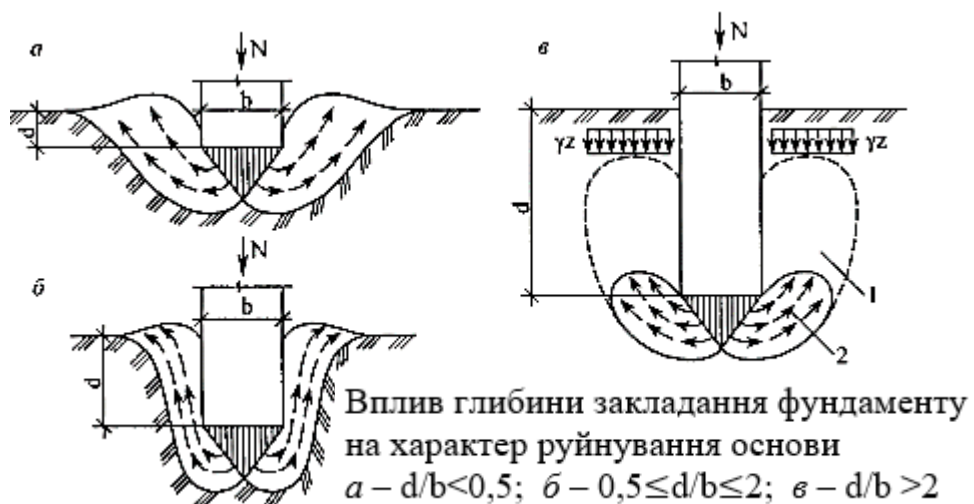


## ГЕОЛОГІЯ, МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
ДО ПРАКТИЧНИХ РОБІТ І САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ З ДИСЦИПЛІНИ  
«ГЕОЛОГІЯ, МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ»



УДК 624/131/1(075.8)

I73

Укладач:

Бакалов Валерій Григорович, кандидат технічних наук, доцент кафедри хімії, технологій та фармації Національного університету «Чернігівський колегіум» імені Т.Г. Шевченка

**Бакалов В.Г.**

I73 Геологія, механіка ґрунтів, основи і фундаменти. Методичні вказівки до практичних робіт і самостійної роботи з дисципліни «Геологія, механіка ґрунтів, основи і фундаменти» / укладач: Бакалов В.Г. Чернігів: НУЧК, 2023, 57 с.

Затверджено вченою радою природничо-математичного факультету Національного університету «Чернігівський колегіум» імені Т.Г. Шевченка, протокол №6 від 29.12.2023 р.

#### **Рецензенти:**

кандидат педагогічних наук, завідувач кафедри математики та економіки Національного університету «Чернігівський колегіум» імені Т.Г. Шевченка, доцент  
**Філон Лідія Григорівна**

кандидат технічних наук, професор кафедри технологій зварювання та будівництва Національного університету «Чернігівська політехніка», професор  
**Кайдаш Михайло Дмитрович**

Методичні рекомендації складено для здобувачів освіти, які навчаються за освітньо-професійною програмою Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології першого (бакалаврського) рівня вищої освіти. Наведено короткі теоретичні відомості по геології, механіки ґрунтів, основи і фундаменти та приклади розв'язання задач, задачі для самостійного розв'язування.

Завдання до практичних робіт запропоновані відповідно до змісту ОП Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології, що дозволить забезпечити організацію ефективної індивідуальної роботи студентів.

## ЗМІСТ

	С.
ВСТУП .....	4
<b>Розділ 1 Геологія, механіка ґрунтів .....</b>	<b>5</b>
1 Визначення різновидів піщаних ґрунтів .....	5
2 Визначення різновидів глинистих ґрунтів .....	7
3 Визначення тину ґрунтових умов за просіданням .....	9
4 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів і їх класифікаційних характеристик .....	12
<b>Розділ 2 Основи і фундаменти .....</b>	<b>19</b>
5 Визначення осідання фундаменту мілкого закладання .....	19
6 Визначення несучої здатності основ при вертикальному навантаженні ...	25
7 Визначення глибини закладення фундаментів з умови сезонного промерзання ґрунту .....	27
8 Розрахунок огороження стін котлованів .....	29
9 Визначення несучої здатності основ на зсув по подошві .....	32
10 Розрахунок стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання .....	35
11 Визначення розмірів подошви фундаментів мілкого закладання .....	39
12 Перевірка слабкого підстильного шару .....	50
13 Визначення несучої здатності забивної висячої палі .....	53
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....</b>	<b>57</b>

## ВСТУП

Будь-яке нове будівництво, а також реконструкція існуючої забудови, потребує детального вивчення ґрунтів будівельного майданчику, а також прийняття економічного і технологічного рішення з улаштування або підсилення фундаментів.

Будівництво великих і важких споруд, що передають на основу значні навантаження, а також все більш часте використання під забудову територій з несприятливими гідро-геологічними умовами потребує від будівельників знань і навичок в галузі фундаментобудування.

Фундаменти складають значну частку як в загальній вартості будівельно монтажних робіт (від 5–10% до 20%), так і в загальних витратах залізобетону на будівлю або споруду (15–20% для промислових об'єктів), що свідчить про важливість економічного аспекту при їх проектуванні.

Проектування основ і фундаментів будь-якого об'єкта виконується з урахуванням особливостей будівельного майданчику, конструктивного рішення надфундаментної частини будівлі, експлуатаційних вимог до об'єкта. У результаті проектування і улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для рішення якої фахівець повинен володіти необхідними знаннями з інженерної геології, механіки ґрунтів, проектування і розрахунок основи і фундаменту.

Необхідною умовою успішного оволодіння дисципліною є виконання завдань, які виконуються на практичних заняттях і самостійно. У методичних вказівках сформульовані типові багатоваріантні задачі та приведені приклади їх розв'язування.

Методичні вказівки складені на базі методичних матеріалів наведених в списку використаних джерел.

Кожний параграф має коротку теоретичну частину по темі занять, далі наведені приклади і завдання.

На практичних заняттях спочатку вивчається теоретична частина і студенти відповідають на питання викладача. Далі на заняттях вивчаються наведені приклади і тільки після того студенти приступають до вирішення індивідуальних задач. Студенти, які не встигли виконати індивідуальну задачу під час занять, виконують її дома самостійно і здають звіти рішень задач викладачу на наступному занятті.

Методичні вказівки відповідають діючій робочій програмі з дисципліни геологія, механіка ґрунтів, основи і фундаменти, призначеній для здобувачів освіти, які навчаються за освітньо-професійною програмою Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології першого (бакалаврського) рівня вищої освіти.

# РОЗДІЛ 1 ГЕОЛОГІЯ, МЕХАНІКА ГРУНТІВ

## 1 Визначення різновидів піщаних ґрунтів

*Мета заняття:* навчитися визначати різновид піщаних ґрунтів.

### Короткі теоретичні відомості

Класифікацію піщаних ґрунтів виконують згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96. „Ґрунти. Класифікація” [1]. При визначенні повної назви піщаних ґрунтів необхідно класифікувати їх за гранулометричним складом, коефіцієнтом пористості  $e$  і коефіцієнтом водонасичення  $S_r$ .

Гранулометричним (зерновим) складом ґрунту називається ваговий вміст в ґрунті частинок різної крупності, виражений у відсотках (%) відносно до маси проби сухого ґрунту, взятого для аналізу.

Визначення гранулометричного складу полягає в розділенні ґрунту на фракції (групи частинок близьких за крупністю) і визначенні їх відсоткового вмісту.

Гранулометричний склад пісків визначають ситовим методом. Стандартний набір сит для визначення різновидів пісків включає сита з діаметрами отворів 2; 1; 0,5; 0,25; 0,1 мм.

Різновид піску за гранулометричним складом встановлюють послідовним підсумовуванням вмісту частинок більших від даного діаметра - спочатку крупніших за 2 мм, потім - 0,5; 0,25; 0,1 мм та порівняння вмісту з класифікаційними критеріями (табл. 1.1). Назву приймають за першою задовольняючою ознакою.

Назва пісків інколи доповнюється ступенем неоднорідності гранулометричного складу.

Таблиця 1.1 - Класифікація пісків за гранулометричним складом ([1] табл. Б10)

Різновид пісків	Розмір зернин, часток $d$ , мм	Вміст зернин, часток, у % за масою
Гравіюватий	>2,00	>25
Крупний	>0,50	>50
Середньої крупності	>0,25	>50
Дрібний	>0,10	>75
Пилуватий	>0,10	<75

Піски також класифікують залежно від коефіцієнта пористості (табл. 1.2) і коефіцієнтом водонасичення (табл. 1.3).

Таблиця 1.2 - Класифікація пісків коефіцієнтом пористості ([1] табл. Б18)

Різновид піску	Коефіцієнт пористості $e$		
	Піски гравіюваті, крупні та середньої крупності	Піски дрібні	Піски пилуваті
Щільний	<0,55	<0,60	<0,60
Середньої щільності	0,55 – 0,70	0,60 – 0,75	0,60-0,80
Пухкий	>0,70	>0,75	>0,80

Таблиця 1.3 - Класифікація пісків за коефіцієнтом водонасичення ([1] табл. Б17)

Різновид ґрунтів	Коефіцієнт водонасичення $S_r$ д.о.
Малого ступеню водонасичення	$0,00 < S_r < 0,50$
Середнього ступеню водонасичення	$0,50 < S_r < 0,80$
Насичені водою	$S_r > 0,80$

Коефіцієнтом пористості  $e$  називають відношення об'єму пор в зразку ґрунту до об'єму твердих частинок ґрунту. Коефіцієнтом водонасичення  $S_r$  називають ступінь заповнення пор водою.

Для чого обчислюють значення  $e$  і  $S_r$ ,

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W),$$

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

де  $\rho_s$  - щільність частинок ґрунту, г/см<sup>3</sup>;

$\rho_d$  - щільність фунту, г/см<sup>3</sup>;

$W$  - вологість фунту, в частках одиниці, г/см<sup>3</sup>;

$\rho_w$  - щільність води, г/см<sup>3</sup>;

**Приклад 1.** Необхідно визначити повну назву піщаного ґрунту, якщо є фізико-механічні характеристики фунту.

Таблиця 1.4 - Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % за крупністю									Фізико-механічні характеристики				
	10÷2	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$W$ , %	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
1	-	20,1	25,7	32,4	12,5	9,3	-	-	-	2,6	1,93	24,3	35	1

Це незв'язний фунт, в складі якого є 78,2% частинок крупніших 0,25 мм (20,1+25,7+32,4=78,2%>50%). Згідно з табл.1.1 визначаємо, що ґрунт - **пісок середньої крупності**.

Вираховуємо коефіцієнт пористості  $e$

$$e = \frac{2,6}{1,93} (1 + 0,243) = 0,67$$

Згідно з табл. 1.2 визначаємо, що пісок середньої крупності, буде **середньої щільності** ( $0,55 \leq e = 0,67 \leq 0,70$ ).

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення  $S_r$

$$S_r = \frac{0,243 \cdot 2,6}{0,67 \cdot 1,00} = 0,94$$

Згідно з таблиці 3 пісок середньої крупності є **насиченим водою** ( $0,8 < S_r = 0,94 \leq 1,0$ ).

Остаточна назва ґрунту: **пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою**.

**Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається (табл.1.5) по остання цифрі залікової книжки (цифра **0** – обирати **10**).

Таблиця 1.5 - Варіанти піщаних фунтів

№ варіанту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % за крупністю									Фізико-механічні характеристики				
	10÷2	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	$\varphi$ , град	c, кПа
1.	—	5	8,0	12,0	32,0	25,0	10,0	8,0	—	2,65	1,90	11,1	26	2
2.	—	1,0	3,0	16,5	18,5	24,0	27,5	9,5	—	2,65	1,97	15,4	32	—
3.	5,0	11,0	14,0	27,0	12,0	13,5	11,0	6,5	—	2,67	2,02	14,0	26	2
4.	—	1,0	3,0	6,5	23,5	29,0	22,5	14,5	—	2,75	1,97	12,4	35	1
5.	5,0	7,0	12,0	27,0	25,0	12,0	7,0	3,5	1,5	2,76	2,05	13,7	33	—
6.	—	2,0	8,0	12,0	35,0	23,0	10,0	8,0	2,0	2,67	2,01	14,9	28	—
7.	5,0	12,0	17,0	27,0	15,0	12,0	7,0	3,4	1,6	2,56	2,05	14,7	38	2
8.	4,0	23,0	28,9	29,0	4,8	4,0	4,0	2,3	—	2,66	2,08	10,0	38	—
9.	2,0	4,5	5,0	24,5	28,5	25,5	8,5	3,5	—	2,63	1,92	16,8	28	—
10.	2,0	15,0	13,0	28,0	10,0	14,0	14,0	4,0	—	2,60	1,97	14,0	34	—

## 2 Визначення різновидів глинистих ґрунтів

*Мета заняття:* навчитися визначати різновид глинистих ґрунтів.

### Короткі теоретичні відомості

Глинистими називаються зв'язні мінеральні ґрунти, що мають число пластичності  $I_p \geq 1$ . Різновиди глинистих ґрунтів визначають за їх пластичністю і консистенцією згідно з ДСТУ Б В.2.1 -2-96. „ґрунти. Класифікація” [1].

Показниками пластичності є: межа текучості  $W_L$  межа розкочування  $W_p$  і число пластичності  $I_p$ . Показником консистенції є показник текучості  $I_L$ .

Межа текучості  $W_L$  - це вологість ґрунту в момент його переходу з пластичного стану в текучий.

Межа розкочування  $W_p$  - це вологість ґрунту в момент переходу з твердого стану в пластичний.

Числом пластичності  $I_p$  називають різницю між вологостями, які відповідають межі текучості і межі розкочування.

Для визначення різновиду глинистого ґрунту обчислюють число пластичності і показник текучості і за табл. 2.1 і табл. 2.2 визначають назву глинистого ґрунту

$$I_p = I_L - I_p; \quad (3)$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (4)$$

Таблиця 2.1- Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності ([1] табл. Б11)

Різновид ґрунту	Число пластичності $I_p$ , %
Супісок	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Таблиця 2.2 - Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості ([1] табл. Б14)

Різновид ґрунтів	Показник текучості	Різновид ґрунтів	Показник текучості
Супісок:		Суглинки та глини:	
Твердий	$I_L < 0,00$	Тверді	$I_L \leq 0,00$
Пластичний	$0,00 < I_L < 1,00$	Напівтверді	$0,00 \leq I_L \leq 0,25$
Текучий	$I_L > 1,00$	Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$
		М'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$
		Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1,00$
		Текучі	$I_L > 1,00$

**Приклад 1.** Необхідно визначити різновид глинистого ґрунту, якщо є фізико-механічні характеристики ґрунту.

Таблиця 2.3 - Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ ґрунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту						
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	$\varphi$ , град.	c, кПа
1	2,57	1,95	26,3	29,0	21,0	16	46

Вирахуємо число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 29 - 21 = 8\%.$$

Згідно з таблиці 6 визначаємо, що ґрунт - суглинок ( $7 < I_P = 8 \leq 17$ ).

Вирахуємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{26,3 - 21}{29 - 21} = 0,66.$$

Згідно з табл. 2.2 визначаємо, що суглинок називається м'якопластичним ( $0,5 < I_L = 0,66 < 0,75$ ).

Вирахуємо коефіцієнт пористості  $e$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,57}{1,95} (1 + 0,263) - 1 = 0,66$$

Вирахуємо коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,57 \cdot 0,263}{0,66 \cdot 1,00} = 1,0$$

Остаточна назва ґрунту: **суглинок м'якопластичний.**



### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається (табл.2.4) по остання цифрі залікової книжки (цифра **0** – обирати **10**).

Таблиця 2.4 - Варіанти характеристик глинистих фунтів для самостійної роботи

№ варіанту	Фізико-механічні характеристики ґрунту						
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	$\varphi$ , град.	c, кПа
1	2,67	1,90	26,3	27,0	21,0	12	12
2	2,70	1,90	29,0	30,0	19,0	18	40
3	2,71	1,92	30,0	41,0	24,0	20	28
4	2,71	1,89	25,8	26,9	20,0	24	13
5	2,72	1,88	33,9	35,0	23,0	16	14
6	2,73	1,96	29,2	53,2	31,3	17	15
7	2,72	1,71	21,0	31,0	19,0	20	10
8	2,71	1,85	24,0	35,0	22,0	14	14
9	2,68	1,83	29,3	31,0	22,5	19	60
10	2,69	1,95	23,5	35,0	22,0	16	15

### 3 Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

*Мета заняття:* навчитися визначати тип ґрунтових умов за просіданням.

#### Короткі теоретичні відомості

Специфічною особливістю просідаючих ґрунтів є те, що знаходячись в напруженому стані від зовнішнього навантаження і власної ваги, або тільки власної ваги, при замочуванні водою вони додатково деформуються. Ці додаткові деформації називаються просіданням. Деформації просідання враховуються лише при величині відносного просідання ґрунтів  $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ .

Ґрунтові умови будівельних майданчиків, складених просідаючими ґрунтами, залежно від величини можливого просідання під власною вагою при замочуванні діляться на:

I - тип - просідання від власної ваги відсутнє або не перевищує 5 см ( $S_{sl} \leq 5$  см);

II - тип - просідання від власної ваги перевищує 5 см ( $S_{sl} > 5$  см).

**Приклад 1.** Визначити тип ґрунтових умов будівельного майданчика, якщо на ньому до глибини 5 м залягає лесовидний супісок, а нижче до глибини 11м - лесовидний суглинок.

Характеристики ґрунтів наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 - Таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ІГЕ	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску $p$ , кПа			Товщина, м
						100	200	300	
ІГЕ-1	2,70	1,58	10,0	18,0	12,0	0,02	0,03	0,04	5,0
ІГЕ-2	2,69	1,61	11,0	27,0	15,0	0,008	0,013	0,018	6,0

Для визначення типу ґрунтових умов за просіданням визначимо можливе просідання просідаючої товщі від власної ваги ґрунту при його замочуванні до  $S_r = 0,8$  для чого:

1. Визначаємо назву ґрунтів за числом пластичності  $I_p$  та показником текучості  $I_L$ .
2. За даними значень  $\varepsilon_{sl} = f(p)$  будемо графіки (рис.3.1 і рис.3.2).

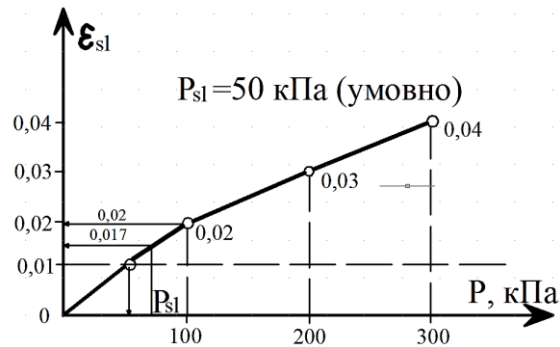


Рисунок 3.1 – Графік залежності  $\varepsilon_{sl} = f(p)$  для ІГЕ-1

3. Просідаючу ґрунтову товщу ділимо на розрахункові шари товщиною  $h_i \leq 2$  м. Окремий розрахунковий шар не повинен знаходитись в двох інженерно-геологічних елементах.

4. Ґрунти будуть просідати в замоченому стані, тобто коли  $S_r \geq 0,8$ . Тому визначаємо питому вагу ґрунтів при  $S_r = 0,8$ .

