

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

03-03-214М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять та самостійної роботи із
навчальної дисципліни **«Основи транспортних споруд в
складних геологічних умовах»** для здобувачів вищої
освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-
професійною програмою «Автомобільні дороги і
аеродроми» спеціальності G19 «Будівництво та цивільна
інженерія» денної та заочної форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБАД
Протокол №2
від 21.10.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до індивідуальної роботи та практичних занять із навчальної дисципліни «Основи транспортних споруд в складних геологічних умовах» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Автомобільні дороги і аеродроми» спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання [Електронне видання] / Фурсович М. О., Супрунюк В. В. – Рівне : НУВГП, 2024. – 34 с.

Укладачі: Фурсович М. О., канд. техн. наук, доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів ;
Супрунюк В. В., канд. техн. наук, доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., доктор техн. наук, професор, в.о. завідувача кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Зміст

	стор.
Вступ.....	3
1. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням.....	5
2. Визначення загальної деформації осідання і просідання основ фундаменту.....	8
3. Ущільнення ґрунту важкими трамбівками.....	11
4. Проектування основ, ущільнених ґрунтовими палями.....	12
5. Пальові фундаменти на просідаючих ґрунтах.....	16
6. Влаштування піщаних подушок.....	25
Додаток.....	30
Список використаної літератури.....	34

© М. О. Фурсович,
В. В. Супрунюк, 2025
© НУВГП, 2025

Вступ

Складні інженерно-геологічні умови будівництва транспортних споруд на території України спричиняють ускладнення при будівництві, і в процесі наступної експлуатації.

Найбільш поширеними складними умовами, які зустрічаються в Україні є просідні лесові ґрунти, які можуть мати потужну товщину, іноді до декількох десятків метрів. Небезпечними з будівельної точки зору також є умови будівництва на ґрунтах, що дають значні деформації і зустрічаються в усіх природних зонах і дуже поширені на півночі України в поліській зоні. До таких ґрунтів відносять болотні відкладення (мули, сапропелі, торфи і заторфовані ґрунти), пухкі піски, деякі різновиди глинистих водонасичених ґрунтів. Будівництво на таких ґрунтах вимагає додаткових значних витрат на їх ущільнення, закріплення, або повну заміну. Виходячи з цього ґрунтового вивчення фізико-механічних властивостей таких ґрунтів і правильний вибір способів будівництва на них значно впливає на вартість будівництва транспортних споруд в цілому.

Мета проведення практичних занять, або самостійного вивчення є набуття здобувачами освіти практичних знань з визначення типів ґрунтових умов за просіданням, визначення сумісних осідань і просідань основ і фундаментів у випадку замочування просідних ґрунтів, проектуванням пальових фундаментів на просідних ґрунтах, проектування піщаних і піщано-щебневих подушок на слабких і дуже стисливих ґрунтах.

