні засипки до горизонту (приймається із знаком "+", при відхиленні цієї поверхні від горизонталі вгору ($|\rho| \leq \varphi$)).

Зокрема, для гладкої вертикальної тильної грані стіни і горизонтальної поверхні засипки коефіцієнт активного тиску ґрунту обчислюється за формулою:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) \quad (3.4)$$

Рівнодіюча горизонтального E_{ah}^γ і вертикального E_{av}^γ тиску ґрунту для стін висотою H (рис. 7.2) за визначається формулами:

$$E_{ah}^\gamma = \sigma_{ah}^\gamma H / 2 \quad (3.5)$$

$$E_{av}^\gamma = \sigma_{av}^\gamma H / 2 \quad (3.6)$$

ЗВ'ЯЗНИЙ ГРУНТ.

Горизонтальна $\sigma_{ah}^{\gamma c}$ і

вертикальна $\sigma_{av}^{\gamma c}$ складова активного тиску ґрунту на глибині z (рис. 3.3) визначається за формулами:

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^\gamma - \sigma_{ah}^c \quad (3.7)$$

$$\sigma_{av}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma c} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (3.8)$$

де σ_{ah}^c - тиск зв'язності, який визначається за формулою

$$\sigma_{ah}^c = cK, \quad (3.9)$$

де c - питоме зчеплення ґрунту; K - коефіцієнт зв'язності, який

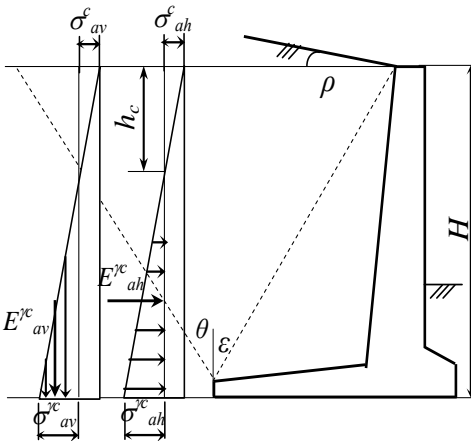


Рис.3.3 Схема тиску від власної ваги зв'язного ґрунту.

обчислюється за формулою

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \beta} - \lambda_a \frac{\cos \varepsilon \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right] \quad (3.10)$$

Якщо значення K , обчислене за формулою (3.1) менше нуля, то в розрахунках приймається $K = 0$.

Зокрема для горизонтальної поверхні засипки ($\rho = 0$) і вертикальної тильної грані стіни чи розрахункової поверхні ($\varepsilon = 0$)

горизонтальна складова активного тиску ґрунту на глибині z обчислюється за формулою:

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma} - c(\lambda_a - 1) / \operatorname{tg} \varphi \quad (3.11)$$

Рівнодіюча горизонтального $E_{ah}^{\gamma c}$ і вертикального $E_{av}^{\gamma c}$ тиску ґрунту для стін висотою H (рис. 3.3) визначається за формулами:

$$E_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma c} (H - h_c) / 2 \quad (3.12)$$

$$E_{av}^{\gamma c} = \sigma_{av}^{\gamma c} (H - h_c) / 2, \text{ де} \quad (3.13)$$

$$h_c = \frac{\sigma_{ah}^c}{\sigma_{ah}^{\gamma}} H \quad (3.14)$$

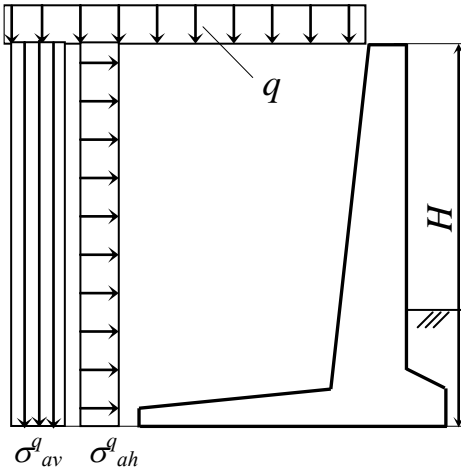


Рис.3.4 Схема тиску при суцільному навантаженні.

Рівнодіюча горизонтального E_{ah}^q і вертикального E_{av}^q тиску визначається за формулами:

$$E_{ah}^q = \sigma_{ah}^q y_b \quad (3.17)$$

РІВНОМІРНО РОЗПОДІЛЕНЕ НАВАНТАЖЕННЯ. Суцільне (рис. 3.4); суцільне, яке прикладене на відстані a від стіни (рис. 3.5); **полосове** (ширина полоси b), яке прикладене на відстані a від стіни (рис. 3.6).

Горизонтальна σ_{ah}^q і вертикальна σ_{av}^q складова активного тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження q на глибині z визначається за формулами:

$$\sigma_{ah}^q = q \alpha_a \quad (3.15)$$

$$\sigma_{av}^q = \sigma_{ah}^q \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (3.16)$$

$$E_{av}^q = \sigma_{av}^q y_b, \text{ де} \quad (3.18)$$

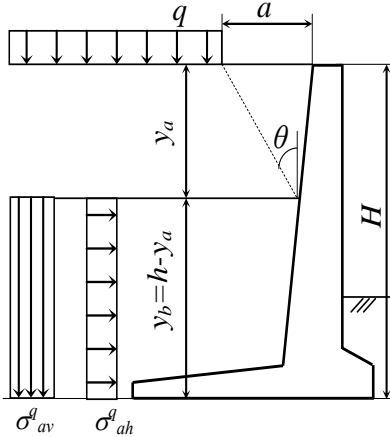


Рис.3.5 Схема тиску при фіксованому навантаженні.