Коефіцієнти пористості ґрунту ІГЕ-1 і ІГЕ-2 у природному стані вологість замочених ґрунтів  $W_{sat}$  і їх питома вага  $\gamma_{sat}$ :

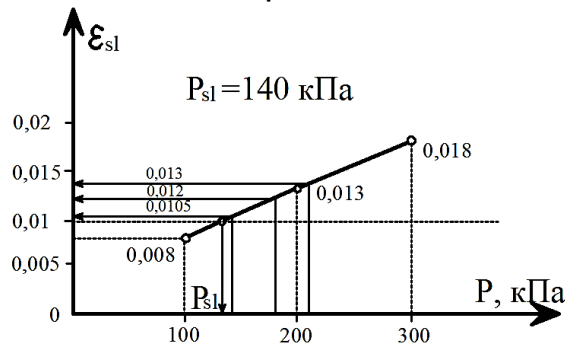


Рисунок 3.2 – Графік залежності  $\varepsilon_{sl} = f(p)$  для ІГЕ-2

Для ІГЕ-1:

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,70}{1,58} (1 + 0,1) - 1 = 0,88$$

- вологість замоченого ґрунту

$$W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,88 \cdot 1,0}{2,7} = 0,261$$

- питома вага замоченого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1+W} (1 + W)g = \frac{1,58}{1+0,1} (1 + 0,261)10 = 21,9 \text{ кН/м}^3.$$

Для ІГЕ-1:

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = \frac{2,69}{1,61} (1 + 0,11) - 1 = 0,85$$

- вологість замоченого ґрунту

$$W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,85 \cdot 1,0}{2,69} = 0,253$$

- питома вага замоченого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{1,61}{1+0,11} (1 + 0,253) 10 = 18,2 \text{ кН/м}^3.$$

5. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, які виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижній межі кожного розрахункового шару

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i \text{ (табл. 3.2).}$$

6. Визначаємо напруження в середині кожного розрахункового шару  $\sigma_{zg,sat,i}$ .

7. З графіків  $\varepsilon_{sl}=f(\sigma_{zg,sat,i})$  (рис.3.1 і рис.3.2) визначаємо початковий тиск просідання  $p_{sl}$  відповідного ІГЕ і відносне просідання  $\varepsilon_{sl,i}$  для кожного розрахункового шару. Якщо  $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$  (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску просідання  $p_{sl}$  відповідного ІГЕ), то ґрунт в розрахунковому шарі вважаємо при цьому тиску непросідаючим.

8. Визначаємо просідання  $S_{sl,i}$  кожного розрахункового шару просідаючої товщі:  $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}$ ,

де  $k_{sl,i} = 1,0$  при визначенні просідання від власної ваги ґрунту.

9. Визначаємо загальне просідання всієї товщі за формулою

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i}.$$

Подальші розрахунки проводимо у табличній формі (табл.3.2).

Таблиця 3.2 - Довизначення типу ґрунтових умов за просіданням

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	Питома вага замоченого ґрунту $\gamma_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	Товщина розрахункового шару $h_i$ , м	$\sigma_{zg,sat}$ , кПа	$\sigma_{zg,sat,i}$ , кПа	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$ , м
ІГЕ-1	Супісок	5,0	21,9	2,0	43,8	21,9	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	86,7	65,3	0,017	0,034
				1,0	109,5	98,1	0,020	0,020
ІГЕ-2	Суглинок	6,0	18,2	2,0	145,9	127,7	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	182,3	164,1	0,012	0,024
				2,0	218,7	200,5	0,013	0,026
								0,102

Просідання всієї товщі  $S_{sl} = 0,102 \text{ м} = 10,2 \text{ см} > 5 \text{ см}$ . Отже, ґрунтові умови відносяться до II-го типу за просіданням.

### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається (табл.3.3) по остання цифрі залікової книжки (цифра **0** – обирати **10**).

Таблиця 3.3 - Варіанти глинистих просідаючих ґрунтів

№ варіанту	№ ПЕ	Фізико-механічні характеристики ґрунтів								
		$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	Товщина ґрунтів, м	Відносне просідання $\epsilon_{sl}$ при тиску $p$ , кПа		
								100	200	300
1	ПЕ-1	2,70	1,33	10,0	31,0	20,0	5,0	0,093	0,101	0,119
	ПЕ-2	2,70	1,69	17,4	40,0	23,0	5,9	0,003	0,009	0,014
2	ПЕ-1	2,76	1,43	8,0	26,0	18,0	4,9	0,07	0,09	0,108
	ПЕ-2	2,67	1,57	6,9	32,0	17,0	6,0	0,003	0,018	0,023
3	ПЕ-1	2,74	1,51	8,3	36,0	22,0	4,8	0,048	0,072	0,089
	ПЕ-2	2,71	1,66	12,5	29,1	18,0	6,1	0,010	0,012	0,016
4	ПЕ-1	2,68	1,53	17,6	36,4	20,0	4,6	0,062	0,091	0,105
	ПЕ-2	2,72	1,47	10,6	42,0	24,0	6,2	0,009	0,017	0,027
5	ПЕ-1	2,68	1,60	12,9	48,0	26,0	4,2	0,018	0,029	0,042
	ПЕ-2	2,74	1,79	17,0	34,0	22,0	5,8	0,010	0,011	0,015
6	ПЕ-1	2,76	1,43	8,0	28,0	16,5	4,3	0,077	0,099	0,106
	ПЕ-2	2,74	1,79	17,0	34,0	18,0	5,6	0,005	0,006	0,011
7	ПЕ-1	2,67	1,57	6,9	32,0	17,0	4,5	0,013	0,018	0,023
	ПЕ-2	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	5,4	0,004	0,011	0,016
8	ПЕ-1	2,70	1,62	15,5	27,9	16,8	4,7	0,020	0,025	0,030
	ПЕ-2	2,76	1,43	8,0	28,0	15,5	5,5	0,008	0,013	0,018
9	ПЕ-1	2,74	1,79	17,0	34,0	18,0	5,1	0,050	0,060	0,080
	ПЕ-2	2,68	1,72	15,6	23,8	17,8	5,9	0,011	0,013	0,016
10	ПЕ-1	2,68	1,82	16,2	24,2	18,0	5,2	0,019	0,027	0,034
	ПЕ-2	2,68	1,57	6,9	32,0	18,0	5,8	0,009	0,018	0,028

#### 4 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів і їх класифікаційних характеристик

*Мета заняття:* за даними інженерно-геологічних вишукувань визначити типи ґрунтів, їх якісні та кількісні характеристики та класифікаційні ознаки. Побудувати фрагмент інженерно-геологічного розрізу.

##### Короткі теоретичні відомості

Вихідними даними для аналізу інженерно-геологічних (ґрунтових) умов будівельного майданчика є відомості про склад ґрунтової товщі з частковим визначенням фізико-механічних характеристик.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика вміщує побудову геологічного розрізу та якісну характеристику ґрунтової товщі, вказівку про наявність ґрунтових вод і можливу зміну їх рівня, попередню оцінку придатності тих чи інших шарів ґрунту як природних основ.

У вихідних даних надані для кожного шару ґрунтової товщі такі відомості:

- найменування ґрунту, візуально визначене геологом;
- потужність шару;

- фізичні характеристики кожного шару ґрунту, що визначаються дослідним шляхом;

- для одного або двох шарів товщі характеристики міцності ( $c$  і  $\varphi$ ) та результати випробування штампом з метою визначення модуля деформації  $E$ ;

- відмітка рівня ґрунтових вод від поверхні ґрунту.

За даними інженерно-геологічних вишукувань визначають типи ґрунтів та їх якісні характеристики відповідно до [2-4].

Визначають кількісні характеристики ґрунтів та їх класифікаційні ознаки згідно з [2-4].

Характеристики ґрунтів поділяються на фізичні та механічні. Фізичні характеристики визначають стан ґрунту у природі, а механічні - поведінку ґрунту під навантаженням.

Можна виділити дві групи фізичних характеристик:

а) *Визначаються лише дослідним шляхом:*

$\gamma$  – питома вага ґрунту в природному стані,  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma_s$  – питома вага ґрунту в абсолютно щільному стані або питома вага частинок ґрунту,  $\text{кН/м}^3$ ;

$W$  – вологість ґрунту в природному стані, %;

$W_L$  – вологість ґрунту на межі текучості, %;

$W_p$  – вологість ґрунту на межі пластичності, %;

$k_f$  – коефіцієнт фільтрації.

б) *Обчислені характеристики:*

1. Число пластичності  $I_p$ , яке являє собою різницю вагових вологостей на межі текучості,  $W_L$ , та межі пластичності,  $W_p$  і характеризує ступінь глинистості:

$$I_p = W_L - W_p, \quad (4.1)$$

поділяють на глини ( $I_p > 0,17$ ), суглинки ( $0,07 < I_p \leq 0,17$ ) та супіски ( $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ ).

2. Показник текучості  $I_L$ , який являє собою відношення різниці вологостей в природних умовах  $W$  і на межі пластичності до числа пластичності і характеризує природний стан за консистенцією:

$$I_L = (W - W_p) / I_p. \quad (4.2)$$

Різновиди глинистих ґрунтів в залежності від показника текучості:

- для супісків:

тверді -  $I_L < 0$ ;

пластичні -  $0 \leq I_L \leq 1,0$ ;

текучі -  $I_L > 1,0$ ;

- для суглинків та глин:

тверді -  $I_L < 0$

напівтверді -  $0 \leq I_L \leq 0,25$ ;

тугопластичні -  $0,25 < I_L \leq 0,50$ ;

м'якопластичні -  $0,50 < I_L \leq 0,75$ ;

текучопластичні -  $0,75 < I_L \leq 1,00$ ;

текучі -  $I_L > 1,00$ .

3. Пористість і коефіцієнт пористості.

Пористість  $n$  - об'єм пор в одиниці об'єму ґрунту ( $n < 1$ ):

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \quad (4.3)$$

де  $\gamma_d$  - питома вага сухого ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;

Для кожного типу ґрунту (як глинистих, так і піщаних) визначають коефіцієнт пористості в природному стані

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1, \quad (4.4)$$

де  $\gamma_s$ ,  $\gamma$  – питома вага відповідно частинок ґрунту та ґрунту у природному стані, кН/м<sup>3</sup>;

$W$ - природна вологість в частках одиниці.

Розрізняють наступні види піщаного ґрунту за щільністю складення (за коефіцієнтом пористості  $e$ ):

- піски гравійні, крупні, середньої крупності:

щільні -  $e < 0,55$ ;

середньої щільності -  $0,55 \leq e \leq 0,70$ ;

пухкі -  $e > 0,70$ ;

- піски дрібні:

щільні -  $e < 0,60$ ;

середньої щільності -  $0,60 \leq e \leq 0,75$ ;

пухкі -  $e > 0,75$ ;

- піски пилюваті:

щільні -  $e < 0,60$ ;

середньої щільності -  $0,60 \leq e \leq 0,80$ ;

пухкі -  $e > 0,80$ .

4. Ступінь вологості  $S_r$  - ступінь заповнення пор водою.

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}, \quad (4.5)$$

де  $\gamma_w$  – питома вага води ( $\gamma_w = 10$  кН/м<sup>3</sup>).

Великоуламкові та піщані ґрунти за ступенем вологості  $S_r$  підрозділяються на такі різновиди:

- маловологі (малого ступеня вологості):  $0 < S_r \leq 0,5$ ;

- вологі (середнього ступеня вологості):  $0,5 < S_r \leq 0,8$ ;

- насичені водою (насичені водою):  $0,8 < S_r \leq 1,0$ .

5. Питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води  $\gamma_{sb}$  (кН/м<sup>3</sup>):

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (4.6)$$

6. Питома вага сухого ґрунту  $\gamma_d$  (кН/м<sup>3</sup>):

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}. \quad (4.7)$$

Серед обчислених фізичних характеристик варто відмітити класифікаційні, тобто такі, за якими ґрунти мають певну класифікацію. Це число пластичності та показник текучості для глинистих ґрунтів та коефіцієнт пористості та ступінь вологості для піщаних ґрунтів.

Механічні характеристики ґрунтів:

а) деформаційні:

1. модуль загальної деформації  $E$  (МПа):

- для ґрунтів, які випробовувались штампом, визначають на прямолінійному відрізку графіка деформування

$$E = \frac{\Delta p \cdot A}{\Delta S \cdot d} (1 - \nu^2), \quad (4.8)$$

де  $p$  – тиск на основу, МПа;

$A = 0,5 \text{ м}^2$  – площа стандартного штампа;

$S$  - осідання штампа, м;

$d$  – діаметр штампа, м ( $d = 1,13 \sqrt{A}$ );

$\nu$  - коефіцієнт Пуассона;

- для решти ґрунтів по табл. додатку В.1 [3].

2. Коефіцієнт Пуасона  $\nu$ . При відсутності значення у вихідних даних рекомендовано приймати наступні значення: для піщаних ґрунтів та супісків – 0,3, для суглинків – 0,35 та для глин - 0,42.

б) міцнісні:

1. Питоме зчеплення  $c$  (кПа), якщо значення не наведено в таблиці з вихідними даними, то визначають по табл. додатку В.1 [3].

2. Кут внутрішнього тертя  $\phi$  (град.), якщо значення не наведено в таблиці з вихідними даними, то визначають по табл. додатку В.1 [3].

Також для ґрунтів визначається початковий розрахунковий опір основи  $R_0$  за табл. додатку Е.1÷Е.6 [3].

Результати проведених обчислень оформляються згідно прикладу розрахунків. Необхідно також виконати побудову геологічного розрізу будівельного майданчику.

### Приклад 1.

Таблиця 4.1 - Вихідні дані

Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_{\text{п}}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{с}}$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коефіцієнт Пуассона, $\nu$	Дані випробування ґрунту квадратним штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
				W	$W_L$	$W_p$	$\phi_{\text{п}}$ , град	$c_{\text{п}}$ , кПа		$p$ , кПа	$S$ , м
Рослинний шар	0,5–0,9	16,2	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	8,6–9,6	16,8	26,7	0,18	0,28	0,17	-	-	0,36	-	-
Пісок пилуватий	2,2–1,8	17,0	26,5	0,15	-	-	25°	3	0,26	100	0,0042
										200	0,0084
										300	0,0120
										400	0,0180
Пісок середньої крупності	Необмеж.	19,8	26,5	0,20	-	-	-	-	0,30	-	-
Рівень ґрунтових вод – 9,5 м											

Визначення характеристик ґрунтів:

- суглинок

Число пластичності:  $I_p = 0,28 - 0,17 = 0,11$ .

Визначаємо показник текучості:  $I_L = \frac{0,18-0,17}{0,11} = 0,091$ , то ґрунт напівтвердий.  
Визначаємо коефіцієнт пористості в природному стані:

$$e = \frac{26,7}{16,8} (1 + 0,18) - 1 = 0,875$$

По табл. В.2 та В.3 [3] інтерполяцією визначаємо питоме зчеплення ґрунту  $c=21$  кПа, кут внутрішнього тертя  $\varphi=21^\circ$  та модуль деформації  $E=13$  кПа; по таблиці Е.3 [3] визначаємо розрахунковий опір  $R_0=220$  кПа.

- пісок пилюватий

$$e = \frac{26,5}{17,0} (1 + 0,15) - 1 = 0,79, \text{ тоді пісок пилюватий середньої щільності,}$$

Визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{0,15 \cdot 26,5}{0,79 \cdot 10} = 0,5, \text{ тоді пісок пилюватий маловологий.}$$

$$\gamma_{sb} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,79} = 9,21 \text{ (кН / м}^3\text{).}$$

Для піску пилюватого є дані випробування штампом, тому необхідно визначити модуль загальної деформації на прямолінійній ділянці графіка деформації.

$$E = \frac{200 \cdot 0,5}{0,0084 \cdot 0,8} (1 - 0,26^2) = 14940 \text{ (кПа)} = 14,9 \text{ МПа.}$$

По табл. В.1 [3] інтерполяцією визначаємо питоме зчеплення ґрунту  $c=3$  кПа, кут внутрішнього тертя  $\varphi=25^\circ$ ; по таблиці Е.2 [3] визначаємо розрахунковий опір  $R_0=250$  кПа.

- пісок пилюватий

$$e = \frac{26,5}{17,0} (1 + 0,15) - 1 = 0,79, \text{ тоді пісок пилюватий середньої щільності,}$$

Визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{0,15 \cdot 26,5}{0,79 \cdot 10} = 0,5, \text{ тоді пісок пилюватий маловологий.}$$

$$\gamma_{sb} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,79} = 9,21 \text{ (кН / м}^3\text{).}$$

Для піску пилюватого є дані випробування штампом, тому необхідно визначити модуль загальної деформації на прямолінійній ділянці графіка деформації.

$$E = \frac{200 \cdot 0,5}{0,0084 \cdot 0,8} (1 - 0,26^2) = 14940 \text{ (кПа)} = 14,9 \text{ МПа.}$$

По табл. В.1 [3] інтерполяцією визначаємо питоме зчеплення ґрунту  $c=3$  кПа, кут внутрішнього тертя  $\varphi=25^\circ$ ; по таблиці Е.2 [3] визначаємо розрахунковий опір  $R_0=250$  кПа.

Всі розраховані дані заносимо в табл.4.2. Також схематично будуємо фрагмент інженерно-геологічного розрізу (рис. 4.1).

Таблиця 4.2 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів



Вид ґрунту	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	e	S <sub>r</sub>	c, кПа	$\phi$ , °	$\nu$	E, МПа	R <sub>0</sub> , кПа
1. Рослинний шар	16,8	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2. Суглинок напівтвердий	16,8	26,7	0,18	0,28	0,17	0,11	0,09	0,88	0,55	21	21	0,35	13	220
3. Пісок пилуватий, середньої щільності, маловологий	17,0	26,5	0,15	-	-	-	-	0,79	0,5	3	25	0,3	14	250
4. Пісок середньої крупності, середньої щільності, вологий	19,8	26,5	0,2	-	-	-	-	0,6	0,86	1	36	0,27	35	400

Рівень ґрунтових вод – 10,4 м.

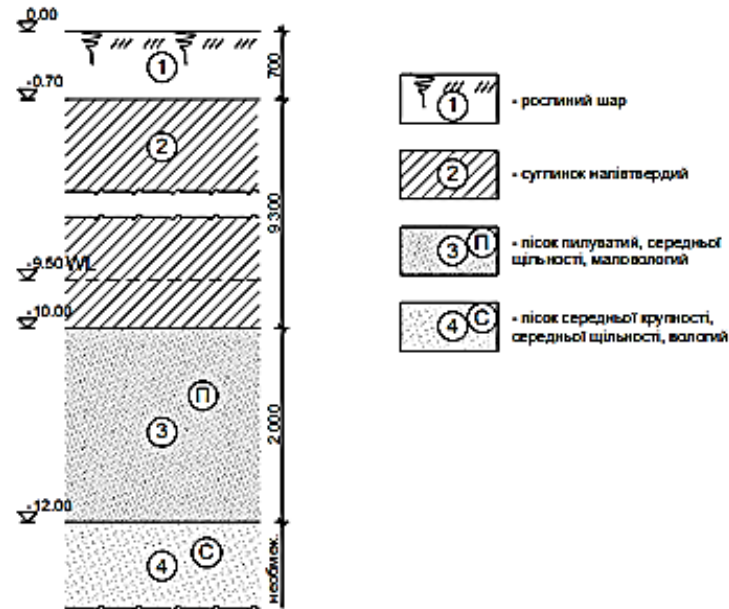


Рисунок 4.1 – Геологічний розріз

### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається (табл. 4.3) по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Таблиця 4.3 - Інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків

Варіант	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коефіцієнт Пуассона, $\nu$	Дані випробування ґрунту квадратним штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	$\phi$ , град	c, кПа		p, кПа	S, м
1	Рослинний шар	0,4–0,6	16,0	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок перевідклад.	4,8–4,2	17,5	26,9	0,20	0,29	0,16	-	-	0,37	-	-
	Пісок пилуватий	3,6–4,0	16,0	26,5	0,17	-	-	26°	1	0,30	100	0,0063
											200	0,0126
											300	0,0190
400											0,0270	
Пісок серед. крупн.	14,6–13,8	19,4	26,2	0,20	-	-	-	-	0,29	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 9,0 м												
2	Рослинний шар	0,9–1,1	15,8	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок червоно-бурий	5,6–6,4	17,8	26,6	0,17	0,22	0,14	-	-	0,37	-	-
		2,8–3,0	16,7	26,4	0,16	0,16	0,10	20°	3	0,35	100	0,007
	Супісок пилуватий										200	0,014
											300	0,021
											400	0,032
Пісок крупнозернистий	Необмеж.	18,8	26,5	0,17	-	-	-	-	0,20	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 4 м												

Продовження таблиці 4.3.