Завдання для індивідуальної роботи

Таблиця 1

№ варіан- та	№ групу	Фізико-механічні характеристики ґрунтів										Товщина ґрунтів, м	d, м	e×l м	P, кПа
		ρ _s , г/см ³	ρ, г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	φ, град.	c, кПа	Відносне просідання ε _d при тисках p, кПа						
									100	200	300				
1	ПЕ-1	2,70	1,33	10,0	31,0	20,0	12	12	0,083	0,091	0,109	6,0	1,8	2,1×3,6	220
	ПЕ-2	2,70	1,69	17,4	40,0	23,0	18	40	0,007	0,014	0,018	4,9			
2	ПЕ-1	2,76	1,43	8,0	26,0	18,0	20	28	0,04	0,08	0,108	5,2	1,6	1,8×3,0	225
	ПЕ-2	2,67	1,57	6,9	32,0	17,0	24	13	0,003	0,015	0,021	6,0			
3	ПЕ-1	2,74	1,51	8,3	36,0	22,0	16	14	0,038	0,062	0,079	4,7	1,7	1,5×2,7	230
	ПЕ-2	2,71	1,66	12,5	29,1	18,0	17	15	0,010	0,012	0,016	6,1			
4	ПЕ-1	2,68	1,53	17,6	36,4	20,0	20	10	0,052	0,081	0,095	4,2	1,8	2,0×3,0	235
	ПЕ-2	2,72	1,47	10,6	42,0	24,0	14	14	0,009	0,017	0,027	6,2			
5	ПЕ-1	2,68	1,60	12,9	48,0	26,0	19	60	0,016	0,026	0,032	4,3	1,9	3,0×3,2	240
	ПЕ-2	2,74	1,69	17,0	34,0	22,0	16	15	0,010	0,011	0,015	5,8			
6	ПЕ-1	2,76	1,43	8,0	28,0	16,5	17	16	0,067	0,079	0,096	4,8	1,6	1,6×2,6	245
	ПЕ-2	2,74	1,69	17,0	34,0	18,0	19	50	0,005	0,015	0,021	5,6			
7	ПЕ-1	2,67	1,57	6,9	32,0	17,0	20	20	0,013	0,018	0,023	5,1	1,5	1,8×1,8	250
	ПЕ-2	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	22	23	0,004	0,014	0,019	5,4			
8	ПЕ-1	2,70	1,62	15,5	27,9	16,8	15	14	0,020	0,025	0,030	4,6	2,2	2,0×3,6	190
	ПЕ-2	2,76	1,43	8,0	28,0	15,5	18	15	0,008	0,013	0,018	5,5			
9	ПЕ-1	2,74	1,69	17,0	34,0	18,0	23	20	0,040	0,050	0,070	5,5	2,1	1,7×2,7	195
	ПЕ-2	2,68	1,70	15,6	23,8	17,8	20	24	0,011	0,013	0,016	5,9			
10	ПЕ-1	2,68	1,72	16,2	24,2	18,0	22	22	0,019	0,027	0,034	5,5	1,7	1,9×2,9	200
	ПЕ-2	2,68	1,57	6,9	32,0	18,0	23	25	0,009	0,018	0,028	5,8			
11	ПЕ-1	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	29	18	0,038	0,062	0,079	5,4	2,4	2,5×2,5	205
	ПЕ-2	2,68	1,57	6,9	32,0	17,0	18	16	0,008	0,017	0,022	6,2			
12	ПЕ-1	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	19	52	0,038	0,052	0,069	5,0	2,6	1,5×1,5	215
	ПЕ-2	2,68	1,70	15,6	23,8	17,8	17	18	0,05	0,06	0,09	6,4			
13	ПЕ-1	2,68	1,72	16,2	24,2	18,0	17	18	0,018	0,023	0,031	4,9	1,7	1,6×1,6	210
	ПЕ-2	2,69	1,70	16,0	24,0	19,0	20	29	0,012	0,016	0,018	6,6			
14	ПЕ-1	2,69	1,67	14,6	23,1	17,7	16	46	0,019	0,026	0,033	5,9	2,3	3,0×3,5	220
	ПЕ-2	2,70	1,66	17,5	31,0	19,2	18	35	0,008	0,022	0,028	6,8			
15	ПЕ-1	2,71	1,34	10,3	30,0	21,0	20	22	0,053	0,071	0,089	5,8	1,6	2,1×2,4	260
	ПЕ-2	2,72	1,67	16,4	38,0	22,0	16	14	0,007	0,013	0,018	6,6			
16	ПЕ-1	2,73	1,45	8,1	26,5	18,5	16	44	0,06	0,08	0,098	5,3	2,1	2,0×2,5	255
	ПЕ-2	2,68	1,56	7,2	31,0	17,2	19	28	0,004	0,013	0,019	6,4			
17	ПЕ-1	2,73	1,54	8,2	34,0	20,0	22	16	0,058	0,075	0,083	5,4	1,8	1,8×2,4	250
	ПЕ-2	2,68	1,63	11,5	28,1	17,0	18	20	0,009	0,012	0,015	6,3			
18	ПЕ-1	2,67	1,52	17,1	35,4	21,0	7	29	0,061	0,092	0,102	4,5	1,5	1,5×1,5	245
	ПЕ-2	2,71	1,49	10,5	41,0	25,0	18	47	0,009	0,014	0,021	6,3			
19	ПЕ-1	2,70	1,62	12,5	47,0	24,0	16	15	0,028	0,039	0,056	4,3	1,9	1,2×1,5	240
	ПЕ-2	2,75	1,71	17,2	33,0	21,0	19	22	0,009	0,013	0,018	6,2			
20	ПЕ-1	2,76	1,43	8,0	28,0	16,5	29	17	0,071	0,093	0,101	4,9	2,1	1,4×2,1	235
	ПЕ-2	2,74	1,69	16,5	33,0	17,0	17	16	0,007	0,013	0,017	6,5			
21	ПЕ-1	2,69	1,61	6,7	31,0	16,0	14	14	0,015	0,022	0,027	6,1	1,7	2,2×3,2	230
	ПЕ-2	2,75	1,56	8,3	35,0	22,5	19	52	0,006	0,015	0,020	5,8			
22	ПЕ-1	2,73	1,61	15,0	27,4	16,5	21	20	0,022	0,027	0,033	6,6	1,8	2,4×3,4	225
	ПЕ-2	2,77	1,48	8,3	27,6	15,4	20	28	0,009	0,014	0,019	5,3			
23	ПЕ-1	2,73	1,52	10,3	32,6	16,9	21	23	0,031	0,042	0,059	5,6	2,0	1,8×2,8	220
	ПЕ-2	2,69	1,55	15,2	23,1	17,1	23	25	0,012	0,014	0,017	6,6			
24	ПЕ-1	2,70	1,51	15,2	23,2	18,1	14	14	0,021	0,027	0,033	5,4	2,2	2,0×2,5	215
	ПЕ-2	2,69	1,58	6,5	31,0	18,3	18	46	0,009	0,016	0,025	6,4			
25	ПЕ-1	2,79	1,58	8,1	39,0	23,1	15	14	0,023	0,042	0,059	5,1	2,1	2,5×3,0	210
	ПЕ-2	2,64	1,52	6,7	35,0	19,5	25	14	0,009	0,014	0,021	6,8			
26	ПЕ-1	2,66	1,60	6,8	32,0	16,6	13	35	0,011	0,021	0,026	6,0	1,8	2,1×3,1	205
	ПЕ-2	2,71	1,58	8,1	31,0	22,0	20	19	0,005	0,014	0,019	5,6			
27	ПЕ-1	2,71	1,64	5,0	29,4	14,2	21	10	0,020	0,027	0,034	5,6	1,8	1,9×3,5	200
	ПЕ-2	2,70	1,44	8,6	26,6	12,4	16	16	0,011	0,013	0,018	5,7			
28	ПЕ-1	2,74	1,71	7,3	28,6	16,5	26	15	0,032	0,043	0,058	5,2	1,6	3,0×3,5	195
	ПЕ-2	2,73	1,70	5,2	23,6	17,5	19	18	0,013	0,016	0,019	6,5			
29	ПЕ-1	2,77	1,64	12,9	18,0	13,1	18	19	0,022	0,028	0,031	5,2	2,0	1,6×2,0	190
	ПЕ-2	2,63	1,52	9,5	34,0	14,7	22	22	0,009	0,014	0,021	6,6			
30	ПЕ-1	2,72	1,54	9,1	31,0	25,0	16	19	0,031	0,042	0,049	5,7	1,7	1,5×2,5	180
	ПЕ-2	2,69	1,51	16,7	33,0	19,8	17	18	0,007	0,012	0,018	6,2			

1. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Специфічною особливістю просідних 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 просідними ґрунтами, залежно від величини можливого просідання під власною вагою при замочуванні в умовах повного водонасичення ($S_r \geq 0,8$), поділяються на два типи:

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).