визначається за виразом

y_b - протяжність епюри інтенсивності тиску від навантаження q по висоті, яка приймається рівною: при фіксованому навантаженні (рис. 3.5)

$$y_b = H - y_a \quad (3.19)$$

при полосовому навантаженні (рис. 3.6)

$$y_b = \frac{b + 2tg\theta y_a}{tg\epsilon + tg\theta} \quad (3.20)$$

але не більше величини $y_b \leq H - y_a$

Відстань y_a від поверхні ґрунту до початку епюри тиску від навантаження

$$y_a = \frac{a}{tg\theta + tg\epsilon} \quad (3.21)$$

ТИСК ҐРУНТУ НА КУТИКОВІ ПІДПІРНІ СТІНИ.

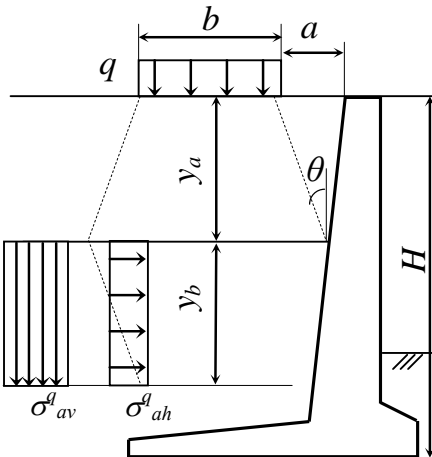


Рис.7.6 Схема тиску при полосовому навантаженні.

Для кутикових підірних стін активний тиск ґрунту на умовну поверхню визначається за двома можливими варіантами: для довгої опорної плити в припущенні утворення симетричної призми зрушення (рис. 3.7,а умовна поверхня ab); для короткої опорної плити в припущенні утворення несиметричної призми зрушення (рис. 3.7,б умовна поверхня abc).

При короткій задній консолі, коли площина зрушення перетинає стіну, тиск визначається як для симетричної

призми зрушення, якщо відстань від верху стіни до перетину з площиною зрушення не перевищує $0,25H$. Коли площина зрушення перетинає стіну нижче $0,25H$, тиск визначається окремо для вертикальної стіни і похилої грані призми зрушення.

В обох випадках, вага ґрунту, який розташований поміж умовною поверхнею і тильною поверхнею стіни, добавляється до ваги стіни в розрахунках на стійкість, які виконуються так само, як і для масивних стін: $\varepsilon = \theta = 45 - \varphi / 2$; $\delta = \varphi$.

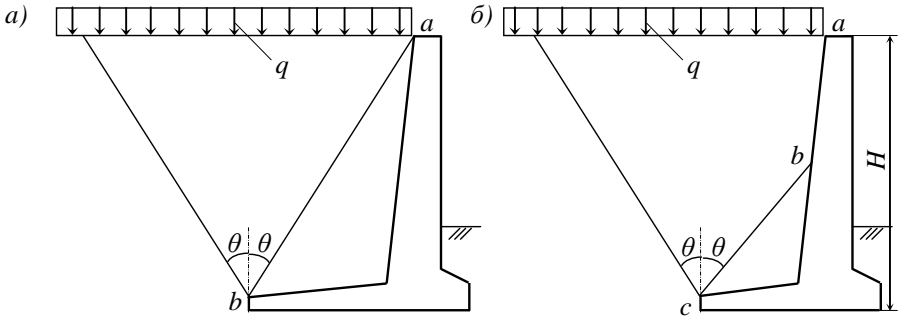


Рис.3.7 До визначення активного тиску ґрунту на кутикові підпiрні стiни
а) при довгiй консольнiй плитi; б) при короткiй консольнiй плитi.

3.2.4. Пасивний тиск ґрунту

Горизонтальна σ_{ph} і вертикальна σ_{pv} складова пасивного тиску ґрунту на глибинi Z визначається за формулами:

$$\sigma_{ph} = \gamma Z \lambda_p + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_p - 1) \quad (3.22)$$

$$\sigma_{pv} = \sigma_{ph} \operatorname{tg} (\varepsilon + \delta) \quad (3.23)$$

де λ_p - коефіцієнт пасивного тиску ґрунту, який визначається за формулою:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) \quad (3.24)$$

3.3. РОЗРАХУНКИ МАСИВНИХ І КУТИКОВИХ ПІДПІРНИХ СТІН

3.3.1. Загальні положення

Розрахунки підпiрних стiн ведуть на найбільш невикiдне сполучення навантажень і виконують за двома групами граничних станів:

за першою (основний розрахунок): розрахунок стійкості

положення підпірної стіни проти зсуву; розрахунок міцності ґрунтової основи; розрахунок міцності тіла підпірної стіни;

за другою (перевірочний розрахунок): розрахунок деформацій ґрунтової основи; розрахунок деформацій тіла підпірної стіни.

У даних МВ розглядаються розрахунки, які стосуються лише основи підпірної стіни.

Розрахунок підпірних стін за обома групами граничних станів виконується на розрахункові навантаження. Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f при розрахунках за першою групою граничних станів приймаються з *табл. 3.1*, а при розрахунках за другою - $\gamma_f = 1$.

<i>Таблиця 3.1</i>	
Навантаження	γ
Постійне:	
<i>власна вага конструкцій</i>	1,1 (0,9)
<i>вага ґрунту в природньому заляганні</i>	1,1 (0,9)
<i>вага ущільненого ґрунту засипки</i>	1,1 (0,9)
<i>вага дорожнього покриття проїжджої частини і тротуарів</i>	1,5 (0,9)
<i>вага полотна залізничних колій на баласті</i>	1,3 (0,9)
Тимчасове:	
<i>від рухомого складу залізничних доріг</i>	1,3
<i>від колісного навантаження НК-80</i>	1,1
<i>від обладнання, матеріалів, цехового транспорту, рівномірно розподіленого навантаження на території</i>	1,2
<u>Примітка.</u> Значення коефіцієнта, вказане в дужках, приймається коли зменшення постійного навантаження може погіршити умови стійкості.	