3	Насипний шар (суглинний)	3,8–3,5	15,4	26,0	0,13	0,20	0,12	19°	4	0,40	100	0,0075
											200	0,015
											300	0,0225
	Суглинок	7,0–8,0	19,0	26,8	0,22	0,28	0,15	-	-	0,37	400	0,03
	Глина, що підстиляється скелею	10,2–9,6	19,0	27,2	0,24	0,46	0,16	-	-	0,47	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7 м												
4	Рослинний шар	0,8–0,6	15,0	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	5,5–5,9	19,2	26,5	0,20	-	-	-	-	0,29	-	-
	Мулистий ґрунт	2,5–2,0	16,2	27,0	0,20	0,24	0,14	17°	4	0,42	100	0,0066
											200	0,0132
											300	0,0193
											400	0,0310
Глина третинна	10,3–9,7	20,0	27,6	0,25	0,46	0,16	-	-	0,41	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 4 м												
5	Рослинний шар	0,8–1,0	16,4	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок пилюватий	4,6–5,0	18,0	26,8	0,17	0,20	0,15	-	-	0,30	-	-
	Суглинок легкий	2,5–3,0	17,5	26,6	0,17	0,21	0,12	18°	5	0,42	100	0,0052
											200	0,0104
											300	0,0156
											400	0,0280
Пісок середньозернистий	5,5–4,9	20,0	26,5	0,18	-	-	-	-	0,27	-	-	
Глина четвертинна	Необмеж.	18,5	27,4	0,27	0,42	0,17	-	-	0,47	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 2,5 м												
6	Рослинний шар	0,6–1,0	16	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок легкий	5,5–6,0	16,5	26,5	0,16	0,23	0,13	19°	5	0,40	100	0,0058
											200	0,0116
											300	0,0174
											400	0,0290
Супісок	4,5–3,8	19,2	26,6	0,15	0,18	0,12	-	-	0,31	-	-	
Пісок середн. крупн.	9,8–10,2	20,2	26,5	0,17	-	-	-	-	0,26	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 4,5 м												
7	Рослинний шар	0,8–1,0	16,0	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	5,8–5,5	19,0	26,5	0,18	-	-	-	-	0,28	-	-
	Супісок пилюватий	3,2–3,5	17,2	26,7	0,19	0,22	0,15	20°	4	0,36	100	0,0069
											200	0,0138
											300	0,0207
											400	0,03
Глина третинна	Необмеж.	20,0	27,4	0,24	0,46	0,16	-	-	0,42	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 1,75 м												
8	Насипний ґрунт	0,5–0,8	16,2	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	4,1–3,8	17,3	26,5	0,16	-	-	28°	1	0,29	100	0,0036
											200	0,0072
											300	0,0108
Глина третинна	Необмеж.	20,4	27,8	0,23	0,38	0,15	-	-	0,42	400	0,0210	
Рівень ґрунтових вод – 4 м												
9	Насипний ґрунт	2,0–1,4	15,5	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	4,8–4,2	19,0	26,6	0,19	0,22	0,15	-	-	0,30	-	-
	Пісок пилюватий	3,6–4,0	17,2	26,5	0,14	-	-	26°	2	0,26	100	0,0042
											200	0,0084
											300	0,0126
Суглинок червоно-бурий	Необмеж.	20,4	27,6	0,22	0,38	0,15	-	-	0,40	400	0,0195	
Рівень ґрунтових вод – 6,9 м												
10	Мулистий ґрунт	2,0–1,5	18,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок пилюватий	5,5–5,9	17,5	26,5	0,18	-	-	25°	3	0,28	100	0,0058
											200	0,0116
											300	0,0174
											400	0,0250
	Суглинок бурий перевідкладений	4,8–4,1	19,2	26,7	0,19	0,34	0,16	-	-	0,41	-	-
Пісок середн. крупн.	6,2–6,8	20,1	26,5	0,18	-	-	-	-	0,27	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 5,3 м												

## Розділ 2. Основи і фундаменти

### 5 Визначення осідання фундаменту мілкого закладання

*Мета заняття:* необхідно виконати індивідуальне завдання з визначення осідання фундаменту мілкого закладання методом пошарового підсумовування, а також побудувати епюри розподілу напруг під подошвою фундаменту.

#### Короткі теоретичні відомості

Осідання розраховують методом пошарового підсумовування в такій послідовності.

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від подошви фундаменту, розбивають на шари товщиною не більше  $0,2b$  ( $b$  – ширина фундаменту). При цьому межа між шарами з різними модулями деформації повинна бути і межею між шарами методу. Початково ґрунтову товщу під фундаментом розбивають на шари до глибини  $\approx 2b$ .

2. Визначають середній тиск під подошвою фундаменту  $p$  за формулою:

$$P = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} \cdot d, \quad (5.1)$$

де  $N_e$  – розрахункове вертикальне навантаження в рівні обрізу фундаменту;

$A$  – площа подошви фундаменту;

$\gamma_{mt}$  – усереднене значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, приймається  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d$  – глибина закладання фундаменту.

3. Визначають вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту  $\sigma'_{zg,0}$  до початку будівництва

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n, \quad (5.2)$$

де  $\gamma'$  – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище подошви фундаменту;

$d_n$  – глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу (для виконання завдання приймаємо  $d_n = d$ ).

4. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною  $\sigma_{zp,i}$ , яка має вигляд, показаний на рис. 5.1. Ординати епюри визначаються по межах шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{zp,i} = a_i \cdot p, \quad (5.3)$$

де  $a_i$  – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [7] у залежності від коефіцієнтів  $\xi = 2Z_i/b$ ;  $\eta = l/b$ ;

$Z_i$  – глибина розташування точки, в якій визначається  $\sigma_{zp,i}$ , від подошви фундаменту.

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи  $\sigma_{zg,i}$ , і після зведення будівлі (рис. 5.1). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від подошви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zg,i} = \gamma'_{II} \cdot d + \sum_{j=1}^m \gamma_{II,j} h_j, \quad (5.4)$$

де  $\gamma_i$  та  $h_i$  – відповідно питома вага та товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини  $Z$  (у межах цієї глибини кількість шарів дорівнює  $m$ ).

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, повинна прийматись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). Питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води визначається за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{1 + e}, \quad (5.5)$$

де  $\gamma_\omega$  – питома вага води ( $10 \text{ кН/м}^3$ ).

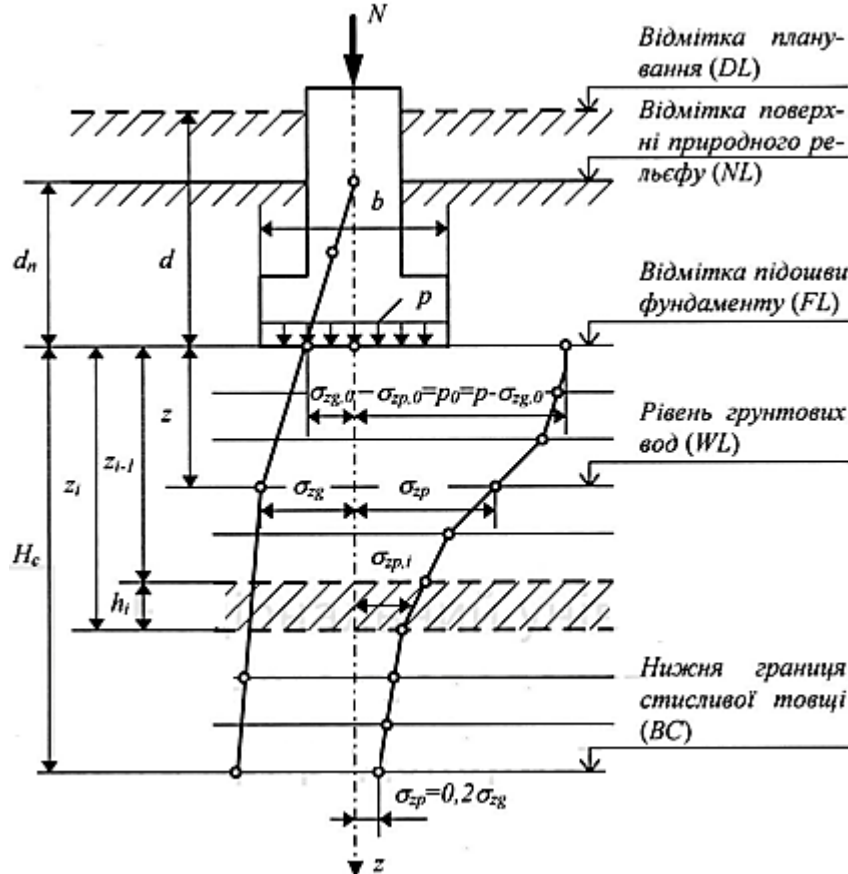


Рисунок 5.1 – Епюри напружень під підшовою фундаменту за методом пошарового підсумовування

При визначенні  $\sigma_{zg}$  у водоупорному шарі належить врахувати тиск стовпа води, розташованого вище даної глибини.

6. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, що витягнутий з котловану до рівня підшови фундаменту,  $\sigma_{zy,i}$  по глибині основи (рис.5.1). Вертикальне напруження  $\sigma_{zy,i}$  на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від підшови фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zy,i} = a_k \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (5.6)$$

де  $a_k$  – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [3] у залежності від коефіцієнтів  $\zeta_k = 2Z_i/b_k$ ;  $\eta_k = l_k/b_k$ ;

$l_k$  та  $b_k$  – відповідно довжина і ширина котловану.

7. Визначають положення межі стисливої товщі основи. Вона приймається на глибині  $Z_i = H_c$ , де виконується умова

$$\sigma_{z\gamma,i} \leq k \cdot \sigma_{zg}, \quad (5.7)$$

де а)  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

б)  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м;

в) при  $5 < b \leq 20$  м  $k$  визначають інтерполяцією.

Побудова епюр  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zg}$  та  $\sigma_{z\gamma}$  обмежується цією глибиною.

Якщо в межах глибини  $H_c$ , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з модулем деформації  $E > 100$  МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (5.7) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації  $E < 5$  МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою  $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$ .

8. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини  $H_c$ . Осідання  $i$ -того шару

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп} - \sigma_{z\gamma,i,сеп})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{z\gamma,i,сеп} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.8)$$

де  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i,сеп}$  – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в  $i$ -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  та нижній  $Z_i$  межах шару

$$\sigma_{zp,i,сеп} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}, \quad (5.9)$$

$h_i$  – товщина  $i$ -того шару ґрунту;

$E_i$  – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

$\sigma_{z\gamma,i,сеп}$  – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в  $i$ -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  та нижній  $Z_i$  межах шару

$$\sigma_{z\gamma,i,сеп} = \frac{\sigma_{z\gamma,i-1} + \sigma_{z\gamma,i}}{2}, \quad (5.10)$$

$E_{e,i}$  – модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності).

$E_i$  та  $E_{e,i}$  визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі. При відсутності даних випробувань модуль деформації  $E_{e,i}$  для споруд рівнів відповідальності СС1, СС2 допускається приймати  $E_{e,i} = 5E_i$ .

9. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (5.11)$$

де  $n$  – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи (в межах  $H_c$ ).

10. При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (8) не враховувати другу складову.

11. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання  $S_u$ , яке визначається за [3].

Якщо гранична нерівність  $S \leq S_u$  виконується, то розрахунок можемо вважати закінченим, у іншому випадку необхідно збільшити розміри підшви фундаменту та повторити розрахунок осідання.

### Приклад 1.

Вихідні дані: Будівля виробнича, одноповерхова з залізобетонним каркасом та з мостовими кранами вантажопідіймністю  $Q = 500$  кН. При найбільш несприятливому сполученні для розрахунку за другою групою граничних станів навантаження на фундамент  $N_e = 1200$  кН,  $M_{e,x} = 450$  кНм;  $M_{e,y} = 110$  кНм. Споруда без підвалу.

Глибина закладання фундаменту  $d = d_1 = 1.8$  м (рис.1), розміри підшови  $b = 2.4$  м,  $l = 3.0$  м. Основою фундаменту є супісок товщиною 4.0 м, який характеризується такими показниками  $\gamma_s = 27$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_{II} = 18,5$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,45$ ;  $I_L = 0,33$ ;  $\varphi_{II} = 17^\circ$ ;  $c_{II} = 25$  кПа,  $E = 31$  МПа; нижче залягає глина напівтверда ( $\gamma_{II} = 20,1$  кН/м<sup>3</sup>;  $E = 22$  МПа). Розміри траншеї під ряд колон в плані  $b_k = 5$  м, довжина перевищує ширину більше ніж в 10 разів. На глибині 2.0 м від поверхні планування знаходиться рівень ґрунтової води.

За модель основи приймаємо лінійно-деформований півпростір, а за метод розрахунку осідання - метод пошарового підсумовування.

1. Середній тиск під підшовою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + 20 \cdot 1,8 = 202,7 \text{ кПа}$$

2. Тиск від ваги ґрунту на рівні підшови фундаменту

$$\sigma'_{zg,0} = 18,5 \cdot 1,8 = 33,3 \text{ кПа}$$

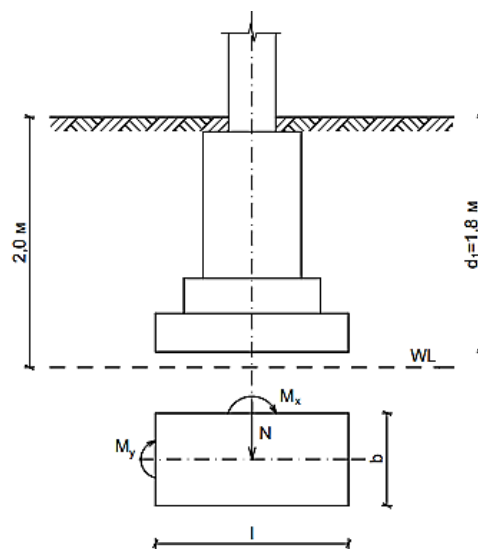


Рисунок 1 – Схема розташування фундаменту у ґрунті і навантажень на фундамент

3. Товщину елементарного шару ґрунту приймаємо

$$h = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 2,4 = 0,48 \text{ м}$$

4. Співвідношення сторін фундаменту  $\eta = l/b = 3,0/2,4 = 1,25$ .

5. Співвідношення сторін траншеї  $\eta = l_k/b_k > 10$ .

6. Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці 1.

Оскільки ширина підшови фундаменту  $b = 2,4$  м  $< 5$  м, то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою  $\sigma_{zp,i} < 0,2 \sigma_{zg,i}$ .

Оскільки глибина котловану  $d = 1,8$  м  $< 5$  м, осідання фундаменту знаходимо за формулою:

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} \quad (5.12)$$

На глибині  $z = 5,28 \text{ м} > b/2 = 1,2 \text{ м}$  від підшови фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається:

$$\sigma_{zp,i} = 22,5 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 142,2 = 28,4 \text{ кПа}.$$

7. У результаті розрахунків, приведених у табл. 5.1, осідання фундаменту складає  $S = 0,924 \text{ см}$ . Допустиме значення осідання для будівель з залізобетонним каркасом  $S_u = 8 \text{ см}$ .

Умова  $S = 0,924 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$  виконується.

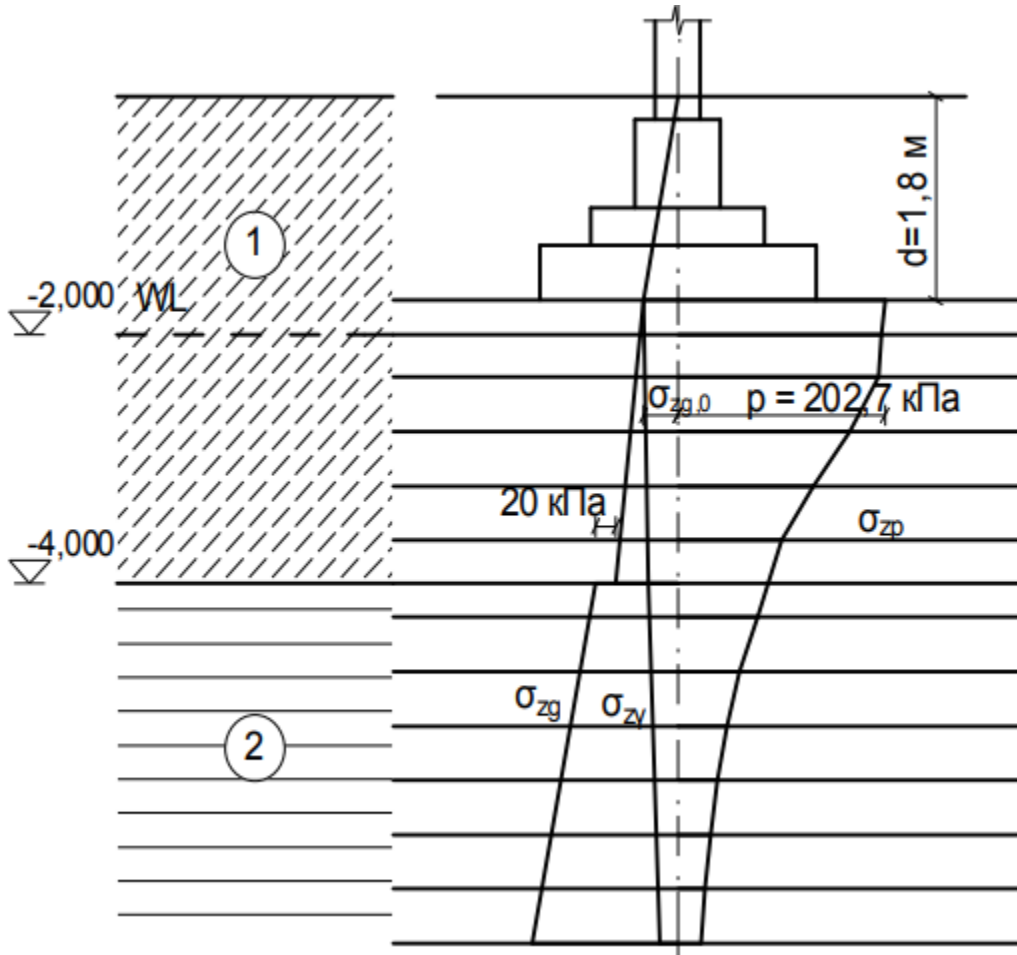


Рисунок 5.2 – Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається (табл. 5.2) по останній цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Вихідні дані для виконання завдання наведено в табл. 5.2, інженерно-геологічні умови приймаються із завдання 4 табл. 4.3.