Задача. 1. Визначити тип ґрунтових умов за просіданням, якщо на будівельному майданчику до глибини 11 м залягають лесові просідаючі ґрунти представлені двома інженерно-геологічними елементами (ІГЕ). Характеристики ґрунтів наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ІГЕ	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_p , %	Відносне просідання при тисках p , кПа			Товщина ґрунтів, 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

Розв'язок.

1) Визначаємо назви ґрунтів за числом пластичності I_p та показником текучості I_L за табл. Б11 і табл. Б14 [1] або табл. А і табл. Б додатку.

Для ІГЕ - 1: $I_p = W_L - W_p = 18 - 12 = 6\%$. - ґрунт супісок;

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{10 - 12}{6} = -0,3 \text{ - супісок твердий.}$$

Для ІГЕ - 2: $I_p = W_L - W_p = 27 - 15 = 12\%$. - ґрунт суглинок;

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{11 - 15}{12} = -0,3 \text{ - суглинок твердий.}$$

2) За табличними даними будуюмо графіки $\varepsilon_{sl}=f(p)$ (рис.1.1).

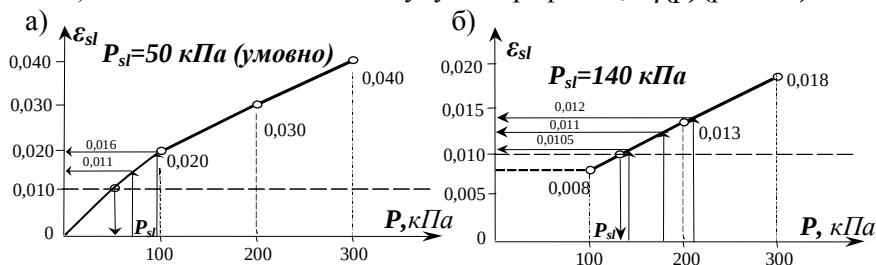


Рис.1. Графіки залежності $\varepsilon_{sl}=f(p)$ для ІГЕ-1 (а) і ІГЕ-2 (б)

3) Просідаючу ґрунтову товщу ділимо на окремі 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 $S_r = 0,8$, попередньо визначивши коефіцієнти пористості ґрунтів ІГЕ-1 і ІГЕ-2; у природному стані вологість замочених ґрунтів W_{sat} .

Для ІГЕ - 1:

- коефіцієнт пористості ґрунту

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

- вологість замоченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,88 \cdot 1,0}{2,70} = 0,261; \quad (2)$$

- питома вага замоченого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1 + W} (1 + W_{sat}) \cdot g = \frac{1,58}{1 + 0,1} (1 + 0,261) \cdot 10 = 18,1 \text{ кН/м}^3. \quad (3)$$

Для ІГЕ - 2:

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,69}{1,61} (1 + 0,11) - 1 = 0,85 \quad (4)$$

- вологість замоченого ґрунту

$$W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,85 \cdot 1,0}{2,69} = 0,253; \quad (5)$$

- питома вага замоченого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{1,61}{1 + 0,11} (1 + 0,253) \cdot 10 = 18,2 \text{ кН/м}^3. \quad (6)$$

5) Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, які виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижніх межах кожного розрахункового шару: $\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i$ (табл. 1.2).

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

7) Визначаємо просідання $S_{sl,i}$ кожного розрахункового шару просідної 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. Для цього з графіків $\varepsilon_{sl,i} = f(p)$ визначаємо відповідно для кожного ІГЕ початковий тиск просідання p_{sl} (мінімальний тиск, при якому проявляються просідаючі властивості ґрунтів у разі їх повного водонасичення) і відносне просідання $\varepsilon_{sl,i}$ для кожного розрахункового шару. Якщо напруження в середині розрахункового шару $\sigma_{zg,sat,i}$ менше початкового тиску просідання p_{sl} , то ґрунт в розрахунковому шарі при цьому тиску просідати не буде, тобто $\varepsilon_{sl,i} = 0$.

8) Визначаємо загальне просідання всієї товщі за формулою $S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i}$.

Розрахунки проводимо у табличній формі (табл.1.2)

До визначення типу ґрунтових умов за просіданням Таблиця 1.2

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	Питома вага замоченого ґрунту γ_{sat} , кН/м ³	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	18,1	2,0	36,2	18,1	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	72,4	54,3	0,011	0,022
				1,0	90,5	81,5	0,016	0,016
ІГЕ -2	Суглинок	6,0	18,2	2,0	126,9	108,7	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	163,3	144,8	0,011	0,022
				2,0	199,7	181,5	0,012	0,024
								0,84

Просідання всієї товщі $S_{sl} = 0,84 \text{ м} = 8,4 \text{ см} > 5 \text{ см}$. Отже, ґрунтові умови відносяться до **II-го типу за просіданням**.