3.3.2. Розрахунок стійкості основ проти зсуву по підшві і глибинного зсуву по ломаним поверхнях ковзання

Стійкість підпірних стін проти зсуву по підшві і по ломаних поверхнях ковзання розраховується у всіх випадках незалежно від співвідношення вертикальних і горизонтальних навантажень. Розрахунок проводиться виходячи з умови:

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (3.25)$$

де F_{sa} - зсуваюча сила, рівна проекції всіх зсуваючих сил на горизонтальну поверхню; F_{sr} - утримуюча сила, рівна проекції всіх утримуючих сил на горизонтальну поверхню; γ_c - коефіцієнт надійності, який залежить від виду ґрунту в основі і приймається для пісків, окрім пілуватих $1,0$; для пісків пілуватих а також пілувато-глинистих ґрунтів в стабілізованому стані $0,9$; для пілувато-глинистих ґрунтів в нестабілізованому стані $0,85$; скельних ґрунтів: невивітрелих і слабвивітрелих $1,0$; вивітрелих $0,9$; сильновивітрелих $0,85$; γ_n - коефіцієнт надійності, який залежить від класу капітальності будівлі і приймається: $1,2$ - для першого класу, $1,15$ - для другого, $1,1$ - для третього.

Обов'язковим є розрахунок підпірної стіни на зсув по підшві ($\beta = 0$). При наявності в основі слабких ґрунтів стіни з горизонтальною підшвою розраховуються при ще при $\beta = \varphi_1$ і $\beta = \varphi_1 / 2$ (рис.3.8,а). Стіни з похилою підшвою додатково розраховуються ще й при $\beta = -\alpha$ (рис.3.8,б).

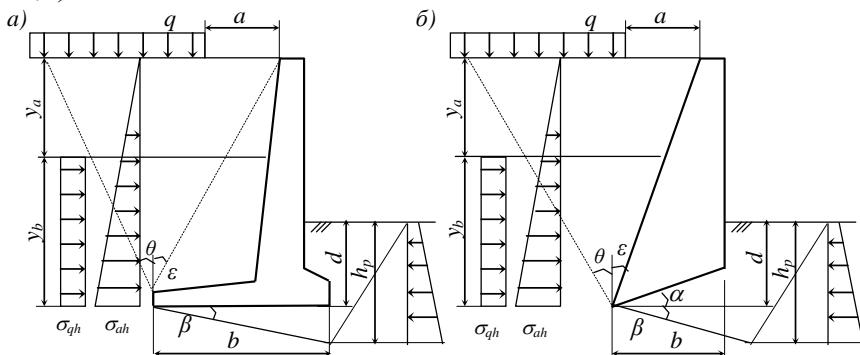


Рис.3.8 До розрахунку підпірної стіни
а) з горизонтальною підшвою; б) з похилою підшвою.

При розрахунку на зсув по підшві для стін заводського виготовлення (гладкі) слід враховувати наступні обмеження: $\varphi_1 \leq 30^\circ$; $c_1 \leq 5 \text{ кПа}$; $\lambda_p = 1$, а коефіцієнт тертя $\text{tg} \varphi$ порівнювати з табличним (див. табл.3.2) і в розрахунках приймати менший з них.

Таблиця 3.2

Коефіцієнт тертя f

Ґрунти основи чи вид підготовки	Коефіцієнт тертя f	Ґрунти основи чи вид підготовки	Коефіцієнт тертя f
Бетон чи кладка з бетонних блоків	0,70	Суглинок $I_L < 0,25$	0,45
Пісок маловологий	0,55	Суглинок $I_L \geq 0,25$	0,25
Пісок вологий	0,45	Ґлина $I_L < 0,25$	0,30
Супісок $I_L < 0,25$	0,50	Ґлина $I_L \geq 0,25$	0,20
Супісок $I_L \geq 0,25$	0,35		

Суми зсуваючих і утримуючих сил в формулі (3.21) визначаються за формулами:

зсуваюча сила F_{sa}

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q}, \quad (3.26)$$

де $F_{sa,\gamma}$ - зсуваюча сила від власної ваги ґрунту; $F_{sa,q}$ - зсуваюча сила від навантаження, розміщеного на поверхні призми зрушення;

утримуюча сила F_{sr}

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_l - \beta) + bc_l + E_p \quad (3.27)$$

де b - ширина підшви стіни; E_p - рівнодіюча пасивного тиску ґрунту; β - кут нахилу підшви стіни до горизонту; F_v - сума проєкцій всіх сил на вертикаль, яка обчислюється за формулою:

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av}^\gamma + E_{av}^q \quad (3.28)$$

де G_w - власна вага стіни; $\sum G_g$ - власна вага ґрунту над передньою і задньою консоллю в кутикових стінах.

Рівнодіюча пасивного тиску E_p обчислюється для шару ґрунту h_p , яке відповідає куту β .

3.3.3. Розрахунок міцності ґрунтової основи проти глибинного випору

Розрахунок міцності ґрунтової основи слід проводити для всіх скельних ґрунтів, а нескельних ґрунтів при $\operatorname{tg} \delta_l < \sin \varphi_l$ з умови

$$F_v \leq \gamma_c N_u / \gamma_n \quad (3.29)$$

Тангенс кута нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження визначається з умови

$$\operatorname{tg} \delta_l = F_{sa} / F_v \quad (3.30)$$

Вертикальна складова сили граничного опору основи N_u , складені нескельними ґрунтами в стабілізованому стані визначається за формулою

$$N_u = b' (N_\gamma b' \gamma_l + N_q d \gamma_l' + N_c c_l), \quad (3.31)$$

ДЕ N_γ, N_q, N_c - КОЕФІЦІЄНТИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ, ЯКІ ВИЗНАЧАЮТЬСЯ ЗА ТАБЛ. 3.3;

d - глибина закладення підосви від рівня нижньої планувальної відмітки, м;