Таблиця 5.1 – Результати розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Z, м	$\xi = \frac{z}{b}$	$\xi = \frac{z}{b_k}$	$\alpha$	$\alpha_k$	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{zyl}$ , кПа	$\sigma_{zjl}$ , кПа	$\sigma_{zpi\text{ сеп}}$ , кПа	$\sigma_{zyl\text{ сеп}}$ , кПа	$E_i$ , кПа	$h_i$ , м	$S_i$ , м
0	0	0	1	1	202,7	33,3	33,3	-	-	-	-	-
0,2	0,17	0,08	0,983	0,995	199,3	33,1	37,0	201,0	33,2	31000	0,2	0,000866
0,48	0,40	0,192	0,968	0,989	196,2	32,9	40,3	197,8	33,0	31000	0,28	0,001191
0,96	0,80	0,384	0,830	0,978	168,2	32,6	45,9	182,3	32,8	31000	0,48	0,001852
1,44	1,20	0,576	0,654	0,935	132,6	31,1	51,5	150,4	31,9	31000	0,48	0,001468
1,92	1,60	0,768	0,501	0,889	101,6	29,6	57,1	117,1	30,4	31000	0,48	0,001074
2,20	1,83	0,88	0,452	0,856	91,6	28,5	60,4/80,4	96,6	29,1	31000	0,28	0,000488
2,40	2,00	0,96	0,385	0,831	78,0	27,7	84,4	84,8	28,1	22000	0,2	0,000412
2,88	2,40	1,152	0,300	0,770	60,8	25,6	94,0	69,4	26,7	22000	0,48	0,000745
3,36	2,80	1,344	0,238	0,714	48,2	23,8	103,6	54,5	24,7	22000	0,48	0,000520
3,84	3,20	1,536	0,191	0,660	38,7	22,0	113,2	43,5	22,9	22000	0,48	0,000360
4,32	3,60	1,728	0,157	0,602	31,8	20,0	123,0	35,3	21,0	22000	0,48	0,000250
4,80	4,00	1,92	0,131	0,568	26,6	18,9	132,6	29,2	19,5	22000	0,48	0,000169
5,28	4,40	2,112	0,111	0,530	22,50	17,6	142,2	24,6	18,3	22000	0,48	0,000110

Таблиця 5.2 – Вихідні дані для розрахунку осідання фундаменту під колону або стіну методом пошарового підсумовування

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри підосви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d <sub>b</sub> ), м	Відмітка планування	Розміри котловану, м	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН					
1	1000	1200	2,1×2,4	<u>2,1</u> -	0,00	4,0×60,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
2	770	930	1,8×2,1	<u>2,4</u> 0,6	-2,20	15,0×42,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
3	1150	1400	2,1×2,7	<u>2,1</u> -	0,00	5,0×74,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
4	620	750	1,5×1,8	<u>1,8</u> -	-0,50	21,0×68,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
5	690	830	b=3,2	<u>2,0</u> 1,3	-1,60	18,0×18,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл.)
6	750	910	1,5×2,4	<u>2,2</u> 1,0	-2,00	5,0×150,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
7	970	1170	1,8×2,7	<u>1,9</u> -	0,00	15,0×36,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
8	1030	1230,0	1,8×3,0	<u>2,1</u> -	0,00	4,0×185,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
9	880	1060	2,1×2,1	<u>1,8</u> -	0,00	15,0×15,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
10	1080	1300	2,1×2,7	<u>1,9</u> -	0,00	5,0×74,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)



## 6 Визначення несучої здатності основ при вертикальному навантаженні

*Мета заняття:* виконати розрахунок фундаменту мілкового закладання за несучою здатністю основи із метою забезпечення її міцності і стійкості.

### Короткі теоретичні відомості

Вихідні дані для виконання роботи такі ж як для завдання 4 (табл. 4.3), завдання 5 (табл. 5.2) лише необхідно додатково прийняти горизонтальне навантаження  $Q = 0,2N_e$  і умовно згинальний момент  $M_{m,x} = 0,1N_e$  ( $N_e$  – експлуатаційне вертикальне навантаження).

Розрахунок по несучій здатності повинен виконуватися у випадках, якщо:

- на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стінки, фундаменти розпірних конструкцій, сейсмичні впливи і т. д.);
- споруда розташована на укосі або поблизу укосу;
- основа складена водонасиченими глинистими або заторфованими ґрунтами, які повільно ущільнюються;
- основа складена скельними ґрунтами.

Розрахунок за несучою здатністю виконується з умови:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (6.1)$$

де  $F$  - розрахункове навантаження на основу;

$F_u$  - сила граничного опору основи;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи, який залежить від виду ґрунту.

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням споруди.

Сила граничного опору основи визначається у залежності від конкретного випадку руйнування і обраного методу розрахунку (аналітичного або графічного).

Вертикальну складову сили граничного опору основи визначають за формулою типу Терцагі, якщо:

- 1) ґрунт знаходиться у стабілізованому стані;
  - 2) фундамент має плоску подошву;
  - 3) ґрунти основи нижче подошви однорідні до глибини не менше її ширини;
- при наявності різного вертикального привантаження з різних сторін фундаменту інтенсивність більшого з них не перевищує  $0,5R$ .

$$N_u = b' \cdot l' (N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \zeta_q \cdot d_1 \cdot \gamma_I' + N_c \cdot \zeta_c \cdot c_I), \quad (6.2)$$

де  $b'$  і  $l'$  - відповідно приведені ширина і довжина фундаменту, що визначаються:

$$b' = b - 2 \cdot e_b, \quad l' = l - 2 \cdot e_l, \quad (6.3)$$

де  $e_b$  і  $e_l$  – відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючої навантажень в напрямку поперечної і повздовжньої осей фундаменту;

$N_\gamma$ ,  $N_q$  та  $N_c$  – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються по табл. Ж.1 [3] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_I$  і кута нахилу до вертикалі  $\delta$  рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу в рівні подошви фундаменту;

$\gamma_I$  і  $\gamma_I'$  – питома вага ґрунту, що знаходиться в межах призми можливої випірання відповідно вище і гіще подошви фундаменту;

$c_I$  – питоме зчеплення ґрунту;  
 $d$  – глибина закладання фундаменту;  
 $\zeta_\gamma, \zeta_q$ , та  $\zeta_c$  – коефіцієнти форми фундаменту:

$$\zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}, \quad \zeta_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}, \quad \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (6.4)$$

де  $\eta = \frac{l'}{b'}$ , якщо  $\eta = \frac{l'}{b'} < 1$ , то слід приймати  $\eta=1$ .

Розрахунок по формулі (2) допускається виконувати, якщо виконується умова:

$$tg(\delta) \leq \sin(\varphi_I). \quad (6.5)$$

### Приклад 1

Вихідні дані: каркасна будівля з підвалом,  $N_m=1100$  кН,  $Q_m=220$  кН,  $M_m=110$  кН, розміри подошви фундаменту  $2,4 \times 3,0$  м,  $d=0,8$  м, під подошвою фундаменту пілувато-глинистий ґрунт –  $\gamma_I=17$  кН/м<sup>3</sup>,  $\varphi_I=16^\circ$ ,  $c_I=10$  кПа.

$$F_h = Q_m = 220 \text{ кН,}$$

$$F_v = N_m + l \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} = 1100 + 2,4 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 1,1 = 1226,7 \text{ кН.}$$

$$\sin(\varphi_I) = \sin(16^\circ) = 0,276$$

$$tg(\delta) = \frac{F_h}{F_v} = \frac{220}{1226,7} = 0,179 < \sin(\varphi_I) = 0,276, \text{ умова виконується, тому}$$

несучу здатність основи визначаємо за формулою Ж.3 [3].

$$e = \frac{M_m}{N_m} = \frac{110}{1100} = 0,1 \text{ м, } l' = l - 2 \cdot e = 3 - 2 \cdot 0,1 = 2,8 \text{ м, } b' = b = 2,4 \text{ м,}$$

$$\eta = \frac{2,84}{2,4} = 1,17, \quad \zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{1,17} = 0,79, \quad \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{1,17} = 1,25,$$

$$\zeta_q = 1 + \frac{1,5}{1,17} = 2,28.$$

$\delta = 4^\circ$ ,  $\varphi_I = 16^\circ$  по табл. Ж.1 [3] визначаємо:

$$N_\gamma = 1,08, \quad N_q = 3,55, \quad N_c = 9,35.$$

$$N_u = 2,8 \cdot 2,4 (1,08 \cdot 0,79 \cdot 2,4 \cdot 17 + 3,55 \cdot 2,28 \cdot 17 \cdot 0,8 + 9,35 \cdot 1,25 \cdot 10) = 1759 \text{ кН}$$

$$F_v \leq \gamma_c \cdot F_n / \gamma_n$$

$$F_v = 1226,7 \text{ кН} < 0,9 \frac{1759}{1,2} = 1319 \text{ кН} - \text{умова виконується, основа стійка.}$$

### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається по останній цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Склад ґрунтової товщі за номером варіанта ґрунтових умов визначається за даними практичного завдання 4 табл.4.3, а вихідні дані для розрахунку осідання фундаменту під колону із практичного завдання 5 табл.5.2.

Додатково прийняти горизонтальне навантаження  $Q = 0,2N_e$  і умовно згинальний момент  $M_{m,x} = 0,1N_e$  ( $N_e$  – експлуатаційне вертикальне навантаження).

## 7 Визначення глибини закладення фундаментів з умови сезонного промерзання ґрунту

*Мета заняття:* виконати розрахунок глибини закладення фундаментів з умови сезонного промерзання ґрунту.

### Короткі теоретичні відомості

Глибина закладення фундаменту  $d$  (рис. 7.1) - це відстань по вертикалі від його підшови (лінія  $FL$ ) до рівня планування поверхні ґрунту (лінія  $DL$ ). Глибина закладення приймається з урахуванням багатьох факторів, одним із яких є глибина сезонного промерзання ґрунту

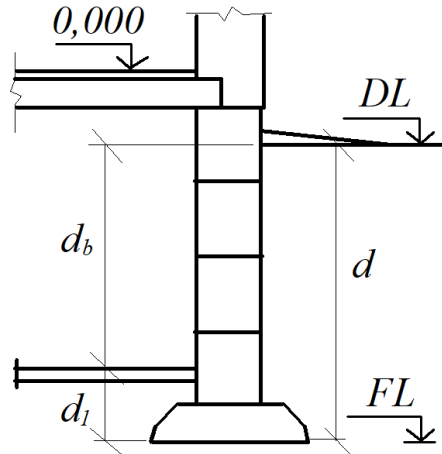


Рисунок 7.1 - До визначення глибини закладання фундаменту

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (7.1)$$

де  $k_h$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за табл. 7.1; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами -  $k_h = 1,1$ . (коефіцієнт  $k_h$  слід приймати рівним 1,1 для всіх типів будівель - цим враховується ймовірність припинення будівництва на зимовий період).

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (7.2)$$

де  $M_t$  - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі (визначають згідно по табл. 2 [12]), а за відсутності даних для конкретного району будівництва - за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва);

$d_0$  - величина, що враховує вид ґрунту і дорівнює, м, для: суглинків і глин - 0,23; супісків, пісків пилюватих та дрібних - 0,28; пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності - 0,30; великоуламкових ґрунтів - 0,34. Значення  $d_0$  для ґрунтів неоднорідного складу визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Таблиця 7.1 - Коефіцієнт  $k_h$  (табл. Г.1 [3])

Особливі споруди	Коефіцієнт $k_h$ при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і >
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
<i>по ґрунту</i>	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
<i>на лагах по ґрунту</i>	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
<i>по утепленому цокольному перекриттю</i>	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

1. Наведені в таблиці 2 значення коефіцієнта  $k_h$  відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту  $a_f < 0,5$  м; якщо  $a_f > 1,5$  м, значення коефіцієнта  $k_h$  підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення  $k_h = 1$ ; при проміжному розмірі  $a_f$  значення коефіцієнта  $k_h$  визначають інтерполяцією.

2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності - приміщення першого поверху.

3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт  $k_h$  приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.

Таблиця 7.2 - Абсолютне значення середньомісячних від'ємних температур за зиму по місяцях (табл. 2 [12])

Область, місто	Зимові місяці			Область, місто	Зимові місяці			Область, місто	Зимові місяці		
	ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ
Чернігівська область, Чернігів	-3,5	-5,9	-4,9	Вінницька область, Вінниця	-2,9	-5,1	-3,8	Київська область, Київ	-2,5	-4,7	-3,6
Рівненська область, Рівне	-2,6	-4,6	-3,4	Волинська область, Луцьк	-1,9	-3,9	-2,7	Сумська область, Суми	-4,3	-6,6	-5,8
Харківська область, Харків	-3,7	-5,9	-5,1	Херсонська область, Херсон	-0,2	-2,5	-1,6	Житомирська область, Житомир	-2,8	-5,1	-4,0

**Приклад 1.** Визначити глибину закладення стрічкового фундаменту, в інженерно-геологічних умовах завдання 1 піску середньої крупності, середньої щільності, насиченого водою, для м. Чернігів.

Глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання ґрунтів. Розрахункову глибину промерзання ґрунту визначаємо за формулою (7.1). Коефіцієнт  $k_h = 1,1$  - враховуємо ймовірність припинення будівництва на зимовий період;  $d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання ґрунту, яку визначаємо за формулою (7.2). Коефіцієнт  $d_0 = 0,3$  м - прийнято як для пісків середньої крупності.

Згідно з табл.7.2 для м. Чернігів сума абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму становить  $M_t = 3,5 + 5,9 + 4,9 = 14,3$ . Отже

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,3 \sqrt{17,1} = 1,13 \text{ м.}$$

Розрахункова глибина промерзання ґрунту становитиме  $d_f = 1,1 \cdot 1,13 = 1,24$  м.

Врахуємо прокладання водогону і каналізації, які проходять крізь стіни підвалу і нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту. Таким чином, глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання ґрунтів становитиме  $d = 1,24 + 0,3 = 1,54 \approx 1,6$  м.

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Інженерно-геологічних умовах завдання 1

Варіант	Вид ґрунту	Місто
1	Суглинки і глина	Київ
2	Супіски, піски пилювати та дрібні	Чернігів
3	Піски гравіювати, крупні та середньої крупності	Рівне
4	Великоуламкові ґрунти	Харків
5	Суглинки і глина	Вінниця
6	Супіски, піски пилювати та дрібні	Луцьк
7	Піски гравіювати, крупні та середньої крупності	Херсон
8	Великоуламкові ґрунти	Житомир
9	Піски гравіювати, крупні та середньої крупності	Суми
10	Великоуламкові ґрунти	Чернігів

## **8 Розрахунок огороження стін котлованів**

*Мета роботи:* визначити величину активного і пасивного тиску на шпунтове огороження котловану.

### **Короткі теоретичні відомості**

Питання тиску ґрунтів на огороження є частинним випадком теорії граничного напруженого стану ґрунтів і відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів (наявність великих горизонтальних навантажень).

Коефіцієнти активного і пасивного тиску ґрунту  $\lambda_a$  і  $\lambda_n$  розраховуються:

$$\lambda_a = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_I}{2} \right), \quad (8.1)$$

$$\lambda_n = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_I}{2} \right). \quad (8.2)$$

Активний і пасивний тиск від зчеплення:

$$p_{ca} = 2c_I \cdot tg \left( 45^\circ - \frac{\varphi_I}{2} \right), \quad (8.3)$$

$$p_{cn} = 2c_I \cdot tg \left( 45^\circ + \frac{\varphi_I}{2} \right). \quad (8.4)$$

Шпунт розраховується як консольний, поворот на відстані  $h/5$  від кінця шпунту.

Тиск від зовнішнього привантаження та власної ваги ґрунту розраховується за наступними формулами (нижче рівня ґрунтових вод для ґрунтів, що зважуються водою, замість  $\gamma_I$  брати  $\gamma_{sb}$ ):

$$\sigma_{aqi} = q \cdot \lambda_{ai}, \quad (8.5)$$

$$\sigma_{ayi} = \gamma_I \cdot h_i \cdot \lambda_{ai}, \quad (8.6)$$

$$\sigma_{пqi} = q \cdot \lambda_{пи}, \quad (8.7)$$

$$\sigma_{пyi} = \gamma_I \cdot h_i \cdot \lambda_{пи}, \quad (8.8)$$

### Приклад 1

Вихідні дані:  $H=6$  м,  $h=2$  м,  $q=40$  кПа; 1 - пісок  $h_1=4$  м,  $c_1=7$  кПа,  $\varphi_1=35^\circ$ ,  $\gamma_1=17,3$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{sb}=9,7$  кН/м<sup>3</sup>; 2 - глина  $h_2=2$  м,  $c_2=50$  кПа,  $\varphi_2=18^\circ$ ,  $\gamma_2=18,2$  кН/м<sup>3</sup>;  $h_w=1$  м (рис.8.1). Визначаємо коефіцієнти активного тиску для кожного шару ґрунту:

$$\lambda_{a1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 0,271,$$

$$\lambda_{a2} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{18}{2} \right) = 0,528.$$

Визначаємо коефіцієнт пасивного тиску для другого шару ґрунту (перший шар не чинить пасивного тиску на шпунт, він повністю вибирається з котловану):

$$\lambda_{п2} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{18}{2} \right) = 1,894$$

Активний і пасивний тиск від зчеплення:

$$p_{ca1} = 2c_1 \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 7,3 \text{ кПа},$$

$$p_{ca2} = 2c_2 \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{18}{2} \right) = 72,65 \text{ кПа},$$

$$p_{сп2} = 2c_2 \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{18}{2} \right) = 137,64 \text{ кПа}$$

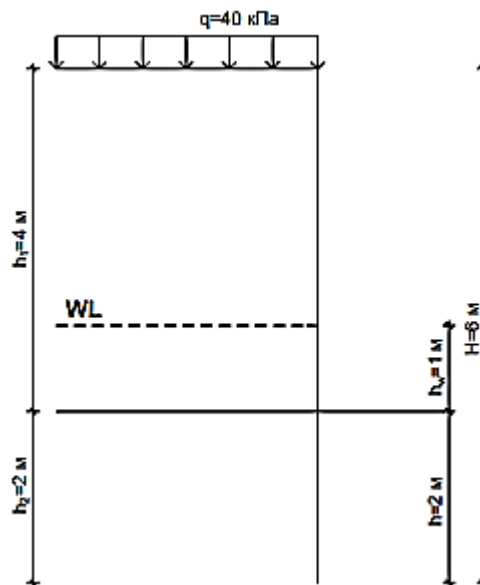


Рисунок 8.1 – Схема шпунтового огородження до розрахунку

Для першого шару ґрунту:

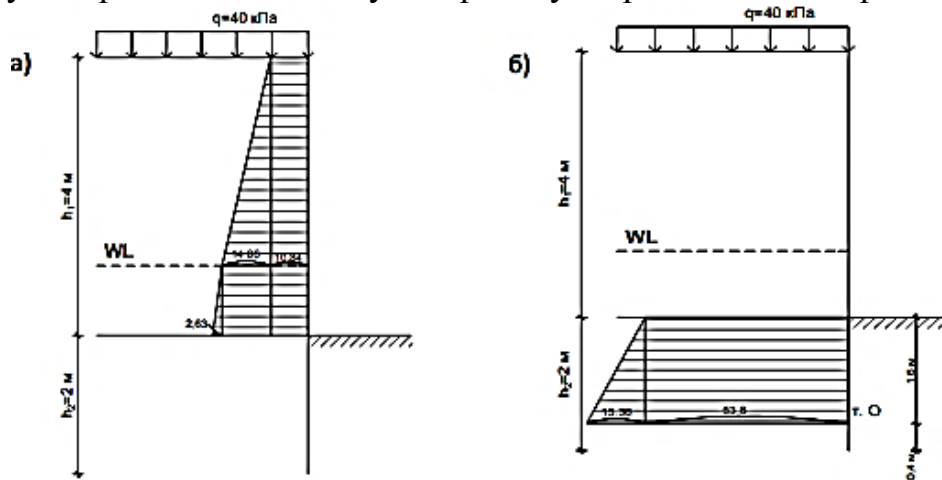
$$\sigma_{aq1} = 40 \cdot 0,271 \text{ кПа}$$

Оскільки рівень ґрунтових вод знаходиться в цьому ґрунті

$$\sigma_{a\gamma1} = 17,3 \cdot 3 \cdot 0,271 = 14,06 \text{ кПа,}$$

$$\sigma_{a\gamma_{sb1}} = 9,7 \cdot 1 \cdot 0,271 = 2,63 \text{ кПа.}$$

Побудову епюр активного тиску в першому шарі показано на рис.8.2 (а).



а) у першому шарі ґрунту; б) у другому шарі ґрунту

Рисунок 8.2 – Епюра активного тиску:

Для другого шару ґрунту:

Вага першого шару ґрунту для другого є при вантаженням, тому:

$$\sigma_{aq2} = (40 + 17,3 \cdot 3 + 9,7 \cdot 1) \cdot 0,528 = 53,6 \text{ кПа}$$

Епюру напружень будуюмо до точки повороту – т. О (рис.8.3), тому:

$$\sigma_{a\gamma2} = 18,2 \cdot (2 - 0,4) \cdot 0,528 = 15,38 \text{ кПа}$$

Побудову епюр активного тиску в другому шарі показано на рис.8.2(б). За рахунок сил зчеплення величина активного тиску ґрунту на шпунтову стінку буде зменшуватись, на рис.8.3 наведено сумарну епюру активного тиску на шпунтову стінку.