2. Визначення загальної деформації осідання і просідання основи фундаменту

Деформації основ будівель і споруд на лесових просідаючих ґрунтах визначають за умовою:

$$S + S_{sl} \leq S'_u, \quad (2.1)$$

де S – сумісна деформація основи і будівлі чи споруди, що визначається як для звичайних непросідаючих ґрунтів, виходячи з деформаційних характеристик при природній вологості; S_{sl} – деформація основи від просадки ґрунту; S'_u – гранично допустима сумісна деформація основи і будівлі чи споруди, що дорівнює:

$$S'_u = S_u \cdot \gamma_s, \quad (2.2)$$

де S_u – гранично допустима деформація основи і будівлі чи споруди, визначається за ДБН В.2.1-10-2009. „Основи та фундаменти споруд”. як для звичайних ґрунтів, γ_s – коефіцієнт умов роботи, що враховує імовірність одночасного сполучення найбільш несприятливих умов за просіданням та осіданням і приймається рівним одиниці при $S_{sl} < 2 \cdot S$ і рівним 1,25 при $S_{sl} \geq 2 \cdot S$.

Просідання основи при замочуванні визначають за виразом:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (2.3)$$

де n – кількість розрахункових шарів в просідаючій товщі; $\varepsilon_{sl,i}$ – відносне просідання i -го шару ґрунту; h_i – товщина i -го розрахункового шару ґрунту; $k_{sl,i}$ – коефіцієнт, який при ширині підшви фундаменту $b \geq 12$ м дорівнює одиниці; при ширині $b \leq 3$ м вираховується за виразом:

$$k_{sl,i} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (P - P_{sl,i})}{P_0}, \quad (2.4)$$

тут P – середній тиск під підшвою фундаменту, кПа; P_{sl} – початковий тиск просідання i -го шару ґрунту, кПа; P_0 – тиск, що дорівнює 100 кПа; при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ визначається за інтерполяцією між значеннями отриманими при $b=3$ м і $b=12$ м.

Задача. 2. Визначити загальні деформації осідання і просідання за наступних умов. Фундамент з розмірами підшви $b \times l = 2,5 \times 3,5$ м заглиблений на величину $d=2$ м. Тиск по підшві

фундаменту $P=200$ кПа. Грунтові умови з попереднього прикладу. Будівля з залізобетонним каркасом. Технологічний процес пов'язаний з витратами води, можливе замочування основи. Допустиме осідання $S_u=10$ см.

Розв'язок. Розрахунки виконуємо в табличній формі (табл. 2.1). В стовбчиках 1-9 визначаємо осідання основи і фундаменту як для звичайних ґрунтів природньої вологості: ділимо ґрунтову товщу на розрахункові шари товщиною $h_i \leq 0,4 \cdot b$; визначаємо напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , з питомою вагою ґрунту у природному стані γ_{II} ; визначаємо напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на межах розрахункових шарів і $\sigma_{zp,i}$ в середині розрахункових шарів; визначаємо нижню межу стисливої товщі, де $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ (в задачі це на межі 6-го і 7-го шарів); визначаємо осідання в межах стисливої товщі за виразом
$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}.$$

В десятому-дванадцятому стовбчиках визначаємо напруження від власної ваги ґрунту $\sigma_{zg,sat}$ з питомою вагою в насиченому водою стані $\gamma_{sat,II}$; сумарні напруження $\sigma_{zg,sat} + \sigma_{zp}$, на межах розрахункових шарів; тиск в середині розрахункових шарів від напружень $\sigma_{zg,sat} + \sigma_{zp}$.

З графіків залежностей $\varepsilon_{sl} = f(p)$ при визначених тисках знаходимо величини відносного просідання для кожного розрахункового шару (13-й стовбчик).

Визначаємо коефіцієнти k_{sl} для кожного ПГЕ.

Для ПГЕ - 1:
$$k_{sl} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (P - P_{sl,1})}{P_0} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (200 - 50)}{100} = 2,75.$$

Для ПГЕ - 2:
$$k_{sl} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (P - P_{sl,2})}{P_0} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (200 - 140)}{100} = 1,4.$$

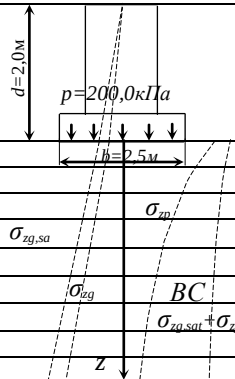
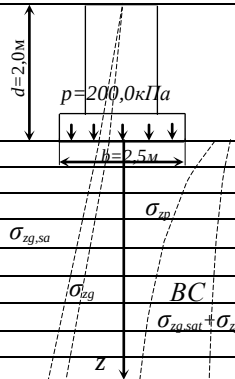
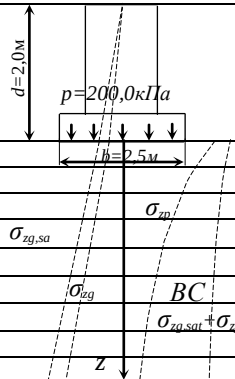
Визначаємо просідання ґрунту в кожному розрахунковому шарі за виразом $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}$ та їх суму S_{sl} .

Визначаємо загальні деформації осідання і просідання $S + S_{sl}$ і порівнюємо з гранично допустимою $S'_u = S_u \cdot \gamma_s = 10 \cdot 1,25 = 12,5$ см.

Тиск під подошвою фундаменту від додаткового навантаження на ґрунт $P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 200 - 31,6 = 168,4$ кПа.