КОЕФІЦІЄНТИ N_γ, N_q, N_c

Таблиця 3.3 (ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

Кут внутріш- Позначення	Коефіцієнти несучої здатності N_γ, N_q і N_c при кутах нахилу до вертикалі зовнішнього навантаження δ , градус, рівних									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0,00								
	N_q	1,00								
	N_c	5,14								
5	N_γ	0,20	0,05							
	N_q	1,57	1,26	$\delta=4,9$						
	N_c	6,49	2,93							
10	N_γ	0,60	0,42	0,12						
	N_q	2,47	2,16	1,60	$\delta=9,8$					
	N_c	8,34	6,57	3,38						
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21					
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,06	$\delta=14,5$				
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36				

	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69	$\delta'=18,9$				
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65					
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58				
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,60	$\delta'=22,9$			
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58				
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95			
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95	$\delta'=26,9$		
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85			
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	1,60			
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	7,04	$\delta'=29,8$		
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19	8,63			
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79		
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	10,46	$\delta'=32,7$	
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27		
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22	
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42	$\delta'=32,5$
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82	

При проміжних значеннях φ_I і δ коефіцієнти N_γ , N_q , і N_c , допускається визначати інтерполяцією. “Жирним” наведені значення коефіцієнтів N_γ , N_q , і N_c , які відповідають граничному значенню кута нахилу навантаження δ' , виходячи з умови $tg \delta < sin \varphi_I$

b' - приведена ширина підшви, яка визначається за формулою

$$b' = b - 2e, \quad (3.32)$$

де e - ексцентриситет рівнодіючої всіх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви стіни

$$e = M_0 / F_v, \text{ де} \quad (3.33)$$

M_0 - сума моментів всіх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви

$$M_0 = F_{sa} [h^* - tg(\varepsilon + f') (b/2 - h^* tg \varepsilon)] + \gamma'_I \gamma'_f (b-t) [h(h-4t) + 6td] / 12 \quad (3.34)$$

$$h^* = [F_{sa,\gamma} h/3 + F_{sa,q} (h - y_a - y_b/2)] / F_{sa} \quad (3.35)$$

де h^* - відстань від рівнодіючої зсуваючої сили до низу підшви стіни.

Сума проєкцій всіх сил на вертикальну вісь F_v визначається за виразом (3.28).

3.3.4. Розрахунок основ підпірних стін за деформаціями

Такий розрахунок проводиться для нескільких основ згідно вказівок ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд». Граничні деформації S_u приймають згідно технологічних вимог, але не більше величин, вказаних в табл. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд». При відсутності спеціальних технологічних вимог, розрахунок основи підпірної стінки за деформаціями вважається виконаним, якщо середній тиск на ґрунт під подошвою підпірної стіни від вертикального навантаження не перевищує розрахункового опору ґрунту основи R , а крайовий - $1,2R$

$$\left. \begin{array}{l} p \leq R \\ p_{\max} \leq 1,2R \end{array} \right\} \quad (3.36)$$

При цьому епюру напружень допускається приймати трикутною, але повинна виконуватись умова $e \leq b/4$.

Розрахунковий опір ґрунту R у виразі (3.33) визначається за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3.37)$$

де γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, які приймаються за *табл. 7.4*; k - коефіцієнт, який приймається рівним $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ, c) визначались безпосереднім випробуванням і $k = 1,1$ - якщо вони прийняті з таблиць ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»; k_z - коефіцієнт, який залежить від ширини подошви стіни: при $b < 10m$ - $k_z = 1$, при $b \geq 10m$ - $k_z = \frac{8}{b} + 0,2$; b - ширина подошви стіни; M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, які визначаються з *табл. 3.5*; γ_{II} - усереднене значення питомої ваги ґрунту нижче подошви стіни; γ'_{II} - усереднене значення питомої ваги ґрунту вище подошви

стіни; c_{II} - питоме зчеплення ґрунту, залягаючого безпосередньо під підпошвою стіни; d - глибина закладення стіни.

Значення коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2}

Таблиця 3.4 (ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди чи її відсіка до висоти L/H , рівному	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пілуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пілуваті малою і середнього ступеню водонасичення	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Пілувато-глинисті, а також великоуламкові з пілувато-глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту чи заповнювача:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,50$	1,1	1,0	1,0

1. До споруд з жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ (водонапірні бапти, димові труби, тощо). 2. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймається рівним одиниці. 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} приймається за інтерполяцією.

Значення коефіцієнтів M_γ, M_q, M_c

Таблиця 3.5. (ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	16	0,36	2,43	4,99	31	1,24	5,95	8,24
1	0,01	1,06	3,23	17	0,39	2,57	5,15	32	1,34	6,34	8,55
2	0,03	1,12	3,32	18	0,43	2,73	5,31	33	1,44	6,76	8,88
3	0,04	1,18	3,41	19	0,47	2,89	5,48	34	1,55	7,22	9,22
4	0,06	1,25	3,51	20	0,51	3,06	5,66	35	1,68	7,71	9,58
5	0,08	1,32	3,61	21	0,56	3,24	5,84	36	1,81	8,24	9,97
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	6,04	37	1,95	8,81	10,37
7	0,12	1,47	3,82	23	0,69	3,65	6,24	38	2,11	9,44	10,80
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,47	39	2,28	10,11	11,25
9	0,16	1,64	4,05	25	0,78	4,11	6,67	40	2,46	10,85	11,73
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90	41	2,66	11,64	12,24
11	0,21	1,83	4,29	27	0,91	4,64	7,14	42	2,88	12,51	12,79
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40	43	3,12	13,46	13,37
13	0,26	2,05	4,55	29	1,06	5,25	7,67	44	3,38	14,50	13,98
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95	45	3,66	15,64	14,64
15	0,32	2,30	4,84								

Максимальний тиск під подошвою стіни p_{\max} при ексцентриситеті рівно-діючої всіх сил відносно центра ваги подошви $e \leq b/6$ визначається за формулою

$$p_{\max} = F_v(1 + 6e/b)/b \quad (3.38)$$

при $e \geq b/6$

$$p_{\max} = 2F_v / 3c_0, \text{ де} \quad (3.39)$$

$$c_0 = 0,5b - e$$

ПРИКЛАД: 3.1. Сконструювати кутикову підпірну стіну на укосі (задача № 6). Виконати її розрахунки за I-ю і II-ю групами граничних станів. Характеристики ґрунту в основі підпірної стіни і зі сторони зворотної засипки взяти за результатами обчислень, виконаних в задачах № 1 і № 2.