Для побудови епюри пасивного тиску розраховуємо:

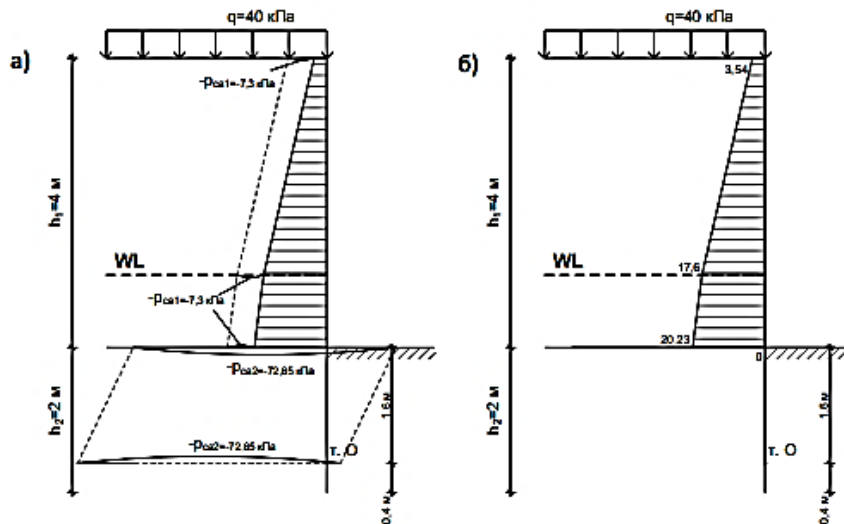
$$\sigma_{п\gamma2} = 18,2 \cdot (2 - 0,4) \cdot 1,894 = 54,55 \text{ кПа.}$$

Побудову епюр пасивного тиску показано на рис.4. За рахунок сил зчеплення величина пасивного тиску ґрунту на шпунтову стінку буде збільшуватись на величину  $p_{cn}$ , на рис.8.4 наведено сумарну епюру пасивного тиску на шпунтову стінку.

При розрахунку шпунтового огородження також слід не забувати про тиск від ґрунтових вод. Оскільки другий шар – глина, то тиск рахується лише в межах першого шару, починаючи від рівня ґрунтових вод:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot 1 = 10 \text{ кПа.}$$

На рис.4 показано сумарну епюру активного і пасивного тиску на шпунтову стінку, а також епюру від тиску води.



а) зменшення величини активного тиску за рахунок сил зчеплення; б) сумарна еюра активного тиску на шпунтову стінку  
Рисунок 8.3 – Еюра активного тиску:

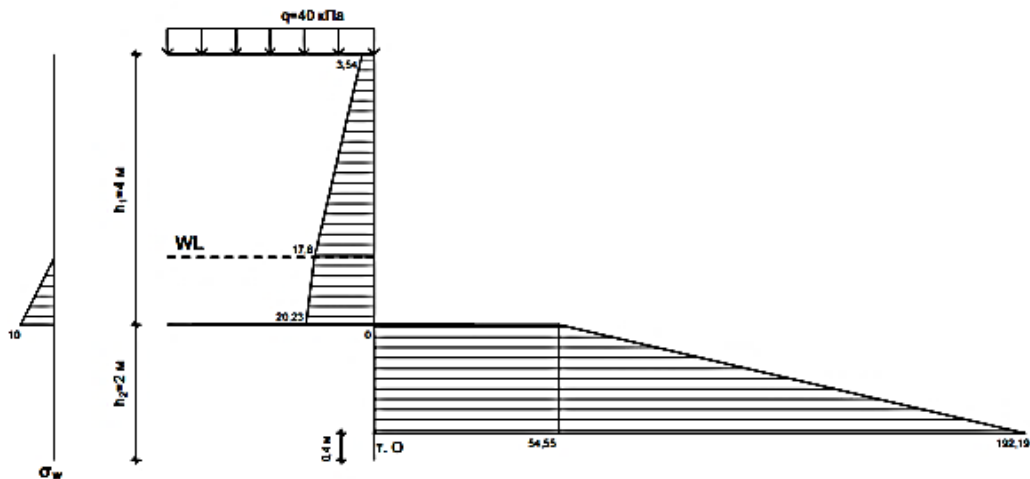


Рисунок 8.4 – Сумарна еюра активного і пасивного тиску на шпунтову стінку

### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Таблиці 8.1 - Вихідні дані до розрахунку огороження котловану

Варіант	H, м	h, м	q, кПа	Вид ґрунту шару 1	h <sub>1</sub> , м	c <sub>1</sub> , кПа	φ <sub>1</sub> , град.	γ <sub>1</sub> , кН/м <sup>3</sup>	γ <sub>sb</sub> , кН/м <sup>3</sup>	Вид ґрунту шару 2	h <sub>2</sub> , м	c <sub>2</sub> , кПа	φ <sub>2</sub> , град.	γ <sub>2</sub> , кН/м <sup>3</sup>	γ <sub>sb</sub> , кН/м <sup>3</sup>	h <sub>w</sub> , м
1	6,0	2,0	20	пісок	3,0	2,0	38	18,0	9,8	суглинок	3,0	12	12	18,1	-	1,0
2	5,0	2,0	-	супісок	4,0	13	24	17,8	9,9	пісок	1,0	4	36	18,0	9,9	2,0
3	4,0	1,0	10	суглинок	2,0	28	22	17,5	-	глина	2,0	57	18	19,0	-	2,0
4	7,0	2,0	30	пісок	4,0	4	30	17,9	10,0	супісок	3,0	15	27	18,2	10,1	3,0
5	8,0	3,0	-	супісок	3,0	17	29	17,6	9,9	суглинок	5,0	19	20	18,0	-	1,0
6	6,0	3,0	40	суглинок	2,0	34	23	18,2	-	супісок	4,0	9	18	17,9	9,8	1,0
7	9,0	4,0	50	пісок	5,0	6	38	18,1	10,3	глина	4,0	36	12	20,0	-	2,0
8	5,0	2,5	-	глина	2,0	29	7	19,5	-	суглинок	3,0	14	14	19,4	-	2,0
9	4,0	2,0	10	супісок	1,0	11	21	17,8	10,2	глина	3,0	33	10	19,5	-	1,0
10	7,0	3,0	20	суглинок	3,0	12	12	17,7	-	пісок	4,0	4	30	18,5	10,3	2,0



## 9 Визначення несучої здатності основ на зсув по підшві

*Мета роботи:* виконати розрахунок фундаменту мілкого закладання на зсув по підшві при дії горизонтального навантаження

### Короткі теоретичні відомості

Вихідні дані для виконання роботи такі ж як для практичного завдання 5 (практичне завдання 4 табл.4.3, практичне завдання 5 табл.5.2), лише додатково прийняти горизонтальне навантаження  $Q = 0,4N_e$  ( $N_e$  – експлуатаційне навантаження).

Розрахунок фундаменту на зсув по підшві виконується виходячи з умови:

$$\sum F_{s,a} \leq \frac{\gamma_c \sum F_{s,r}}{\gamma_n}, \quad (9.1)$$

де  $\sum F_{s,a}$  і  $\sum F_{s,r}$  - суми проєкцій на площину ковзання відповідно зсуваючих і утримуючих сил, що визначаються з врахуванням активного і пасивного тиску ґрунту на бокові грані фундаменту;

$\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи, який залежить від виду ґрунту.

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням споруди.

$$\sum F_{s,a} = E_a + F_h, \quad (9.2)$$

$$\sum F_{s,r} = E_n + F_v \cdot tg(\varphi_i) + A \cdot c_i, \quad (9.3)$$

де  $E_a$  і  $E_n$  - відповідно складові рівнодіючих активного і пасивного тиску ґрунту, що паралельні площині зсуву (рис.9.1);

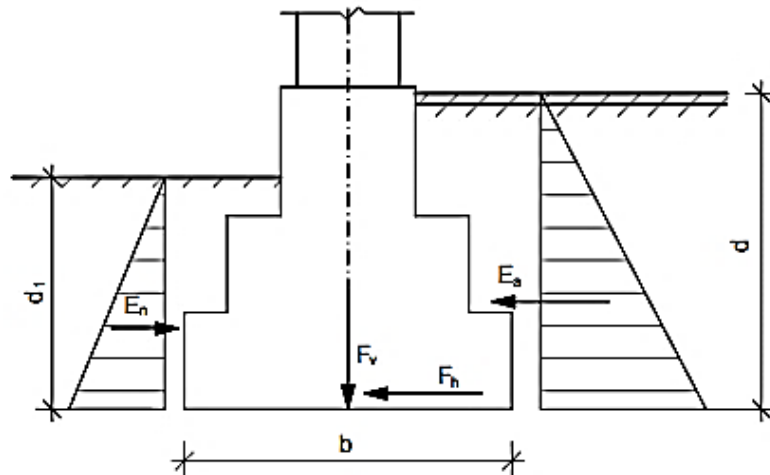


Рисунок 9.1 – Розрахункова схема для розрахунку фундаменту на зсув по підшві

$$E_a = 0,5(\gamma'_1 \cdot d \cdot \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) \quad (9.4)$$

$$E_n = 0,5 \cdot \gamma'_1 \cdot d_1 \cdot \lambda_n + c'_1 \cdot d_1(\lambda_n - 1)/tg(\varphi'_1), \quad (9.5)$$

де для ґрунтів зворотної засипки  $\gamma'_1 = 0,95 \cdot \gamma_1$ ,  $c'_1 = 0,5 \cdot c_1$ ,  $\varphi'_1 = 0,9 \cdot \varphi_1$

$$d_c = 2c'_1 \sqrt{\lambda_a} / (\gamma'_1 \cdot \lambda_a), \quad (9.6)$$

$$\lambda_a = tg^2(45 - \varphi'_1/2), \quad (9.7)$$

$$\lambda_n = tg^2(45 + \varphi'_1/2). \quad (9.8)$$

### Приклад 1

Вихідні дані: каркасна будівля з підвалом,  $N_m = 1100$  кН,  $Q_m = 440$  кН,

$M_m=110$  кН, розміри підшви фундаменту  $2,4 \times 3,0$  м,  $d=0,8$  м, під підшвою фундаменту пілувато-глинистий ґрунт –  $\gamma_I=17$  кН/м<sup>3</sup>,  $\varphi_I=16^\circ$ ,  $c_I=10$  кПа.

$$F_h = Q_m = 440 \text{ кН},$$

$$F_v = N_m + l \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} = 1100 + 2,4 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 1,1 = 1226,7 \text{ кН},$$

$$\sin(\varphi_I) = \sin(16^\circ) = 0,276,$$

$tg(\delta) = \frac{F_h}{F_v} = \frac{440}{1226,7} = 0,359 > \sin(\varphi_I) = 0,276$ , умова не виконується, тому необхідно виконати розрахунок на зсув по підшві.

Для ґрунту зворотної засипки:

$$\gamma'_I=0,95 \cdot 17=16,15 \text{ кН/м}^3; \quad c'_I=0,5 \cdot 10=5 \text{ кПа}; \quad \varphi'_I=0,9 \cdot 16=14,4^\circ.$$

$$\lambda_a = tg^2(45 - 14,4/2) = 0,6; \quad \lambda_n = tg^2(45 + 14,4/2) = 1,66.$$

$$d_c = 2 \cdot \frac{5\sqrt{0,6}}{(16,15 \cdot 0,6)} = 0,8 \text{ м}.$$

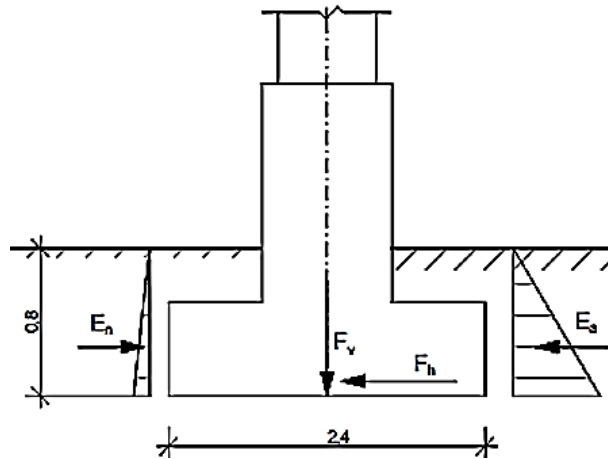


Рисунок 9.2 – Розрахункова схема для розрахунку фундаменту на зсув по підшві

$$E_a = 0,5(16,15 \cdot 0,8 \cdot 0,6 - 2 \cdot 5\sqrt{0,6})(0,8 - 0,8) = 0 \text{ кН};$$

$$E_n = 0,5 \cdot 16,15 \cdot 0,8 \cdot 1,66 + 5 \cdot 0,8(1,66 - 1) / tg(14,4) = 21 \text{ кН};$$

$$\sum F_{S,a} = 0 + 440 = 440,00 \text{ кН};$$

$$\sum F_{S,r} = 21 + 1226,7 \cdot tg(16) + 2,4 \cdot 3,0 \cdot 10 = 444,75 \text{ кН};$$

Виконаємо перевірку умови (9.1):

$$\sum F_{S,a} = 440,00 \text{ кН} > \frac{0,9 \cdot 444,75}{1,2} = 333,6 \text{ кН}$$

умова не виконується, необхідно вжити заходів, щоб уникнути зсуву по підшві.

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Склад ґрунтової товщі за номером варіанта ґрунтових умов визначається за табл.4.3 та табл.5.2). Додатково прийняти горизонтальне навантаження  $Q = 0,4N_e$  ( $N_e$  – експлуатаційне навантаження).

## 10 Розрахунок стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

*Мета роботи:* виконати розрахунок стійкості укосу графоаналітичним методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

### Короткі теоретичні відомості

При неоднорідному складі (будови) ґрунтового масиву, при необхідності урахування фільтраційного і сейсмічного впливів і при навантаженні на поверхні ґрунту, яке перевищує  $h_{g0} \cdot \gamma_1$ , потрібний контур укосу знаходиться методом послідовних наближень.

Спочатку задаються деякою його конфігурацією, а потім перевіряють можливість виникнення в ґрунтовому масиві граничного стану на зсув по різних поверхнях.

Розрахункові поверхні припускаємого зсуву призначаються з урахуванням виявлених при вишукуванні ослаблень в ґрунтовому масиві (переміщення зсувів, тріщинуватості, зон тектонічних порушень) та інших інженерно-геологічних особливостей.

Коли в ґрунтовому масиві мають місце ослаблення поверхні, які можуть бути апроксимовані площинами, розглядають плоскі поверхні, а при їх відсутності – круглоциліндричні поверхні.

Якщо на якій-небудь поверхні умова стійкості не виконується, то треба змішати конфігурацію укосу або посилити його утримуючими спорудами і знову перевірити його стійкість.

Метод круглоциліндричних поверхонь ковзання приблизний, дає деякий запас надійності, але за результатами розрахунків наближається до точних методів, заснованих на виконанні всіх трьох рівнянь статички. Цей метод універсальний. Пошук найбільш небезпечної поверхні робиться підбором.

В методі круглоциліндричних поверхонь чисельне значення несучої спроможності основи, як і граничне навантаження, як і коефіцієнт надійності: безпосередньо не визначаються, а знаходяться відношення моментів сил, що заважають зсуву, до моментів зсуваючих сил. Це відношення, що оцінює несучу спроможність основи, називається коефіцієнтом стійкості  $k_{st}$ .

Для складання рівняння моментів відносно точки повороту  $O$  (рис.10.1) розбивають призму ковзання по вертикальним перетинам на ряд смуг.

Силами тертя між смугами і тиском ґрунту на бокові грані смуг, зневажають.

Вважають вагу кожного відсіку умовно прикладеною в точці перетину лінії дії ваги з відрізком дуги ковзання.

$$\sum M_{\text{утр}} = R(\sum N_i \cdot tg(\varphi_i) + \sum c_i \cdot L_i) = b \cdot R \left[ \sum (p_i + \gamma_i \cdot h_i) tg(\varphi_i) \cos(\alpha_i) + \sum \frac{c_i}{\cos(\alpha_i)} \right] \quad (10.1)$$

$$\sum M_{\text{зсув}} = R \sum T_i = R \cdot b \sum \gamma_i \cdot h_i \cdot \sin(\alpha_i) \quad (10.2)$$

$$k_{st} = \frac{\sum M_{\text{утр}}}{\sum M_{\text{зсув}}} \geq 1,2 \quad (10.3)$$

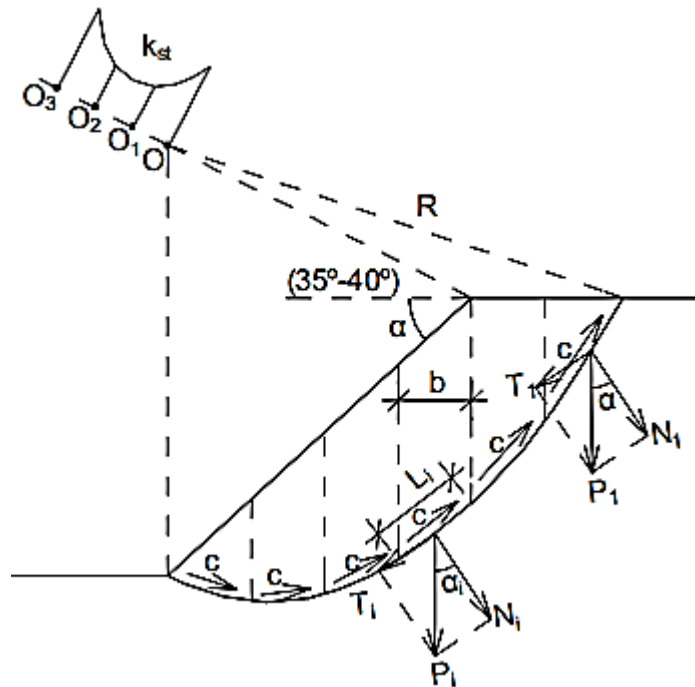


Рисунок 10.1 – Розрахункова схема при розрахунку за методом круглоциліндричних поверхонь

Добутки  $\gamma_i \cdot h_i \cdot \sin(\alpha_i)$  для низхідної частини кривої ковзання зі знаком «+», а для висхідної зі знаком «-» (вони вже не зсувають, а утримують).

Необхідно з усіх можливих поверхонь ковзання вибрати найбільш небезпечну. Це робиться шляхом спроб.

### Приклад 1

Вихідні дані. Висота укосу 21 м, горизонтальна проекція укосу 31 м,  $q=30 \text{ кН/м}^2$  (рис.10.2).