Таблиця 2.1

Загальні деформації осідання і просідання основи і фундаменту

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ_{II} , $\kappa H/M^3$	γ_{II}^{sat} , $\kappa H/M^3$	E , $\kappa Па$		№ розрах. шару	h_i , м	z_i , м	σ_{zg} , $\kappa Па$	$\xi = 2z/b$	α_i	σ_{zp} , $\kappa Па$	$\sigma_{zp,i}$, $\kappa Па$	S_i , м	σ_{zg}^{sat} , $\kappa Па$	$\sigma_{zg}^{sat} + \sigma_{zp}$, $\kappa Па$	Тиск в середині шару, $\kappa Па$	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$, м
							1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ПЕ-1	Супісок твердий просідаючий	5,0	15,8	18,1	20000		0	2,0	0,0	31,6	0,0	1,000	168,4	-	-	36,2	204,6	-	-	-
							1	1,0	1,0	47,4	0,8	0,848	142,8	155,6	0,0062	54,3	197,1	200,9	0,030	0,083
							2	1,0	2,0	63,2	1,6	0,532	89,6	116,2	0,0046	72,4	162,0	179,6	0,028	0,077
							3	1,0	3,0	79,0	2,4	0,325	54,7	72,2	0,0029	90,5	145,2	153,6	0,025	0,069
ПЕ-2	Суглинок твердий просідаючий	6,0	16,1	18,2	20000		4	1,0	4,0	95,1	3,2	0,210	35,4	45,1	0,0018	108,7	143,4	144,3	0,011	0,015
							5	1,0	5,0	111,2	4,0	0,145	24,4	29,9	0,0012	126,9	151,3	147,4	0,011	0,015
							6	1,0	6,0	127,3	4,8	0,105	17,7	21,1	0,0008	145,1	162,8	157,1	0,011	0,015
							7	1,0	7,0	143,4	5,6	0,079	13,3	-	-	163,3	176,6	169,7	0,012	0,017
							8	1,0	8,0	159,5	6,4	0,062	10,4	-	-	181,5	191,9	184,3	0,012	0,017
							9	1,0	9,0	175,6	7,2	0,049	8,3	-	-	199,7	208,0	199,6	0,013	0,018
														Σ						

Сумарна деформація осідання і просідання фундаменту становить $S + S_{sl} = 1,75 + 32,6 = 34,35$ см, що значно перевищує гранично допустиму сумісну деформацію основи будівлі чи споруди, що дорівнює:

$$S'_u = 12,5 \text{ см.}$$

3. Ущільнення ґрунту важкими трамбівками.

Задача 3. 1) Визначити, до якої глибини необхідно ущільнити просідаючу товщу ґрунту, щоб сумісні деформації осідання і просідання ґрунту не перевищували гранично допустиму сумісну деформацію основи будівлі чи споруди, що дорівнює: $S'_u=12,5$ см. 2) Підібрати важку трамбівку для ущільнення просідаючої товщі.

Розв'язок: Ми бачимо, що осідання ґрунтової товщі для ґрунту у природньому стані $S=1,75$ см. Після замочування відбувається додаткове просідання, яке в 4–9 шарів дорівнює $S_{sl}=1,5+1,5+1,5+1,7+1,7+1,8=9,7$ см. Це означає, що коли ущільнити верхні 3-ри шари (3 м) просідаючої товщі, то сумісне осідання та просідання нижніх 4–9 шарів не перевищить значення $S'_u=12,5$ см ($S+S_{sl,5-9}=1,75+9,7=11,45$ см $< S'_u=12,5$ см).

Приймаємо рішення ущільнити важкими трамбівками ґрунт товщиною $h_s=3$ м від подошви фундаменту ще до його влаштування, для чого:

- визначаємо необхідний діаметр трамбівки

$$d_{mp} = \frac{h_s}{k} = \frac{3,0}{1,8} = 1,67 \text{ м} \quad (3.1)$$

де h_s – товщина ущільнення 4 м; k – коефіцієнт, який для супісків і суглинків дорівнює 1,8; для глин – 1,5;

- визначаємо масу трамбівки

$$m_{mp} = \frac{P \cdot A}{g} = \frac{20 \cdot 2,2}{9,81} = 4,45 \text{ т} \quad (3.2)$$

де $A=\pi d_{mp}^2/4=3,14 \cdot 1,67^2/4=2,2$ м² – площа подошви трамбівки; $g=9,81$ г/см³ – пришвидження вільного падіння; $P=20$ кПа – статичний тиск трамбівки на ґрунт;

- визначаємо величину недобору ґрунту при відкопуванні котловану $\Delta h'$, яка становить

$$\Delta h' = \Delta h + (10-15) \text{ см}, \quad (3.3)$$

де Δh – орієнтовне значення пониження поверхні ґрунту при ущільненні; (10-15) см – зрізання поверхні ґрунту в котловані при його вирівнюванні.

$$\Delta h = 1,2 \cdot h_s \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{ds}}\right) = 1,2 \cdot 3,0 \cdot \left(1 - \frac{1,44}{1,7}\right) = 0,55 \text{ м}. \quad (3.4)$$

де ρ_d – щільність сухого ґрунту до ущільнення

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,58}{1+0,1} = 1,44 \text{ г/см}^3; \quad (3.5)$$

$\rho_{ds}=1,7 \text{ г/см}^3$ – щільність сухого ґрунту після ущільнення.