3.4. Конструкція стіни

Основні розміри кутикової підпірної стіни визначаємо у відповідності з *рис.1*. Геометричні параметри запроєктованої стіни наведено на *рис. 3.9*.

3.4.2. Характеристики ґрунту

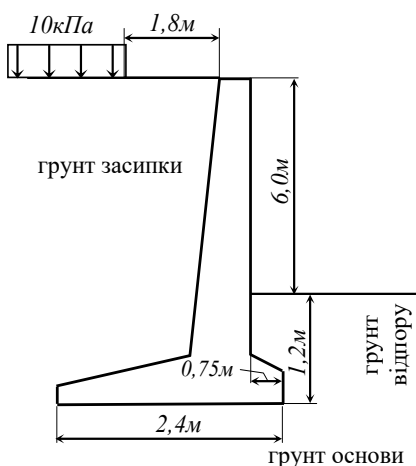


Рис.3.9 Конструкція підпірної стіни.

ґрунт зворотньої засипки:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 0,95\gamma_I = 0,95 \cdot 19,21 = 18,25 \text{ кН/м}^3; \\ \gamma_{II} &= 0,95\gamma_{II} = 0,95 \cdot 19,06 = 18,11 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 0,9\varphi_I = 0,9 \cdot 23,99 = 21,59^\circ; \\ \varphi_{II} &= 0,9\varphi_{II} = 0,9 \cdot 24,48 = 22,03^\circ \\ c_I &= 0,5c_I = 0,5 \cdot 16,7 = 8,35 \text{ кПа} > 7 \\ &\text{кПа} \rightarrow c_I = 7 \text{ кПа}; \\ c_{II} &= 0,5c_{II} = 0,5 \cdot 17,88 = 8,94 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

ґрунт основи:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 18,5 \text{ кН/м}^3; \\ \gamma_{II} &= 18,64 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 23,99^\circ; \end{aligned}$$

$$\varphi_{II} = 24,48^\circ;$$

$$c_I = 16,7 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = 17,88 \text{ кПа}.$$

ґрунт відпору:

$$\gamma_I = 18,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = 18,64 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 23,99^\circ;$$

$$\begin{aligned}\varphi_{II} &= 24,48^\circ; \\ c_I &= 16,7 \text{ кПа}; \\ c_{II} &= 17,88 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

3.4.3. Розрахунок стійкості основ проти зсуву

Зсув по підосві ($\beta = 0$). Розрахунок проводиться виходячи з умови:

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n$$

Знаходимо складові, які входять в цю формулу. Зсуваючу силу F_{sa} - за формулою (3.26)

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} = 114,29 + 17,64 = 131,93$$

$$F_{sa,\gamma} \text{ за формулою (3.12)}$$

$$F_{sa,\gamma} = E_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma c} (H - h_c) / 2 = 32,70(7,2 - 0,21) / 2 = 179,60$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} \text{ за формулою (3.7)}$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma} - \sigma_{ah}^c = 39,42 - 6,72 = 32,70$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma} \text{ за формулою (3.1)}$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma} = \gamma \lambda_a = 18,25 \cdot 7,2 \cdot 0,3 = 39,42$$

$$\lambda_a \text{ за формулою (3.3)}$$

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right]^2 = \left[\frac{\cos(21,59 - 34,21)}{\cos 34,21 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(21,59 + 21,59) \sin(21,59 - 0)}{\cos(34,21 + 21,59) \cos(34,21 - 0)}} \right)} \right]^2 = 0,30$$

$$\sigma_{ah}^c \text{ за формулою (3.9)}$$

$$\sigma_{ah}^c = cK = 7 \cdot 0,96 = 6,72$$

$$K \text{ за формулою (3.10)}$$

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \beta} - \lambda_a \frac{\cos \varepsilon \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right] = \frac{1}{\operatorname{tg} 21,59} \left[\frac{\cos(34,21 + 21,59)}{\cos 34,21 \cos 0} - 0,30 \frac{\cos 34,21 \cos 0}{\cos(34,21 - 0)} \right] = 0,96$$

$$\varepsilon = \theta = 45 - \varphi / 2 = 45 - 21,59 / 2 = 34,21$$

$$h_c \text{ за формулою (3.14)}$$

$$h_c = \frac{\sigma_{ah}^c}{\sigma_{ah}^\gamma} H = \frac{6,72}{32,70} 7,2 = 0,21$$

$F_{sa,q}$ за формулою (3.17)

$$F_{sa,q} = E_{ah}^q = \sigma_{ah}^q y_b = 3 \cdot 5,88 = 17,64$$

σ_{ah}^q за формулою (3.15)

$$\sigma_{ah}^q = q \alpha_a = 10 \cdot 0,30 = 3$$

y_b за формулою (3.19)

$$y_b = H - y_a = 7,2 - 1,32 = 5,88$$

y_a за формулою (3.21)

$$y_a = \frac{a}{tg\theta + tg\varepsilon} = \frac{1,8}{tg34,21 + tg34,21} = 1,32$$

Утримуючу силу F_{sr} за формулою (3.27)

$$F_{sr} = F_v tg(\varphi_l - \beta) + bc_l + E_p = 397,92 tg(21,59 - 0) + 3 \cdot 7 + 57,43 = 235,90$$