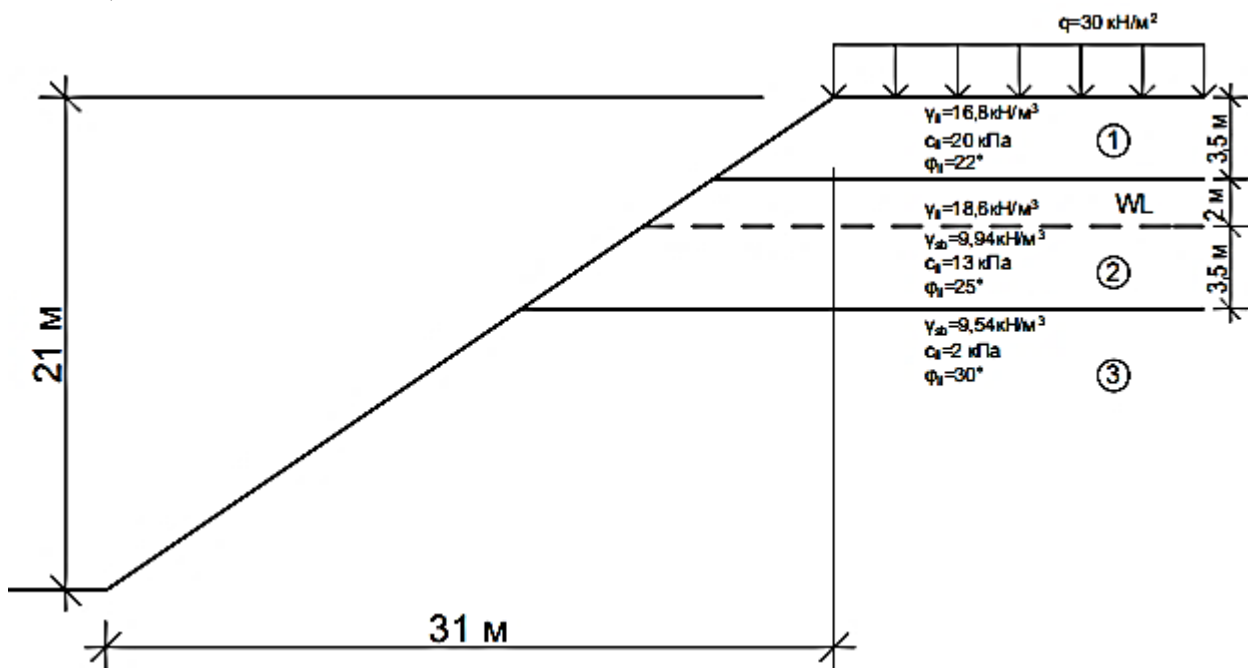


Рисунок 10.2 – Вихідні дані до розрахунку стійкості

Для побудови поверхні ковзання необхідно під кутом  $36^\circ$  провести пряму до верху укосу. На цій прямій необхідно відкласти відстань

$(0,25+0,4m)h=(0,25+0,4\cdot 31/21)21=17,68$  м. Потім необхідно побудувати поверхню ковзання радіусом  $R$  як показано на рис. 10.3.

Розбиваємо відсік ґрунтового масиву на 10 елементів (рис.3). Площу цих елементів та кути нахилу поверхні ковзання визначаємо графічно. Далі визначаємо масу цих елементів:

$$g_1=2,35\cdot 16,8=42 \text{ кН/м};$$

$$g_2=10,25\cdot 16,8+4,93\cdot 18,6+3,51\cdot 9,94=298,79 \text{ кН/м};$$

$$g_3=19,25\cdot 16,8+11\cdot 18,6+19,25\cdot 9,94+18,04\cdot 9,54=705,45 \text{ кН/м};$$

$$g_4=17,5\cdot 16,8+10\cdot 18,6+17,5\cdot 9,94+42,57\cdot 9,54=1060,07 \text{ кН/м};$$

$$g_5=17,5\cdot 16,8+10\cdot 18,6+17,5\cdot 9,94+59,07\cdot 9,54=1217,48 \text{ кН/м};$$

$$g_6=9,03\cdot 16,8+10\cdot 18,6+17,5\cdot 9,94+70,21\cdot 9,54=1181,46 \text{ кН/м};$$

$$g_7=3,29\cdot 8,6+17,5\cdot 9,94+77,07\cdot 9,54=958,46 \text{ кН/м};$$

$$g_8=3,66\cdot 9,94+69,94\cdot 9,54=703,61 \text{ кН/м};$$

$$g_9=94,52\cdot 9,54=901,72 \text{ кН/м};$$

$$g_{10}=45,52\cdot 9,54=434,26 \text{ кН/м}.$$

Враховуємо зовнішнє привантаження (для елементів 1-5):

$$g_1=42 +30\cdot 1,27=80,1 \text{ кН/м};$$

$$g_2=298,79+30\cdot 2,9=385,79 \text{ кН/м};$$

$$g_3=705,45 +30\cdot 5,5=870,45 \text{ кН/м};$$

$$g_4=1060,07 +30\cdot 5=1210,07 \text{ кН/м};$$

$$g_5=1217,48 +30\cdot 5=1367,48 \text{ кН/м}.$$

Вага води (нижче рівня ґрунтових вод для елементів 2-10):

$$g_{w2}=10\cdot 3,26=32,6 \text{ кН/м};$$

$$g_{w3}=10\cdot 48,29=482,9 \text{ кН/м};$$

$$g_{w4}=10\cdot 60,07=600,7 \text{ кН/м};$$

$$g_{w5}=10\cdot 76,57=765,7 \text{ кН/м};$$

$$g_{w6}=10\cdot 87,71=877,1 \text{ кН/м};$$

$$g_{w7}=10\cdot 96,98=969,8 \text{ кН/м};$$

$$g_{w8}=10\cdot 73,79=737,9 \text{ кН/м};$$

$$g_{w9}=10\cdot 94,52=945,2 \text{ кН/м};$$

$$g_{w10}=10\cdot 45,52=455,2, \text{ кН/м}.$$

Розрахунок виконується в табличній формі (табл.10.1).

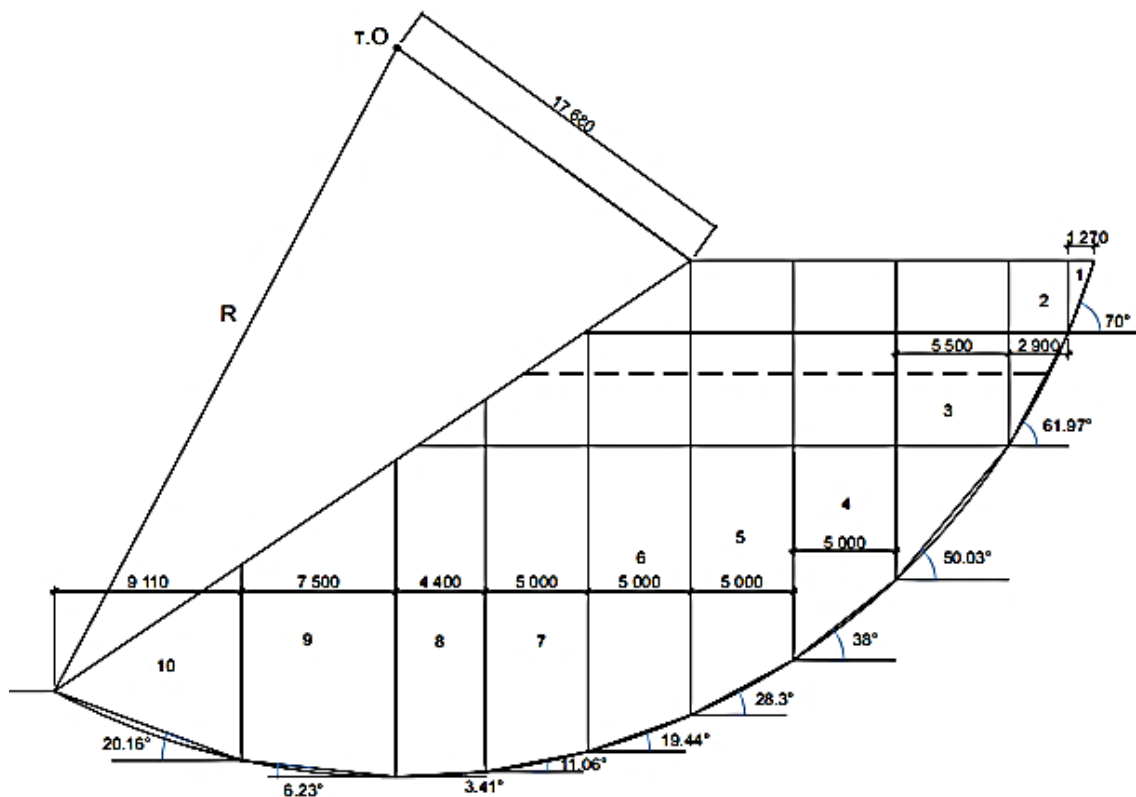


Рисунок 10.3 – Розрахункова схема укосу для методу круглоциліндричних поверхонь

Перевіряємо умову:

$$\sum \frac{g_i \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i) + b_i \cdot c_i}{(1 + \operatorname{tg}(\alpha_i) \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i)) \cos(\alpha_i)} > \sum (g_i + g_w) \sin(\alpha_i) \quad (10.4)$$

4126,07 < 4242,41 – умова не виконується, стійкість укосу по даній поверхні ковзання не забезпечена.

Таблиця 10.1 – Розрахунок стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь

№ елемента	$c_i$ , кПа	$\varphi_i$ , °	$b_i$ , м	$\alpha_i$ , °	$g_i$ , кПа	$g_i + g_w$ , кПа	$\operatorname{tg}\varphi_i$	$g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i$	$b_i \cdot c_i$	$g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + b_i \cdot c_i$	$\operatorname{tg}\alpha_i$	$\operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i$	$1 + \operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$(1 + \operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i) \cos\alpha_i$	$\frac{g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + b_i \cdot c_i}{(1 + \operatorname{tg}\alpha_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i) \cos\alpha_i}$	$\sin\alpha_i$	$(g_i + g_w) \sin\alpha_i$
1	13,3	19,13	1,27	70	80,1	80,1	0,347	27,8	16,89	44,69	2,75	0,954	1,954	0,342	0,668	66,9	0,94	75,29
2	8,9	21,39	2,9	62	385,79	418,39	0,392	151,23	25,81	177,04	1,88	0,737	1,737	0,469	0,815	217,23	0,883	369,44
3	1,3	27,3	5,5	50	870,45	1353,35	0,516	449,15	7,15	456,3	1,19	0,614	1,614	0,642	1,036	440,44	0,766	1036,67
4	1,3	27,3	5	38	1210,07	1810,77	0,516	624,4	6,5	630,9	0,78	0,402	1,402	0,788	1,094	576,69	0,616	1115,43
5	1,3	27,3	5	28,3	1367,48	2133,18	0,516	705,62	6,5	712,12	0,54	0,279	1,279	0,88	1,126	632,43	0,474	1011,13
6	1,3	27,3	5	19,44	1181,46	2058,56	0,516	609,63	6,5	616,13	0,35	0,181	1,181	0,943	1,114	553,08	0,333	685,5
7	1,3	27,3	5	11,06	958,46	1928,26	0,516	494,57	6,5	501,07	0,20	0,103	1,103	0,981	1,082	463,1	0,192	370,23
8	1,3	27,3	4,4	3,4	703,61	1441,51	0,516	363,06	5,72	368,78	0,06	0,031	1,031	0,998	1,029	358,39	0,059	85,05
9	1,3	27,3	7,5	-6,2	901,72	1846,92	0,516	465,29	9,75	475,04	-0,11	-0,057	0,943	0,994	0,937	506,98	-0,108	-199,47
10	1,3	27,3	9,11	-20,2	434,26	889,46	0,516	224,08	11,84	235,92	-0,37	-0,191	0,809	0,938	0,759	310,83	-0,345	-306,86
																4126,07		4242,41

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 10.2, ґрунтові умови приймаються по практичному завданню 4 табл. 4.3.

Таблиця 10.2 – Вихідні дані для розрахунку стійкості укосу

Варіант	$q$ , кН/м <sup>2</sup>	Висота укосу, м	Горизонтальна проекція укосу, м
1	10	15	35
2	20	18	30
3	30	20	42
4	50	23	41
5	-	25	40
6	70	27	38
7	-	10	19
8	25	12	24
9	45	13	26
10	60	16	18

### **11 Визначення розмірів подошви фундаментів мілкового закладання**

*Мета роботи:* призначити глибину закладання фундаменту, визначити розміри подошви.

#### **Короткі теоретичні відомості**

##### *Вибір глибини закладання фундаментів*

У багатьох випадках чим вище закладається подошва, тим менша вартість робіт із спорудження фундаментів. Тому фундаменти бажано закладати на можливо меншу глибину. При цьому необхідно ураховувати такий комплекс факторів.

1. Призначення та конструктивні особливості споруди, що проектується (наявність підвалів, підземних комунікацій, сусідніх та поряд розміщених будинків, підземних споруд тощо).

Фундаменти повинні заглиблюватись нижче підлоги підвалу не менше ніж на 0,5 м для стрічкових і не менше ніж на 0,75 м для стовпчастих.

Призначення глибини закладання фундаменту в залежності від наявності або відсутності підвалу згідно з [3] показано на рис.11.1.

2. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику (фізико-механічні властивості ґрунтів, характер нашарувань, наявність шарів, які мають спроможність зсунутись один по одному, карстові порожнини та ін.).

Рослинний шар ґрунту є дуже стисливим і його слід проходити фундаментами. Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше ніж на  $0,3 \div 0,5$  м. Не рекомендується використовувати як несучий шар такі ґрунти як крихкотілі піски, глинисті ґрунти текучої консистенції (в тому числі мули), заторфовані, насипні тощо.

Недоцільно залишати під подошвою фундаменту слабкий шар ґрунту малої товщини ( $1 \div 2$  м), якщо стисливість цього шару значно більша стисливості підстильного шару.

3. Гідрогеологічні умови майданчика та їх можливі зміни у процесі будівництва та експлуатації споруди.

Для запобігання ускладненню виконання робіт відмітку підшови фундаменту рекомендується вибирати так, щоб вона була вище рівня ґрунтових вод.

4. Значення і характер навантажень, які діють на фундамент, його конструктивна висота за умов сполучення з надфундаментною конструкцією.

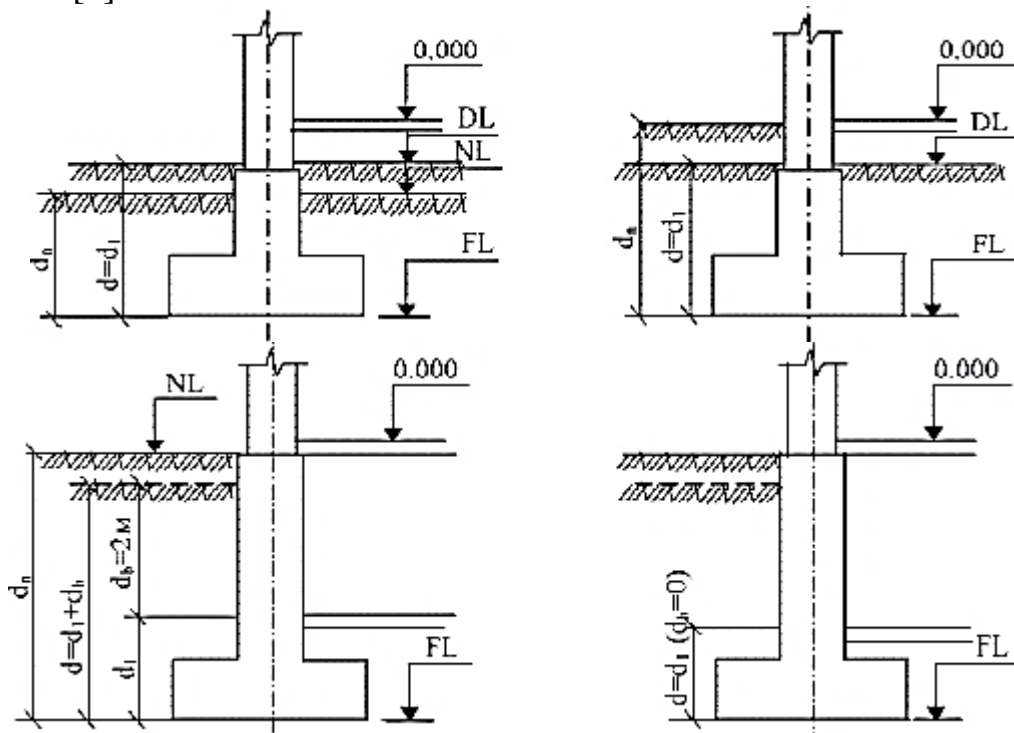
5. Глибина промерзання ґрунтів.

Глибина сезонного промерзання ураховується при призначенні глибини закладання фундаментів, коли є можливість здимання ґрунту при промерзанні. В цьому випадку глибина закладання фундаменту  $d$  призначається на менше розрахункової глибини промерзання  $d_f$ , яка визначається за формулою [3]

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (11.1)$$

де  $k_n$  - коефіцієнт, який ураховує вплив теплового режиму споруди, приймається за [3];

$d_{fn}$  – нормативне значення глибини сезонного промерзання, яке визначається в залежності від виду ґрунту та кліматичних умов будівельного майданчика по формулі 11.2 [3].



а) при ширині підвалу  $B \leq 20$  м б) при ширині підвалу  $B > 20$  м

Рисунок 11.1 – Глибина закладання підшови фундаменту

#### Визначення розмірів підшови центрально навантаженого фундаменту

Розміри підшови фундаментів мілко закладання призначаються, як правило, із розрахунку їх основ за другою групою граничних станів. Для центрально навантажених фундаментів вони повинні задовольняти дві граничні нерівності цієї групи

$$P \leq R, S \leq S_u, \quad (11.2)$$

де  $P$  – тиск під підшовою фундаменту, кПа;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;



$S$  – фактичне значення осідання основи;

$S_u$  - гранично допустиме значення осідання для фундаментів даної споруди [8].

Тиск під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d, \quad (11.3)$$

де  $N$  – розрахункове експлуатаційне значення навантаження (вертикальна зосереджена сила), яке діє на фундамент (оскільки розрахунок ведеться за II групою граничних станів), кН;

$A$  – площа подошви фундаменту, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{mt}$  – середнє значення питомої ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, приймається рівним  $\gamma_{mt} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глибина закладання фундаменту, м.

Розрахунковий опір ґрунту основи обчислюють за формулою [3]

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}], \quad (11.4)$$

де  $\gamma_{c1}$  та  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, які залежать відповідно від виду ґрунту під подошвою фундаменту та жорсткості споруди і визначаються за [3];

$k$  – коефіцієнт надійності, який приймається рівним 1, якщо характеристики ґрунту під подошвою фундаменту визначені безпосереднім випробуванням, та формули (1), якщо характеристики ґрунту визначені за таблицями норм;

$M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - безрозмірні коефіцієнти, які визначаються [3] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_{II}$ ;

$K_z$  - коефіцієнт, який приймається при  $b < 10$  м  $K_z = 1$ , при  $b \geq 10$  м  $K_z = Z_0/b + 0.2$  (тут  $Z_0 = 8$  м,  $b$  – ширина подошви фундаменту), м;

$\gamma_{II}$  – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів, кН/м<sup>3</sup>, при наявності підземних вод визначається з урахуванням зважуючої дії води;

$\gamma'_{II}$  – теж саме, які залягають вище подошви, кН/м<sup>3</sup>;

$C_{II}$  – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

$d_1$  – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвала (рис. 11.1). Дозволяється враховувати конструкцію підлоги підвалу

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf}, \quad (11.5)$$

де  $h_s$  – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту зі сторони підвалу, м;

$h_{cf}$  – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

$\gamma_{cf}$  – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м<sup>3</sup>;

$d_b$  – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною  $B > 20$  м і глибиною більше 2 м  $d_b = 2$  м, при ширині підвалу  $B > 20$  м -  $d_b = 0$ , рис. 11.1).

Усереднення характеристик ґрунту при багатошаровій основі, яка складається із шарів товщиною  $h_1, h_2, \dots$ , здійснюється за формулою

$$\gamma_{\text{сер}} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}. \quad (11.6)$$

При визначенні  $\gamma_{\text{сер}}$  нижче підшоши фундаменту усереднення виконується на глибину не менше  $0,5b$ . Оскільки ширина фундаменту заздалегідь невідома, то в курсових та дипломних проектах виконується усереднення в першому наближенні на глибину 2 м від підшоши фундаменту.