Приймаємо величину недобору з урахуванням зачистки ґрунту $\Delta h' = \Delta h + 12 \text{ см} = 0,55 + 0,15 = 0,7 \text{ м}$. Це означає, що котлован викопуємо не на $d=2 \text{ м}$, а на $d-\Delta h'=2-0,7=1,3 \text{ м}$ від розпланованої поверхні землі.

При ущільненні тільки з метою ліквідації властивостей просідання ґрунтів, ширина ущільненої смуги

$$b_y = b + 0,5 \cdot (b - d_{mp}) = 2,5 + 0,5 \cdot (2,5 - 1,67) = 2,92 \text{ м}. \quad (3.6)$$

Але за іншою умовою ширина ущільненої смуги за межами фундаменту повинна бути не менше, як на $0,2 \text{ м}$ більшою за ширину фундаменту з кожної сторони, тобто

$$b_y = b + 2 \cdot 0,2 = 2,5 + 2 \cdot 0,2 = 2,9 \text{ м}. \quad (3.7)$$

Довжина ущільненої смуги ℓ_y

$$l_y = l + 2 \cdot 0,2 = 3,5 + 2 \cdot 0,2 = 3,9 \text{ м}. \quad (3.8)$$

Площа ущільнення ґрунту під стовпчатий фундамент $b_y \times \ell_y = 2,9 \times 3,9 \text{ м}$.

4. Проектування основ, ущільнених ґрунтовими палями

Ущільнення ґрунтовими палями рекомендується застосовувати при товщі просідаючого ґрунту від 10 до 28 м з коефіцієнтом водонасичення $S_r=0,3...0,7$.

Цей спосіб дозволяє ліквідувати властивості просідання на всю глибину просідаючої товщі.

Параметри глибинного ущільнення просідаючих ґрунтів ґрунтовими палями (кількість, крок, розміри паль, тощо) повинні призначатись з умови досягнення заданої щільності ґрунту основи, за якої повністю ліквідується просадка ґрунту від власної ваги і зовнішнього навантаження, а розміри ущільненого майданчика на плані – з умови забезпечення несучої здатності ущільненого масиву і підстеляючого його ґрунту при можливому просіданні оточуючого ґрунту природної структури.

В проєкті ущільнення ґрунтовими палями повинні вказуватись:

- розміри ущільненої площі з їх прив'язкою до схеми розташування фундаментів;
- план розташування і діаметр ґрунтових паль;
- глибина ущільнення;
- задана щільність ґрунту в ущільненому масиві;
- спосіб влаштування свердловин і ущільнення ґрунту;
- різновид, вологість і кількість ґрунтового матеріалу, необхідного для набивки свердловин;
- спосіб доущільнення або глибина зрізання буферного шару.

Провадження робіт складається з двох операцій: влаштування свердловин за рахунок витіснення ґрунту в боки під час пробивки їх ударним снарядом з наконечником та заповнення свердловин місцевим ґрунтом з заданою щільністю. Ці роботи виконують з поверхні ґрунту або з дна котлованів. Розміри котлованів повинні бути більшими за розміри площі ущільнення на 3 м в кожний бік.

Відмітка дна котлована призначається з урахуванням подальшого часткового зрізання буферного шару з розрахунку, що залишена товща не перевищуватиме 1,5 м. Часткове зрізання буферного шару виконується з недобором на 20 см до проєктної позначки закладення фундаментів. Доущільнення буферного шару виконується важкими трамбівками на глибину не менше 1,5 м.

Площа ущільненої основи повинна перевищувати площу підосви фундаменту за рахунок смуги, що виступає за межі фундаменту по периметру на величину, що дорівнює:

а) в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням – $0,2 \cdot b$, але не менше 0,8 м, а для окремо розташованих споруд з високим рівнем розташування центру ваги (димові труби, водонапірні вежі, тощо) – не менше $0,3 \cdot b$ (де b – менша сторона прямокутного або діаметр круглого фундаменту, м);

б) в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням – 0,2 величини просідаючої товщі ґрунту, м.

Ширина ущільненої площі на майданчиках з І-м типом ґрунтових умов за просіданням має бути не меншою 0,2 глибини ущільнення, а з ІІ-м типом – не меншою 0,5 величини просідаючої товщі.

Задача. 4. Необхідно визначити головні параметри основи, ущільненої ґрунтовими палями, для 14-ти поверхового житлового будинку, зведеного на суцільній залізобетонній плиті розміром в плані 30х40 м. Низ підшви суцільної плити (глибина закладання фундаменту) $d=1,5$ м. Геологічні умови прийняті з попередніх прикладів.

Розв'язок: 1) Приймаємо, що буріння свердловин буде проводитись ударним способом з поверхні ґрунту. Діаметр свердловин 50 см.

2) Визначаємо відстань між центрами свердловин (ґрунтових паль) для верхнього шару (ІґЕ-1) за виразом

$$l = 0,95 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{1,65}{1,65 - 1,44}} = 1,33 \text{ м}, \quad (4.1)$$

де $d=0,5$ м – діаметр свердловини; $\rho_{ds}=1,65$ г/см³ – щільність сухого ґрунту після ущільнення; $\rho_d=1,44$ г/см³ – щільність сухого ґрунту до ущільнення (див. 3.5).

Примітка: 1. На майданчиках з І-м типом ґрунтових умов за просіданням, з умов достатності ущільнення, щільність сухого ґрунту після ущільнення повинна бути не меншою $\rho_{ds}=1,65$ г/см³.