F_v - за формулою (3.28)

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av}^\gamma + E_{av}^q = 75,37 + 128,44 + 168,18 + 25,93 = 397,92$$

E_{av}^γ за формулою (3.13)

$$E_{av}^\gamma = \sigma_{av}^\gamma (H - h_c) / 2 = 48,12(7,2 - 0,21) / 2 = 168,18$$

σ_{av}^γ за формулою (3.8)

$$\sigma_{av}^\gamma = \sigma_{ah}^\gamma tg(\varepsilon + \delta) = 32,70 tg(34,21 + 21,59) = 48,12$$

E_{av}^q за формулою (3.18)

$$E_{av}^q = \sigma_{av}^q y_b = 4,41 \cdot 5,88 = 25,93$$

σ_{av}^q за формулою (3.16)

$$\sigma_{av}^q = \sigma_{ah}^q tg(\varepsilon + \delta) = 3 tg(34,21 + 21,59) = 4,41$$

Рівнодіюча пасивного тиску E_p :

$$E_p = \frac{\gamma h_p^2 \lambda_p}{2} + \frac{ch_p}{tg\varphi} (\lambda_p - 1) = \frac{18,5 \cdot 1,2^2 \cdot 2,37}{2} + \frac{7 \cdot 1,2}{tg23,99} (2,37 - 1) = 57,43$$

λ_p за формулою (3.24)

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 24,99/2) = 2,37.$$

Підставляємо отримані дані у вихідну формулу

$$F_{sa} = 131,93 \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n = 0,9 \cdot 235,90 / 1,2 = 176,92$$

Отже, стійкість підпірної стіни проти площинного зсуву забезпечена.

3.4.4. Розрахунок міцності ґрунтової основи проти глибинного випору

Оскільки $\operatorname{tg} \delta_I = \frac{F_{sa}}{F_v} = \frac{206,75}{614,34} = 0,34 < \sin 21,59 = 0,36$, то розрахунок

міцності ґрунтової основи проводимо виходячи з умови (3.29)

$$F_v \leq \gamma_c N_u / \gamma_n$$

Знаходимо складові, які входять в цю формулу. Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u за формулою (3.31)

$$N_u = b'(N_\gamma b' \gamma_1 + N_q d \gamma_1' + N_c c_1) = 3,32(1,43 \cdot 3,32 \cdot 18,5 + 5,20 \cdot 1,2 \cdot 18,25 + 9,0 \cdot 16,7) = 1169,26$$

b' за формулою (3.32)

$$b' = b - 2e = 4,8 - 2 \cdot 0,74 = 3,32,$$

$N_\gamma = 1,43$ $N_q = 5,20$ $N_c = 9,0$ **ЗА ТАБЛ. 3.3**

e за формулою (3.33)

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{454,20}{614,34} = 0,74$$

M_0 за формулою (3.34)

$$\begin{aligned} M_0 &= F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi')(b/2 - h^* \operatorname{tg} \varepsilon)] + \gamma_1' \gamma_f (b-t) [h(h-4t) + 6td] / 12 = \\ &= 206,75 [2,28 - \operatorname{tg}(34,205 + 21,59)(4,2/2 - 2,28 \operatorname{tg} 34,205)] + \\ &+ 18,25 \cdot 1,15(4,2 - 0,6) [7,2(7,2 - 4 \cdot 0,6 + 6 \cdot 0,6 \cdot 1,2)] / 12 = 454,2 \end{aligned}$$

h^* за формулою (3.35)

$$h^* = [F_{sa,y} h / 3 + F_{sa,q} (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sa} =$$

$$[179,6 \cdot 7,2 / 3 + 27,15(7,2 - 1,32 - 5,88 / 2)] / 206,75 = 2,28$$

Підставляємо отримані дані у вихідну формулу

$$F_v = 614,34 \leq N_u = 0,9 \cdot 1169,26 / 1,2 = 876,95$$

Отже, міцність ґрунтової основи проти глибинного випору забезпечена.

3.4.5. Розрахунок основи підпірної стіни за деформаціями

Оскільки відсутні спеціальні технологічні вимоги, то розрахунок основи підпірної стіни за деформаціями проводимо виходячи з умови (3.36)

$$\left. \begin{array}{l} p \leq R \\ p_{\max} \leq 1,2R \end{array} \right\}$$

Знаходимо складові, які входять в цю формулу. Середній тиск під подошвою підпірної стіни p за формулою

$$p = \frac{F_v}{b} = \frac{606,58}{4,8} = 126,27$$

Розрахунковий опір ґрунту R за формулою (3.37)

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 4,8 \cdot 18,64 + 4,11 \cdot 1,2 \cdot 18,11 + 6,67 \cdot 17,88] = 290,94$$

Оскільки $e = 0,74 \leq b/6 = 4,8/6 = 0,80$, то максимальний тиск під подошвою стіни p_{\max} визначається за формулою (3.38)

$$p_{\max} = F_v (1 + 6e/b) / b$$

F_v - за формулою (3.28)

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av}^\gamma + E_{av}^q = 113,5 + 229,36 + 257,33 + 39,08 = 639,27 \quad E_{av}^\gamma \quad \text{за}$$