*Визначення розмірів підшоши позацентрово навантаженого фундаменту*

Розміри підшоши позацентрово навантаженого фундаменту повинні задовольняти такі граничні нерівності II групи:

$$\begin{aligned} P_{\text{сер}} &\leq R; \\ P_{\text{max},x(y)} &\leq 1.2 R; \\ P_{\text{max, кут}} &\leq 1.5 R; \\ \frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{max}}} &\geq 0,25 [\geq 0]; \\ S &\leq S_u, \end{aligned} \quad (11.7)$$

де  $P_{\text{max}}$ ,  $P_{\text{min}}$  – відповідно максимальний і мінімальний тиск під підшовою фундаменту (крайовий тиск), який визначається за однією із формул

$$\begin{aligned} \frac{P_{\text{max},x}}{\text{min},x} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d; \\ \frac{P_{\text{max},y}}{\text{min},y} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d, \end{aligned} \quad (11.8)$$

де  $M_x$ ,  $M_y$  – розрахункове експлуатаційне значення згинального моменту, який діє відповідно відносно осей  $X$  та  $Y$  підшоши;

$W_x$ ,  $W_y$  – моменти опору підшоши фундаменту відносно осей відповідно  $X$  та  $Y$ . Для прямокутної форми підшоши  $W_x = b \cdot l^2 / 6$ ;  $W_y = b^2 \cdot l / 6$ ;

$l$ ,  $b$  – довжина і ширина підшоши фундаменту;

$P_{\text{max, кут}}$  – максимальний тиск під кутом підшоши фундаменту для випадку, коли фундамент навантажений згинальними моментами  $M_x$  та  $M_y$  одночасно:

$$P_{\text{max,кут}} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d, \quad (11.9)$$

$P_{\text{сер}}$  – середній тиск під підшовою фундаменту

$$P_{\text{сер}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2}, \quad (11.10)$$

$R$  - визначається за формулою (11.4).

Рекомендоване співвідношення сторін підшоши позацентрово навантаженого фундаменту  $K = l/b = 1.2 \dots 1.6$ .

Обмеження на мінімальний тиск під підшовою фундаменту приймається в залежності від характеру навантажень:

а) для фундаментів колон споруд з мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН/75 т / і більше, для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю 150 кН/15т / і більше, труб, домен та інших споруд баштового

типу а також фундаментів на слабких ґрунтах з  $R \leq 150$  кПа треба приймати тільки трапецієподібну епюру контактного тиску під подошвою, що задовольняє умову  $P_{min}/P_{max} \geq 0.25$ ;

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна приймати трикутну епюру при повному контакті фундаменту з ґрунтом, тобто  $P_{min} \geq 0$ ;

в) в решті випадків допускається частковий відрив подошви фундаменту від ґрунту на величину не більше 0,25l.

#### *Визначення розмірів подошви стрічкового фундаменту*

При визначенні розмірів подошви стрічкового фундаменту його розглядають як стовпчастий (позацентрово або центрально навантажений) з шириною  $b$  та довжиною  $l = 1$  м (навантаження визначають на 1 м погонної довжини стрічкового фундаменту).

Стрічкові фундаменти рекомендується проектувати збірними із типових фундаментних плит (блок-подушок). За необхідністю їх встановлюють з розривом, тоді фундаменти проектують переривчастими [3].

**Приклад 1.** Визначення розмірів подошви окремого центрально завантаженого фундаменту.

**Вихідні дані.** Навантаження  $N_e = 700$  кН (розрахункове значення для другої групи граничних станів). Будинок житловий, має підвал глибиною  $d_b = 2.0$  м, шириною  $b < 20$  м, глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу  $d_1 = 0,75$  м (рис.11.2).

Інженерно-геологічні умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис.11.2).

1. Насипний ґрунт товщиною 0,7 м (товщина враховується від поверхні планування) з питомою вагою  $\gamma_{II} = 18$  кН/м<sup>3</sup>.

2. Суглинок товщиною 2,5 м ( $\gamma_{II} = 19$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,75$ ;  $I_L = 0.63$ ;  $\varphi_{II} = 20^\circ$ ;  $c_{II} = 21$  кПа).

3. Глина товщиною 7,2 м ( $\gamma_{II} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,95$ ;  $I_L = 0,45$ ;  $\varphi_{II} = 13^\circ$ ;  $c_{II} = 33$  кПа).

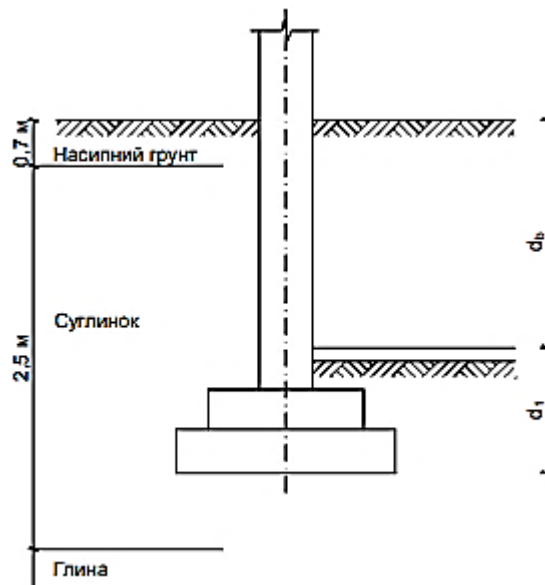


Рисунок 11.2 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є шар суглинку,  $R_0 \approx 200$  кПа [3].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу. Товщина підлоги підвалу  $h_{cf} = 0,20$  м, питома вага бетону  $\gamma_{cf} = 22$  кН/м<sup>3</sup>; товщина шару ґрунту від подошви фундаменту до підлоги підвалу  $h_s = 0,75 - 0,20 = 0,55$  м.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,55 + \frac{0,2 \cdot 22}{19} = 0,78 \text{ м.}$$

3. Визначаємо площу подошви фундаменту в першому наближенні за формулою

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{700}{200 - 20 \cdot 2,75} = 4,83 \text{ м}^2.$$

4. Оскільки фундамент центрально завантажений, то приймаємо його квадратним у плані і тоді

$$b' = l' = \sqrt{A'} = \sqrt{4,83} = 2,2 \text{ м.}$$

5. Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (11.4)

$$R' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1)2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 288,8 \text{ кПа}$$

При цьому в формулі (11.4) прийняті такі параметри:

За табл. Е.8 [3] при  $\varphi_{II} = 20^\circ$   $M_\gamma = 0,51$ ;  $M_q = 3,06$ ;  $M_c = 5,66$ ; осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{18 \cdot 0,7 + 19 \cdot 2,05}{2,75} = 18,7 \text{ кН/м}^3.$$

Осереднене на глибину  $z$  розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, при ширині подошви  $b = 2,2$  м і  $z = b/2 = 1,1$  м

$$\gamma_{II} = \frac{19 \cdot 0,45 + 20 \cdot 0,65}{1,1} = 19,6 \text{ кН/м}^3.$$

6. Площа подошви в другому наближенні

$$A'' = \frac{700}{288,8 - 20 \cdot 2,75} = 2,99 \text{ м}^2.$$

7. Ширина подошви фундаменту

$$b'' = \sqrt{2,99} = 1,73 \text{ м.}$$

8. Розрахунковий опір ґрунту основи у другому наближенні

$$R'' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,73 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1)2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 254,82 \text{ кПа.}$$

9. Площа подошви фундаменту

$$A''' = \frac{700}{254,82 - 20 \cdot 2,75} = 3,50 \text{ м}^2.$$

10. Ширина подошви фундаменту

$$b''' = \sqrt{3,50} = 1,87 \text{ м.}$$

11. Повторимо цикл

$$R''' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,87 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1)2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 256,22 \text{ кПа};$$

$$A^{IV} = \frac{700}{256,82 - 20 \cdot 2,75} = 3,47 \text{ м}^2; \quad b^{IV} = \sqrt{3,47} = 1,86 \text{ м.}$$

12. Приймаємо розміри фундаменту кратними 300 мм

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad l = 2,1 \text{ м (при } A = 3,78 \text{ м}^2 > A^{IV} = 3,47 \text{ м}^2 \text{ )}.$$

13. Виконаємо перевірку умови  $p < R$

$$p = \frac{700}{1,8 \cdot 2,1} + 20 \cdot 2,75 = 240,2 \text{ кПа};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,6 + 237,53 = 281,1) \text{ кПа.}$$

Таким чином

$$p = 240,2 \text{ кПа} < R = 281,1 \text{ кПа.}$$

Розміри підшви фундаменту можна прийняти

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad l = 2,1 \text{ м.}$$

**Приклад 2.** Визначення розмірів підшви позacentрово навантаженого стовпчастого фундаменту.

Вихідні дані. Промисловий корпус з мостовими кранами вантажопідйомністю  $Q = 500$  кН. При найбільш несприятливому сполученні для розрахунку за другою групою граничних станів навантаження на фундамент  $N_e = 1200$  кН,  $M_{e,x} = 450$  кН·м;  $M_{e,y} = 110$  кН·м. Споруда без підвалу.

Глибина закладання фундаменту  $d = d_1 = 1,8$  м (рис.11.3). Основою фундаменту є супісок, який характеризується такими показниками  $\gamma_s = 27$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_{II} = 18,5$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,45$ ;  $I_L = 0,33$ ;  $\varphi_{II} = 17^\circ$ ;  $c_{II} = 25$  кПа.

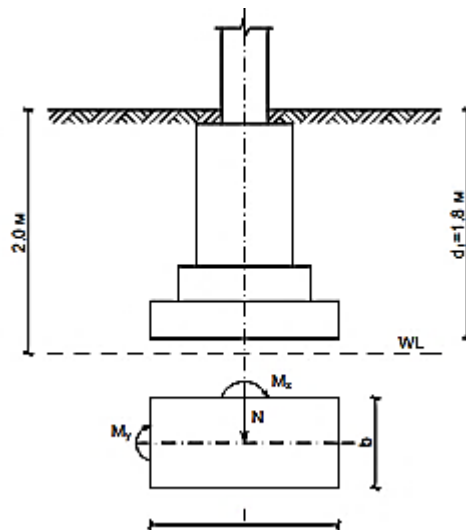


Рисунок 11.3 – Схема розташування фундаменту у ґрунті і навантажень на фундамент

На глибині 2.0 м від поверхні планування знаходиться рівень ґрунтової води.

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи за табл. Е.3 [3]  $R_o \approx 300$  кПа.

2. Визначаємо площу підшви фундаменту в першому наближенні за формулою (11.11)

$$A' = \frac{1200}{300 - 20 \cdot 1,8} = 4,5 \text{ м}^2.$$

3. Приймаємо фундамент прямокутним з співвідношенням сторін підшви

$$\eta = l/b = 1,2, \text{ тоді } b = \sqrt{A'/\eta} = \sqrt{4,5/1,2} = 1,94 \text{ м.}$$

4. Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (11.4).

За табл.Е.7 [3] знайдемо коефіцієнти  $\gamma_{c1} = 1,2$  і  $\gamma_{c2} = 1,0$  для глинистого ґрунту при  $I_L = 0,33$ . Коефіцієнт  $k=1$ , оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

За табл. Е.8 [3] при  $\varphi_{II} = 17^\circ$   $M_\gamma = 0,39$ ;  $M_q = 2,57$ ;  $M_c = 5,15$ .

Оскільки частинки супіску знаходяться у підвішеному водою стані (нижче рівня підземних вод), то питома вага ґрунту нижче рівня підземної води ( $WL$ ):

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,45} = 11,7 \text{ кН/м}^3.$$

Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту при ширині підшви  $b = 2,0$  м і  $Z = 1,0$  м

$$\gamma_{II} = \frac{18,5 \cdot 0,2 + 11,7 \cdot 0,8}{1,0} = 13,06 \text{ кН/м}^3.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,94 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25] = 269,05 \text{ кПа.}$$

5. Площа підшви фундаменту в другому наближенні

$$A'' = \frac{1200}{269,05 - 20 \cdot 1,8} = 5,14 \text{ м}^2.$$

6. Ширина підшви фундаменту

$$b'' = \sqrt{5,14/1,2} = 2,07 \text{ м.}$$

7. Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,07 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25] = 269,8 \text{ кПа.}$$

8. Площа підшви фундаменту

$$A''' = \frac{1200}{269,8 - 20 \cdot 1,8} = 5,13 \text{ м}^2.$$

9. Ширина підшви

$$b''' = \sqrt{5,13/1,2} = 2,068 \text{ м.}$$

10. Приймаємо розміри підшви кратними 300 мм

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad l = b \cdot \eta = 2,1 \cdot 1,2 = 2,52 \text{ (м)} = 2,7 \text{ м.}$$

11. Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 = 247,6 \text{ кПа};$$

Розташуємо фундамент так, щоб вісь  $x$  була паралельна меншій стороні фундаменту, тоді максимальні значення крайового тиску в напрямку осей  $x$  та  $y$  за формулами (11.9)

$$p_{max,x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 424,0 \text{ кПа};$$

$$p_{max,y} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 303,0 \text{ кПа};$$

Максимальний кутовий тиск під подошвою фундаменту

$$P_{\frac{max}{кут}} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 479,4 \text{ кПа};$$

Мінімальний тиск під подошвою фундаменту буде спостерігатись в напрямку осі  $x$

$$P_{min,x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} - \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 71,23 \text{ кПа};$$

Отже,

$$P_{сер} = 247,6 \text{ кПа} < R = 269,4 \text{ кПа};$$

$$P_{max,x} = 424,0 \text{ кПа} > 1,2R = 323,3 \text{ кПа};$$

$$P_{max,y} = 303,0 \text{ кПа} < 1,2R = 323,3 \text{ кПа};$$

$$P_{max,кут} = 479,4 \text{ кПа} > 1,5R = 404,1 \text{ кПа};$$

$$P_{min,x} = 71,2 \text{ кПа} > 0.$$

Дві з граничних нерівностей не виконуються, тому збільшимо розміри підшви фундаменту. Прийmemo  $b = 2,4 \text{ м}$ ,  $l = 3,0 \text{ м}$ .

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 12,4 + 214,33] = 271,1 \text{ кПа.}$$

$$P_{сер} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0^2} + 20 \cdot 1,8 = 202,7 \text{ кПа} < R = 271,1 \text{ кПа};$$

$$P_{max,x} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{450 \cdot 6}{3,0^2 \cdot 2,4} + 20 \cdot 1,8 = 327,7 \text{ кПа} \approx 1,2 \cdot R = 325,3 \text{ кПа};$$

$$P_{max,y} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} + 20 \cdot 1,8 = 240,9 \text{ кПа} < 325,3 \text{ кПа};$$

$$P_{max,кут} = 327,7 + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} = 365,9 \text{ кПа} < 1,5 \cdot R = 406,7 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = 202,7 - \frac{450 \cdot 6}{2,4 \cdot 3,0^2} = 77,7 \text{ кПа} > 0.$$

Всі необхідні граничні нерівності виконуються, тому після розрахунку осідань прийняті розміри підосви фундаменту можна вважати остаточними.

**Приклад 3.** Визначення розмірів підосви стрічкового фундаменту.

Вихідні дані. Навантаження на обрізі фундаменту  $N_e = 420 \text{ кН/м}$ ;  $M_{y,e} = 70 \text{ кНм/м}$ . Будівля – житловий будинок з технічним підпіллям.  $d_b = 1,2 \text{ м}$ ;  $d_l = 0,5 \text{ м}$ . Схема розташування фундаменту показана на рис.11.4.

Ґрунтові нашарування на майданчику забудови такі:

1. Суглинок текучопластичний товщиною 1,2 м ( $\gamma_{II} = 18,7 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,70$ ;  $I_L = 0,81$ ;  $\varphi_{II} = 15^\circ$ ;  $c_{II} = 13 \text{ кПа}$ );

2. Пісок середньої крупності, товщиною 7,1 м ( $\gamma_{II} = 18,9 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,51$ ;  $\varphi_{II} = 35^\circ$ ;  $C_{II} = 2 \text{ кПа}$ ).

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є пісок середньої крупності  $R_0 = 500 \text{ кПа}$  [5, табл. Е.2].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу

$$d_1 = h_1 + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,30 + 0,20 \cdot \frac{22}{18,7} = 0,54 \text{ м.}$$

де  $h_s = 0,5 - 0,2 = 0,3 \text{ (м)}$ ;

$h_{cf} = 0,2 \text{ м}$ ;  $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$ .

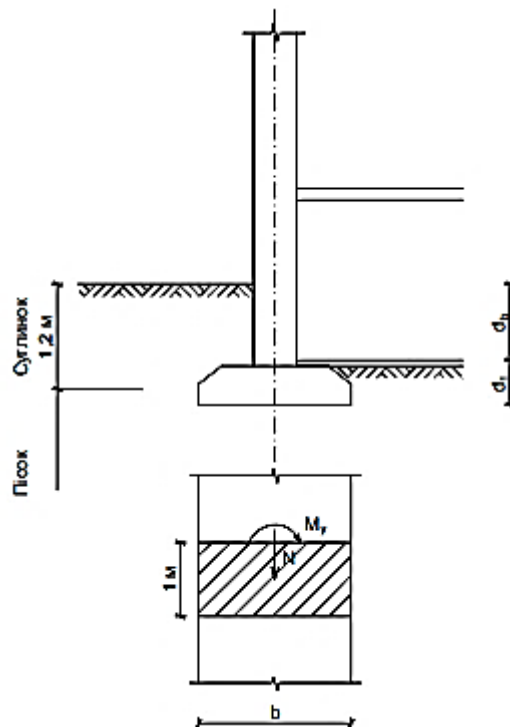


Рисунок 11.4 – Схема розміщення стрічкового фундаменту у ґрунті

3. Визначимо площу підосви фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{420}{500 - 20 \cdot 1,7} = 0,9 \text{ м}^2.$$

Оскільки фундамент стрічковий, то  $b = A_l = 0,9 \text{ (м}^2\text{)}$  при  $l = 1 \text{ м}$ . Призначаємо ширину фундаменту рівною ближній ширині збірної фундаментної плити:  $b = 1 \text{ м}$ .



4. Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18,9 + 7,71 \cdot 0,5 \cdot 18,76 + (7,71 - 1) \cdot 1,218,76 + 9,58 \cdot 2,0) = 460,8 \text{ кПа.}$$

При цьому за таблицею Е.7 [3] для пісків середньої крупності  $\gamma_{c1} = 1,4$  та для довгих будівель  $\gamma_{c2} = 1,2$ ;  $k=1$ , оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями; за табл. Е.8 [3] при  $\varphi_{II} = 35^\circ$   $M_\gamma = 1,68$ ;  $M_q = 7,71$ ;  $M_c = 9,58$ . Осереднене значення питомої ваги ґрунтів вище підшови фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{18,7 \cdot 1,2 + 18,9 \cdot 0,5}{1,7} = 18,76 \text{ кН/м}^3.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$P_{\text{сер}} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + 20 \cdot 1,7 = 454 \text{ кПа.}$$

6. Оскільки під подошвою стрічкових фундаментів згинальний момент діє тільки в одному напрямку (рис.11.4), визначаємо крайовий тиск в напрямку цього згинального моменту:

$$\begin{cases} P_{\text{max},y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,7 = 874 \text{ кПа;} \\ P_{\text{min},y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} - \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,7 = 34 \text{ кПа.} \end{cases}$$

7. Виконуємо перевірку крайових тисків

$$P_{\text{сер}} = 454 \text{ кПа} < R = 460 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max},y} = 874 \text{ кПа} > 1,2 R = 552 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min},y} = 34 \text{ кПа} > 0.$$

Одна із граничних нерівностей не виконується.

8. Приймаємо збірну фундаментну плиту шириною  $b = 1,4$  м.

Тоді

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} [1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 18,9 + 242,5] = 482,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{сер}} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,4} + 20 \cdot 1,7 = 303 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},x} = 303 + \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 517,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min},y} = 303 - \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 88,7 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{сер}} = 303 \text{ кПа} < R = 482,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},y} = 517,3 \text{ кПа} < 1,2R = 578,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min},y} = 88,7 \text{ кПа} > 0.$$

Всі граничні нерівності виконуються. Приймаємо фундаментні плити ФЛ.14.24 – 3т.

### Варіанти для індивідуальних завдань

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 11.1, ґрунтові умови приймаються по практичному завданню 4 табл.4.3.