2. На майданчиках з другим типом ґрунтових умов за просіданням в межах верхнього шару на глибину $H_s/2$ - $\rho_{ds}=1,65$ г/см³, а нижче глибини $H_s/2$ - $\rho_{ds}=1,70$ г/см³, де H_s – товщина просідаючих ґрунтів.

3) Визначаємо відстані між центрами свердловин для нижнього шару (ІґЕ-2):

$$l = 0,95 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{1,7}{1,7 - 1,45}} = 1,24 \text{ м}, \quad (4.2)$$

де $\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,61}{1+0,11} = 1,45$ г/см³ - щільність сухого ґрунту ІґЕ-2.

4) Приймаємо відстань між центрами свердловин $\ell=1,25$ м і визначаємо відстані між рядами ґрунтових паль при їх шаховому розташуванні

$$l = \ell \cdot \sqrt{\frac{3}{4}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{3}{4}} = 1,08 \text{ м} \quad (4.3)$$

5) Визначаємо ширину смуги ущільнення b' по периметру фундаменту, яка повинна виступати за межі фундаменту в ґрунтах II-го типу ґрунтових умов за просіданням на величину $0,2 \cdot H_s$.

$$b' = 0,2 \cdot H_s = 0,2 \cdot 11 = 2,2 \text{ м} \quad (4.4)$$

6) Розміри ущільненого майданчика

$$b_s = b + 2 \cdot b' = 30 + 2 \cdot 2,2 = 34,4 \text{ м;} \quad (4.5)$$

$$\ell_s = \ell + 2 \cdot b' = 40 + 2 \cdot 2,2 = 44,4 \text{ м.} \quad (4.6)$$

Примітка: В ґрунтах II-го типу за просіданням ширина b_s має бути не меншою за $0,5 \cdot H_s$. У нашому випадку ця умова виконується.

7) Визначаємо кількість ґрунтових паль в ряду n' по довжині фундаменту, кількість рядів n'' і кількість паль в цілому n .

$$n' = \frac{l_s}{l} + 1 = \frac{44,4}{1,25} + 1 = 36,5 \text{ паль.} \quad (4.7)$$

Приймаємо $n' = 37$ паль.

$$n'' = \frac{b_s}{l} + 1 = \frac{34,4}{1,08} + 1 = 32,9 \text{ рядів.} \quad (4.8)$$

Приймаємо $n'' = 33$ ряда.

Загальна кількість ґрунтових паль

$$n = n' \times n'' = 37 \times 33 = 1221 \text{ паль.} \quad (4.9)$$

8) Приймаємо рішення наповнити свердловини матеріалом ПГЕ-1.

9) Визначаємо масу ґрунту m оптимальної вологості для заповнення 1 м свердловини за виразом

$$m = k_g \cdot A \cdot \rho_{ds} \cdot (1 + W_0) = 1,4 \cdot 0,196 \cdot 1,75 \cdot (1 + 0,11) = 0,528 \text{ т,} \quad (4.10)$$

де k_g – коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра ґрунтової палі при ущільненні засипаного ґрунту. Для суглинків і глин $k_g = 1,1$, для супісків – $k_g = 1,4$; A – площа поперечного перерізу свердловини ($A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,196 \text{ м}^2$); $\rho_{ds} = 1,75 \text{ г/см}^3$ – щільність сухого ґрунту після ущільнення в самій свердловині; W_0 – оптимальна вологість ґрунту засипки ($W_0 = W_p - (1\% - 3\%)$). При $W_p = 12\%$, приймаємо $W_0 = 11\%$.

10) Для заповнення однієї свердловини необхідно ґрунту масою

$$m' = m \cdot (H_s - 1) = 0,528 \cdot (11 - 1) = 5,28 \text{ т.} \quad (4.11)$$

11) Для ущільнення основи будинку

$$M = m' \cdot n = 5,28 \cdot 1221 = 6446,88 \text{ т.} \quad (4.12)$$

12) Визначаємо товщину буферного шару ґрунту від поверхні, де ґрунт буде недоущільненим

$$h_{\delta} = k_{\delta} \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ м,} \quad (4.13)$$

де k_{δ} – коефіцієнт пропорційності, за дослідними даними приймається для супісків 4,0, для суглинків 5,0, для глин 6,0.

13) При глибині закладання фундаменту $d=1,5$ м і товщині буферного шару $h_{\delta}=2,0$ м буде 0,5 м недоущільненого ґрунту, який потрібно доущільнити важкими трамбівками або котками. Приймаємо рішення викопати котлован на глибину 1,3 м не добираючи до проектної відмітки на величину Δh , що дорівнює 0,2 м – величині зниження поверхні ґрунту при доущільненні важкою трамбівкою залишеної частини h_{δ} буферного шару.

14) Виходячи з вимог, що ущільнюватись має товща ґрунту не менше 1,5 м, підбираємо трамбівку для ущільнення (див. приклад 3).

15) Визначаємо відстані між осями крайніх рядів паль по довжині і по ширині будинку.

$$\left. \begin{aligned} L_{довж} &= l \cdot (n' - 1) = 1,25 \cdot (37 - 1) = 45,0 \text{ м} \\ L_{шир} &= l' \cdot (n'' - 1) = 1,08 \cdot (33 - 1) = 34,56 \text{ м} \end{aligned} \right\}. \quad (4.14)$$

Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими палями наведена на рис. 4.1.