формулою (3.13)

$$E_{av}^\gamma = \sigma_{av}^\gamma (H - h_c) / 2$$

σ_{av}^γ за формулою (3.8)

$$\sigma_{av}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma c} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta)$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} \text{ за формулой (3.7)}$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma c} = \sigma_{ah}^{\gamma} - \sigma_{ah}^c = 39,42 - 6,72 = 32,70$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma} \text{ за формулой (3.1)}$$

$$\sigma_{ah}^{\gamma} = \gamma z \lambda_a = 18,25 \cdot 7,2 \cdot 0,3 = 39,42$$

$$\lambda_a \text{ за формулой (3.3)}$$

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(21,59 - 34,21)}{\cos 34,21 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(21,59 + 21,59) \sin(21,59 - 0)}{\cos(34,21 + 21,59) \cos(34,21 - 0)}} \right)} \right]^2 = 0,30$$

$$\sigma_{ah}^c \text{ за формулой (3.9)}$$

$$\sigma_{ah}^c = cK = 7 \cdot 0,96 = 6,72$$

$$K \text{ за формулой (3.10)}$$

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} 21,59} \left[\frac{\cos(34,21 + 21,59)}{\cos 34,21 \cos 0} - 0,30 \frac{\cos 34,21 \cos 0}{\cos(34,21 - 0)} \right] = 0,96$$

$$\varepsilon = \theta = 45 - \varphi / 2 = 45 - 21,59 / 2 = 34,21$$

$$h_c \text{ за формулой (3.14)}$$

$$h_c = \frac{6,72}{32,70} 7,2 = 0,21$$

$$F_{sa,q} \text{ за формулой (3.17)}$$

$$F_{sa,q} = E_{ah}^q = 3 \cdot 5,88 = 17,64$$

$$\sigma_{ah}^q \text{ за формулой (3.15)}$$

$$\sigma_{ah}^q = 10 \cdot 0,30 = 3$$

$$y_b \text{ за формулой (3.19)}$$

$$y_b = 7,2 - 1,32 = 5,88$$

$$y_a \text{ за формулой (3.21)}$$

$$y_a = \frac{1,8}{\operatorname{tg} 34,21 + \operatorname{tg} 34,21} = 1,32$$

E_{av}^q за формулою (3.18)

$$E_{av}^q = \sigma_{av}^q y_b$$

σ_{av}^q за формулою (3.16)

$$\sigma_{av}^q = \sigma_{ah}^q \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta)$$

σ_{ah}^q за формулою (3.15) $\sigma_{ah}^q = q\alpha_a$ (3.40)

ЗАВДАННЯ ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

Завдання № 1. Визначити розрахункове значення питомої ваги ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів для випадків, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції і коли зменшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції.

Номер варіанта	Значення γ					
1	18.4	18.6	17.8	17.5	18.2	17.0
2	19.4	19.6	18.8	18.7	18.2	19.0
3	18.5	18.7	18.8	17.1	18.9	18.0
4	17.7	18.2	17.9	19.1	18.4	16.9
5	19.1	18.6	19.3	18.5	18.8	19.6
6	18.7	18.6	18.2	17.5	18.5	18.0
7	19.6	19.6	18.9	18.7	18.6	17.0
8	18.7	18.7	19.0	17.1	18.8	18.0
9	17.9	18.2	17.9	19.1	18.8	16.9
10	19.5	18.6	19.1	18.5	19.3	19.6
11	18.4	18.0	17.8	17.7	18.2	17.5
12	19.4	19.5	18.8	18.4	18.2	19.3
13	18.5	18.1	18.8	17.8	18.9	18.8
14	17.7	18.8	17.9	19.2	18.4	17.7
15	19.1	18.6	19.3	18.5	18.8	19.8
16	18.4	18.6	17.7	17.5	18.0	17.8
17	19.4	19.6	18.4	18.7	17.0	18.8
18	18.5	18.7	17.8	17.1	18.0	18.8
19	17.7	18.2	19.2	19.1	16.9	17.9
20	19.1	18.6	18.5	18.5	19.6	19.3

21	18.2	17.0	18.4	18.0	18.7	18.6
22	18.2	19.0	19.4	19.5	19.6	19.6
23	18.9	18.0	18.5	18.1	18.7	18.7
24	18.4	16.9	17.7	18.8	17.9	18.2
25	18.8	19.6	19.1	18.6	19.5	18.6
26	18.6	17.7	17.5	17.5	18.2	19.6
27	19.6	18.4	18.7	18.7	18.2	18.7
28	18.7	17.8	17.1	17.1	18.9	18.2
29	18.2	19.2	19.1	19.1	18.4	18.6
30	18.6	18.5	18.5	18.5	18.8	18.6

Завдання № 2. Визначити розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів для випадків, коли їх збільшення погіршує умови роботи конструкції і коли їх зменшення погіршує умови роботи конструкції.

Номер варіанта	σ_i	τ_i					
1	100 кПа	70	72	74	68	66	75
	200 кПа	100	105	98	103	110	95
	300 кПа	130	125	134	128	136	127
2	100 кПа	65	67	69	63	61	70
	200 кПа	95	100	93	98	105	90
	300 кПа	125	120	129	123	131	122
3	100 кПа	75	77	79	73	71	80
	200 кПа	105	110	103	108	115	100
	300 кПа	135	130	139	133	141	132
4	100 кПа	72	79	81	75	73	83
	200 кПа	107	112	105	110	117	102
	300 кПа	137	132	141	135	143	135
5	100 кПа	74	76	78	72	70	79
	200 кПа	104	109	102	107	114	99
	300 кПа	134	129	138	132	140	131
6	100 кПа	76	78	80	74	72	81
	200 кПа	106	111	104	109	116	101
	300 кПа	136	131	140	134	140	133
7	100 кПа	78	80	82	76	74	83