Таблиця 11.1 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання і фундаменту з палів

Варіант	Розрахункові експлуатаційні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{e,x}$ , кНм	$M_{e,y}$ , кНм			
1	1200	50	-	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
2	1900	75	-	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
3	2200	80	-	0,000	-	0,4×0,6 (МК)
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
5	1500	60	-	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
6	2000	60	-	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
7	2200	80	40	-0,600	-	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
8	2400	100	-	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)
10	3000	100	-	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)

## 12 Перевірка слабкого підстильного шару

*Мета роботи:* виконати перевірку напружень на покрівлі слабкого підстильного шару.

### Короткі теоретичні відомості

При наявності в межах товщі, що стискається, на глибині  $Z$  від подошви фундаменту шару ґрунту меншої міцності порівняно з шарами, які лежать вище, розміри подошви фундаменту повинні бути такими, щоб виконувалась умова

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (12.1)$$

де  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zy}$  та  $\sigma_{zg} - \sigma_{zy}$  вертикальні напруження у ґрунті на глибині  $Z$  від подошви фундаменту, відповідно від зовнішнього навантаження на фундамент, від ваги ґрунту, що витягнутий з котловану, і від власної ваги ґрунту, кПа.

$R_z$  – розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині  $Z$ , кПа, який обчислюється за формулою (11.4) для умовного фундаменту шириною:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}; \quad a = \frac{l-b}{2}, \quad (12.2)$$

де  $N$  – вертикальне навантаження на основу від фундаменту (враховуючи його власну вагу);

$l$  та  $b$  – відповідно довжина та ширина подошви фундаменту.

Якщо умова (12.1) не виконується, треба збільшити розміри подошви фундаменту і знову перевірити тиск на покрівлю слабкого шару.

### Приклад 1

Вихідні дані: розміри підшови 2,1х2,4 м,  $N_e=1200$  кН,  $d_f=2,1$  м,  $h_1=1,5$  м,  $\gamma_1=17,0$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_2=18,1$  кН/м<sup>3</sup>, вид слабого ґрунту – суглинок  $I_L=0,9$ ,  $\gamma_{слаб}=16,8$  кН/м<sup>3</sup>,  $c_{слаб}=4$  кПа,  $\varphi_{слаб}=17^\circ$ , розміри котловану 4х60 м (рис.12.1).

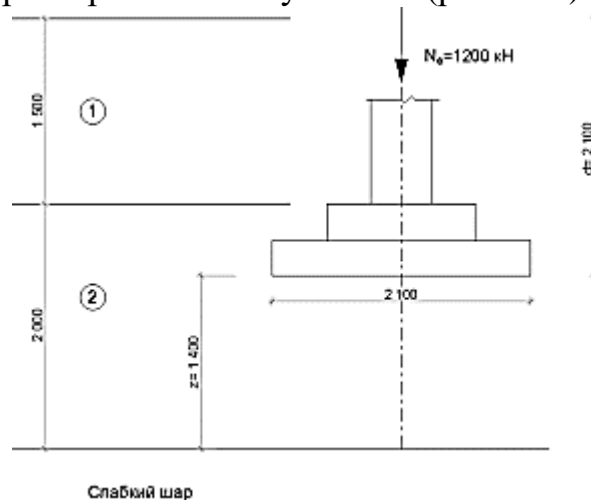


Рисунок 12.1 – Розміщення фундаменту в ґрунті

Середній тиск під підшовою фундаменту:

$$P = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 2,1 = 280 \text{ кПа.}$$

Відстань від підшови фундаменту до покрівлі слабого шару складає  $Z=1,4$  м (рис. 12.1).

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині  $Z$  від підшови фундаменту від зовнішнього навантаження на фундамент:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,529 \cdot 280 = 148 \text{ кПа}$$

де  $\alpha=0,529$  по табл. Д1 [3] в залежності від  $\zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,4}{2,1} = 1,333$  та

$$\eta = \frac{l}{d} = \frac{2,4}{2,1} = 1,14$$

Вертикальне напруження в рівні підшови фундаменту від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кПа.}$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині  $Z$  від підшови фундаменту від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg} = 36,5 + 18,1 \cdot 1,4 = 61,7 \text{ кПа.}$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині  $Z$  від підшови фундаменту від ваги ґрунту, що витягнутий з котловану:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg,0} = 0,905 \cdot 36,4 = 33 \text{ кПа,}$$

де  $\alpha_k = 0,905$  по табл. Д.1 [3] в залежності від  $\zeta_k = \frac{2z}{b_k} = \frac{2 \cdot 1,4}{4} = 0,7$  та

$$\eta = \frac{l_k}{b_k} = \frac{60}{4} = 15 > 10.$$

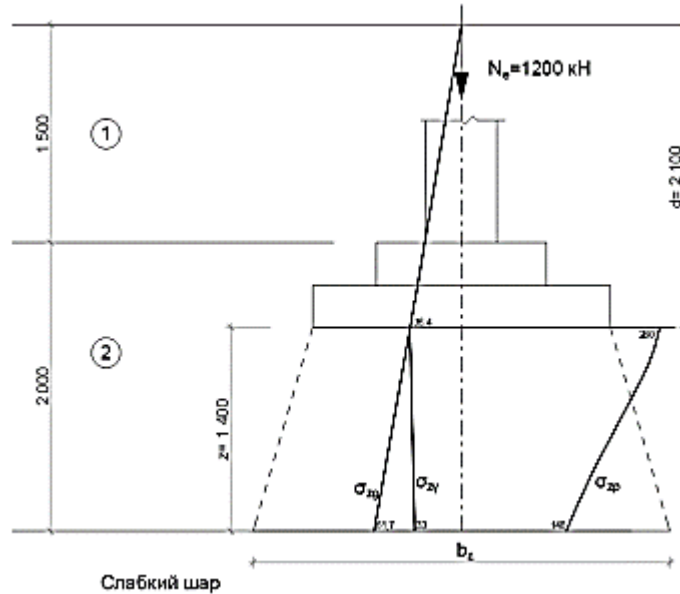


Рисунок 12.2 – Епюри вертикальних напружень у ґрунті

Площа умовного фундаменту на глибині Z:

$$A_z = \frac{N_e + \gamma_{mt} \cdot d_1 \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{1200 + 20 \cdot 2,1 \cdot 2,1 \cdot 2,4}{148} = 9,54 \text{ м}^2.$$

$$a = \frac{l-b}{2} = \frac{2,4-2,1}{2} = 0,15 \text{ м}, \quad \text{тоді} \quad b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{9,54 + 0,15^2} - 0,15 = 2,94 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z (за формулою Е.1 [3]):

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,94 \cdot 16,8 + 2,57 \cdot 3,5 \cdot 17,63 + 5,15 \cdot 4) = 218,3 \text{ кПа},$$

$$\gamma'_{II} = \frac{17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 2}{3,5} = 17,63 \text{ кН/м}^3.$$

Перевіряємо виконання умови (12.1):

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zn} + \sigma_{zg} = 148 - 33 + 61,7 = 176,7 \text{ кПа}$$

Умова виконується, тиск на покрівлю слабого шару не перевищує його розрахункового опору.

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається по останній цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 12.1.

Таблиця 12.1 – Вихідні дані для перевірки слабого підстильного шару

Варіант	Розміри підосви фундаменту, м	$N_c$ , кН	$d_1$ , м	$d_b$ , м	$h_1$ , м	$h_2$ , м	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{слаб}}$ , кН/м <sup>3</sup>	Розміри котловану, м	Вид слабого ґрунту	$C_{\text{слаб}}$ , кПа	$\phi_{\text{слаб}}$ , град.
1	1,8×2,4	920	2,1	0	0,7	2,4	17,0	18,5	18,0	15×42	Суглинок, $I_L = 0,8$	10	14
2	2,1×2,7	1400	1,4	2,1	1,1	3,6	16,5	18,9	17,0	5×74	Мул, $I_L = 1,0$	12	5
3	$b = 1,8$	530	0,6	2,5	0,5	3,9	16,3	19,0	17,9	4×60	Пісок пилуватий	17	3
4	$b = 2,4$	710	0,7	2,7	0,8	3,6	17,3	18,5	17,5	5×40	Глина мулиста, $I_L = 1,1$	12	13
5	1,5×1,8	750	1,8	0	1,2	2,0	17,1	17,8	17,2	21×68	Супісок, $I_L = 0,9$	3	18
6	$b = 3,2$	830	0,7	2,6	0,9	3,5	17,4	18,7	17,6	18×18	Суглинок мулистий, $I_L = 0,8$	10	10
7	1,5×2,4	910	2,2	0	1,1	2,3	16,6	18,1	16,9	5×150	Мул, $I_L = 1,2$	10	6
8	1,8×2,7	1170	1,0	1,9	1,3	2,7	16,7	18,2	17,1	15×36	Суглинок, $I_L = 0,85$	11	15
9	$b = 1,0$	550	0,6	2,6	0,4	3,8	17,2	18,6	17,0	16×80	Глина мулиста, $I_L = 1,0$	13	11
10	1,8×3,0	1230	1,2	1,9	1,3	4,2	16,3	18,0	17,3	4×185	Суглинок, $I_L = 0,9$	9	16

### 13 Визначення несучої здатності забивної висячої палі

*Мета роботи:* призначити глибину закладання підосви ростверка та марку забивної висячої палі, визначити її несучу здатність.

#### Короткі теоретичні відомості

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі складається з несучої здатності під нижнім кінцем і несучої здатності по боковій поверхні та визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (13.1)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (приймається  $\gamma_c = 1$ );

$\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та по боковій поверхні палі [3, табл. Н.2.3];

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі [3, табл. Н.2.1], кПа;

$A$  - площа спирання палі на ґрунт, м<sup>2</sup>;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що визначається за формулою (13.2), для попередніх розрахунків допускається  $f$  приймати за табл. Н.2.2 [3], кПа;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, що прорізається боковою поверхнею палі, м.

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg}(\varphi_{I,i}) + c_{I,i}, \quad (13.2)$$

де  $\sigma_{zg,i}$  – напруження від власної ваги ґрунту в середині  $i$ -го шару ґрунтової основи;

$v_i$  – коефіцієнт Пуасона ґрунту в середині  $i$ -го шару ґрунтової основи.

При визначенні  $R$  необхідно звернути увагу на визначення глибини занурення нижнього кінця, а при визначенні  $f_i$  - товщина шару ґрунту, що оточує палю,  $h_i$  не повинна перевищувати 2,0 м.

Порядок розрахунку згідно з прикладом, наведеним нижче.

**Приклад 1.** Вибрати марку і визначити несучу здатність забивної висячої палі для улаштування фундаменту під збірну залізобетонну колону одноповерхової виробничої будівлі в м. Вінниці. Будівля безпідвальна. Відмітка планування території навколо будівлі  $\pm 0,000$ . Переріз колони  $0,4 \times 0,6$  м. Розрахункові граничні значення навантажень по обрізу фундаменту  $N_m = 2600$  кН;  $M_x = 420$  кНм.

Ґрунтові умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис. 13.1):

рослинний шар товщиною 0,8 м,  $\gamma_{II} = 17$  кН/м<sup>3</sup>;

суглинок тугопластичний товщиною 6,7 м,  $I_L = 0,50$ ,  $\gamma_{II} = 18$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_s = 27,1$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{sb} = 9,8$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0,75$ ,  $\varphi_{l,i} = 20^\circ$ ,  $c_{l,i} = 22$  кПа ;

супісок пилюватий пластичний товщиною 5,1 м,  $I_L = 0,7$ ,  $\gamma_{II} = 18,2$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_s = 27$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{sb} = 9,44$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0,80$ ,  $\varphi_{l,i} = 18^\circ$ ,  $c_{l,i} = 9$  кПа;

пісок середньозернистий, середньої щільності товщиною більше 6,0 м,  $\gamma_{II} = 19$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_s = 26,6$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_{sb} = 10,1$  кН/м<sup>3</sup>,  $e = 0,65$ ,  $\varphi_{l,i} = 33^\circ$ ,  $c_{l,i} = 0$  кПа;  
рівень ґрунтових вод – 2,0 м.

1. Вибір глибини закладання ростверка.

Оскільки будівля не має підвалу, то основним фактором, що визначає глибину закладання ростверка, будуть конструктивні міркування та величина навантаження.

Обріз фундаменту за вимогами уніфікації має відмітку  $-0,150$  м. Для збірної залізобетонної колони передбачаємо стаканний стик з ростверком. Глибина стакана за умовами уніфікації 800 мм. Глибину закладання ростверку приймаємо з конструктивних міркувань, забезпечивши товщину дна стакана не менше 400 мм. При цьому забезпечується загальна висота ростверку 1,2 м, що задовольняє вимогу кратності 150 мм.

Глибина закладання ростверка від поверхні планування  $d_p = 1,5 + 0,15 = 1,65$  м, що більше за глибину сезонного промерзання для м. Чернігів

2. Вибір довжини і марки палі.

З геологічного розрізу видно, що ґрунти ІГЕ 2 та ІГЕ 4, розташовані нижче підосви ростверку, можуть служити основою для палі, але глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L \geq 0,4$  не є найкращою основою, тому перевагу віддаємо піску середньої крупності. При цьому враховуємо також і те, що навантаження на фундамент достатньо суттєве.

Заглиблення забивних висячих палі у піски середньої крупності має бути не менше 0,5 м. З забезпечення цієї вимоги, а також заведення палі у ростверк на величину не менше 5 см, приймаємо палі С12-30. Положення палі у ґрунті показано на рис. 13.1.

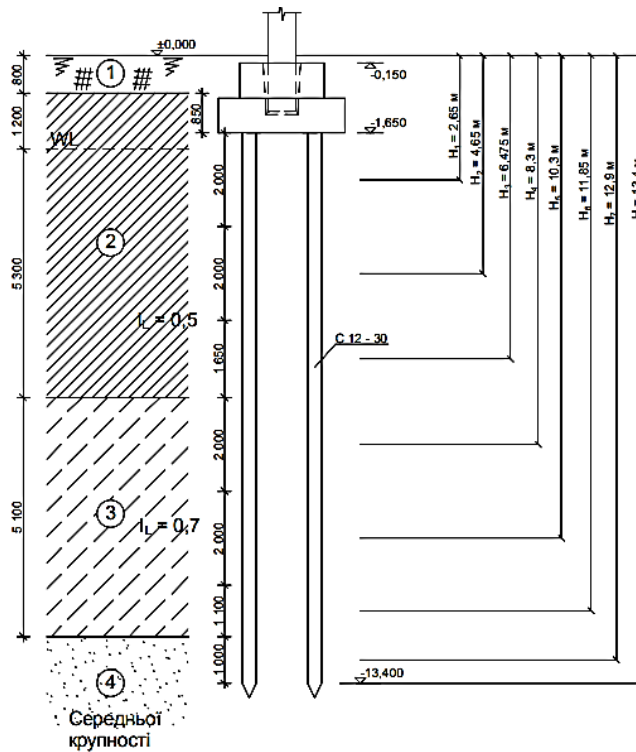


Рисунок 13.1 – Положення у ґрунті і розрахункова схема фундаменту з забивних паль

Несучу здатність палі (по ґрунту) визначаємо при глибині котловану  $d = 1,65\text{ м}$  за формулою (13.1).

Коефіцієнти, які входять в формулу (13.1), знаходимо за [3]

$$\gamma_c = 1, [3, \text{ п. Н.2.1}];$$

$$\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1, [3, \text{ табл. Н.2.3}].$$

Площа поперечного перерізу палі  $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ (м}^2\text{)}$ , периметр поперечного перерізу палі  $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ (м)}$ .

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі ( $R$ ) та по боковій поверхні ( $f_{li}$ ) знаходимо за [3, табл. Н.2.1; Н.2.2] в залежності від глибини, на якій знаходяться нижній кінець палі та середина  $i$ -го шару ґрунту. Також розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні знаходимо за формулою (13.2).

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі, розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (рис. 13.1). Обчислення опору по боковій поверхні виконуємо в табличній формі (табл.13.1).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі при глибині закладання нижнього кінця від рівня природного рельєфу 13,4 м для піску середньої крупності, середньої щільності [3, табл. Н.2.1]  $R = 4272 \text{ кПа}$ .

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні поданий у табл.13.1.

Таблиця 13.1 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

$H_i$ , м	$h_i$ , м	Показник текучості	$f_{i1}$ , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{ef} \cdot f_{i1} \cdot h_i$ , кН/м	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$v_i$	$\varphi_{i,d}$ , °	$c_{i,d}$ , кПа	$f_{2i}$ , кПа (за формулою (2.5))	$\gamma_{ef,i} \cdot f_{2i} \cdot h_i$ , кН/м
2,65	2,0	0,5	18	36,0	38,7	0,35	20	22	29,6	59,2
4,65	2,0	0,5	24	48,0	58,3	0,35	20	22	33,43	66,86
6,475	1,65	0,5	25	41,3	76,2	0,35	20	22	36,93	60,93
8,3	2,0	0,7	10	20,0	93,71	0,3	18	9	22,05	44,1
10,3	2,0	0,7	10	20,0	112,59	0,3	18	9	24,7	49,4
11,85	1,1	0,7	10	11,0	127,22	0,3	18	9	26,72	29,4
12,9	1,0	Сер.кр., сер. щільн.	69	69,0	137,46	0,3	33	0	38,26	38,26

 $\Sigma=245,3$  $\Sigma=348,1$ 

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі

$$F_d = 1(1 \cdot 4272 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 232,3) = 663,2 \text{ кН},$$

$$F_{d2} = 1(1 \cdot 4272 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 348,1) = 802,2 \text{ кН}.$$

Розрахункове навантаження на палю:

$$N_1 = 678,8/1,4 = 484,86 \text{ (кН)};$$

$$N_2 = 802,2/1,4 = 573 \text{ (кН)}.$$

В даному прикладі паля нижнім кінцем передає навантаження на пісок середньозернистий, який є міцною основою. Тому, при реальному проектуванні доцільно перевірити міцність матеріалу ствола палі.

В подальших розрахунках повинно використовуватись менше значення розрахункового навантаження  $N = 485$  кН.

### **Варіанти для індивідуальних завдань**

Варіант обирається по остання цифрі залікової книжки (цифра 0 – обирати 10).

Вихідні дані для виконання роботи взяти із прикладу, інженерно-геологічні умови приймаються з практичного завдання 4 табл.4.3.



## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Грунти. Класифікація: ДСТУ Б В.2.1-2-96. – К. : Мінбуд України, 1997. – 51с. – (Національні стандарти України).
2. Методичні вказівки до практичних занять та індивідуальні завдання з дисципліни “Механіка ґрунтів” для студентів спеціальності “Будівництво та цивільна інженерія”/Уклад. Н. В. Блащук, І. В. Маєвська. – Вінниця : ВНТУ, 2019. – 74с
3. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009 - [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2009. – 161 с. – (Національні стандарти України).
4. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1– 2008 [Чинний від 2008-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 74 с. - (Національні стандарти України).
5. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
6. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: [підручник] / [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін.]. – Полтава, 2003. – 446 с.
7. Крусь Ю. О. Основи та фундаменти : Практикум : навч. посібник. – Вид. 2-ге, перероб. та доп. – Рівне : НУВГП, 2019. – 247 с.
8. Ваганов І. І. Інженерна геологія та охорона навколишнього середовища [Електронний ресурс]:[навчальний посібник] / [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М.]. – Вінниця : ВНТУ, 2010. – 262 с. – Режим доступу: <http://posibnyky.vntu.edu.ua/geologiya/>
9. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009 зі зміною № 1 та № 2. – [Чинний від 2012-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с. – (Національні стандарти України).
10. Методичні вказівки до індивідуальної роботи та практичних занять із навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти». / Уклад. Супрунюк В.В., Фурсович М.О., Півень Ю.М. – Рівне: НУВГП, 2019 – 26 с.
11. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10:2018 – К.: Мінрегіон України, 2018. – 42 с. – (Національні стандарти України).
12. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 - К. : Мінбуд України, 2011. – 127 с. – (Національні стандарти України).