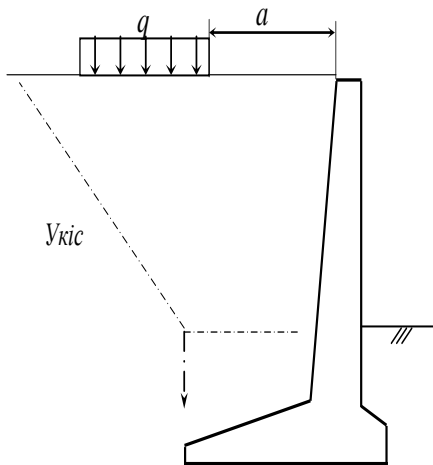
	200 кПа	108	113	106	111	118	103
	300 кПа	138	133	142	136	144	135
8	100 кПа	68	70	72	66	64	73
	200 кПа	98	103	96	101	108	93
	300 кПа	128	123	132	126	134	125
9	100 кПа	66	68	70	64	62	71
	200 кПа	96	101	94	99	106	91
	300 кПа	126	121	130	124	132	123
10	100 кПа	64	66	68	60	58	67
	200 кПа	92	99	92	97	104	89
	300 кПа	124	119	128	122	130	121
11	100 кПа	75	77	79	72	70	79
	200 кПа	105	110	103	107	114	99
	300 кПа	135	130	139	132	140	131
12	100 кПа	72	79	81	74	72	81
	200 кПа	107	112	105	109	116	101
	300 кПа	137	132	141	134	140	133
13	100 кПа	74	76	78	73	71	80
	200 кПа	104	109	102	108	115	100
	300 кПа	134	129	138	133	141	132
14	100 кПа	76	78	80	75	73	83
	200 кПа	106	111	104	110	117	102
	300 кПа	136	131	140	135	143	135
15	100 кПа	68	70	72	64	62	71
	200 кПа	98	103	96	99	106	91
	300 кПа	128	123	132	124	132	123
16	100 кПа	75	77	79	75	73	83
	200 кПа	105	110	103	110	117	102
	300 кПа	135	130	139	135	143	135
17	100 кПа	72	79	81	72	70	79
	200 кПа	107	112	105	107	114	99
	300 кПа	137	132	141	132	140	131
18	100 кПа	74	76	78	74	72	81
	200 кПа	104	109	102	109	116	101
	300 кПа	134	129	138	134	140	133
19	100 кПа	76	78	80	76	74	83
	200 кПа	106	111	104	111	118	103

	300 кПа	136	131	140	136	144	135
20	100 кПа	78	80	82	66	64	73
	200 кПа	108	113	106	101	108	93
	300 кПа	138	133	142	126	134	125
21	100 кПа	68	70	72	64	62	71
	200 кПа	98	103	96	99	106	91
	300 кПа	128	123	132	124	132	123
22	100 кПа	66	68	70	60	58	67
	200 кПа	96	101	94	97	104	89
	300 кПа	126	121	130	122	130	121
23	100 кПа	64	66	68	72	70	79
	200 кПа	92	99	92	107	114	99
	300 кПа	124	119	128	132	140	131
24	100 кПа	75	77	79	74	72	81
	200 кПа	105	110	103	109	116	101
	300 кПа	135	130	139	134	140	133
25	100 кПа	72	79	81	73	71	80
	200 кПа	107	112	105	108	115	100
	300 кПа	137	132	141	133	141	132
26	100 кПа	74	76	78	75	73	83
	200 кПа	104	109	102	110	117	102
	300 кПа	134	129	138	135	143	135
27	100 кПа	76	78	80	64	62	71
	200 кПа	106	111	104	99	106	91
	300 кПа	136	131	140	124	132	123
28	100 кПа	68	70	72	73	71	80
	200 кПа	98	103	96	108	115	100
	300 кПа	128	123	132	133	141	132
29	100 кПа	72	70	79	75	77	79
	200 кПа	107	114	99	105	110	103
	300 кПа	132	140	131	135	130	139
30	100 кПа	75	73	83	72	79	81
	200 кПа	110	117	102	107	112	105
	300 кПа	135	143	135	137	132	141

Завдання № 3. Визначити стійкість укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання. Характеристики ґрунту в укосі взяти за результатами обчислень, виконаних в задачах № 1, і № 2.

Варіант	Висота укосу, <i>H</i> , м	Довжина укосу, <i>L</i> , м	Варіант	Висота укосу, <i>H</i> , м	Довжина укосу, <i>L</i> , м	Варіант	Висота укосу, <i>H</i> , м	Довжина укосу, <i>L</i> , м
1	8.5	12.0	11	6.0	9.0	21	9.0	13.1
2	9.0	13.0	12	9.0	12.4	22	7.0	10.2
3	7.0	10.0	13	8.0	10.8	23	6.0	8.8
4	6.0	9.0	14	7.0	11.6	24	5.0	7.2
5	9.0	13.5	15	6.0	8.8	25	6.0	8.1
6	8.0	10.0	16	6.0	9.2	26	8.5	12.0
7	9.0	12.5	17	9.0	12.4	27	9.0	12.0
8	9.0	12.0	18	6.0	9.5	28	7.0	9.0
9	7.0	11.0	19	8.0	10.8	29	6.0	8.5
10	5.0	7.0	20	9.0	14.2	30	9.0	10.0

Завдання № 4. Виконати розрахунки основи підпірної стінки за I-ю і II-ю групами граничних станів.



Конструкцію підпірної стінки прийняти з урахуванням вихідних даних до задачі № 6. Задню грань підшви підпірної стінки розміщувати на вертикальній осі, яка проходить через нижню точку укусу. Вихідні дані наведено в таблиці.

Характеристики природного ґрунту та ґрунту зворотньої засипки взяти за результатами обчислень, виконаних в задачах № 1, і № 2.

№ варіанта	Навантаження q , кПа	Відстань a , м	№ варіанта	Навантаження q , кПа	Відстань a , м
1	20	2,5	16	20	1,5
2	15	3,0	17	15	3,0
3	10	1,5	18	10	1,5
4	25	1,5	19	25	2,5
5	30	2,5	20	30	3,0
6	35	3,0	21	35	3,0
7	10	3,0	22	10	1,5
8	20	2,5	23	20	1,0
9	20	1,0	24	15	1,0
10	15	1,0	25	10	1,5
11	10	1,5	26	25	3,5
12	25	3,5	27	30	2,0
13	30	2,0	28	35	1,0
14	35	1,0	29	10	1,0
15	10	1,0	30	20	1,5