5. Пальові фундаменти на просідних ґрунтах

Згідно з ДБН В.2.1–10–2009, зміна 1. „Основи та фундаменти споруд” на територіях з просідними ґрунтами для споруд I-II класів можна застосовувати при прорізаннях палями усіх просідних шарів. При цьому нижні кінці паль мають бути заглиблені в скельні ґрунти, піски щільні або середньої щільності, або глинисті ґрунти з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для усіх видів паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням, $I_L < 0,4$ для забивних паль і $I_L < 0,2$ для буронабивних паль при $S_{slg} \leq S_u$ в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням і $I_L < 0,2$ для забивних паль та $I_L \leq 0$ для

бурунабивних паль при $S_{slg} > S_u$ в ґрунтових умовах II-го типу (де S_{slg} – просідання ґрунту від власної ваги).

Примітка: Якщо пробити палями тверді у природному стані просідаючі ґрунти важко, або неможливо, то палі забивають у попередньо пробурені свердловини діаметром на 50 мм меншим ніж діаметр або сторона поперечного перерізу палі. Лідерні свердловини бурять лише в межах просідаючої товщі H_s .

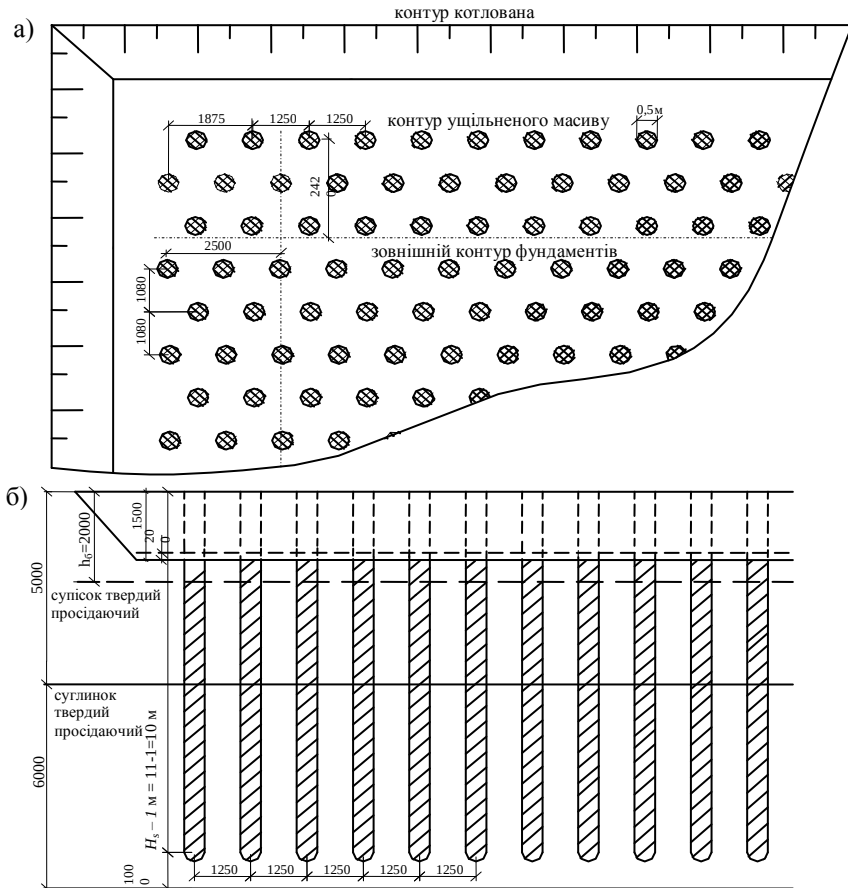


Рис.4.1. Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими палями

а – фрагмент плану ґрунтових паль; б – розріз ущільненого масиву і котловану

Задача 5. На території, відведеній під забудову від поверхні ґрунту до глибини 11 м залягають два ПЕ, характеристики яких наведені в прикладі №1 (умовно прийнявши, що ці ґрунти відносяться до І-го типу за просіданням). Нижче до глибини 17 м залягає глинистий ґрунт який не володіє властивостями просідання і має такі характеристики: $\rho_s=2,71 \text{ г/см}^3$; $\rho=1,85 \text{ г/см}^3$; $W=15\%$; $W_L=40\%$; $W_p = 15\%$. Планується влаштувати пальовий фундамент під 5-ти поверховий житловий будинок (2-й клас капітальності). Глибина закладання ростверка $d=1,5 \text{ м}$.

Примітка: В індивідуальній роботі ПЕ-3 слід приймати для варіантів з парним номером **пісок середньої крупності, щільний**; для варіантів з непарним числом – **пісок крупний, середньої щільності**.

Розв'язок: Згідно з [2] розрахунок паль в ґрунтових умовах І-го типу за просіданням виконується як і звичайних умовах, але з урахуванням того, що розрахунковий опір ґрунтів під нижніми кінцями паль R і на бічній поверхні f повинні визначатись:

а) якщо можливе замочування ґрунту – то при повному водонасиченні ґрунту розрахункові значення R і f слід визначати за показником текучості, визначеному за виразом:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \rho_w - W_p}{\frac{\rho_s}{W_L - W_p}}, \quad (5.1)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту в природному стані; $\rho_w=1,0 \text{ г/см}^3$ – густина води;

ρ_s – щільність твердих частинок ґрунту; W_L , W_p – межі пластичності ґрунту.

Якщо за формулою (5.1) $I_L < 0,4$, слід приймати $I_L=0,4$.

б) якщо замочування ґрунту неможливе, то табличні значення R і f визначають при I_L у природному стані з урахуванням того, що $W < W_p$, приймається $W=W_p$.

Розв'язок виконуємо наступним чином:

1) Приймаємо рішення нижні кінці паль занурити в ПЕ-3 непросідаючий глинистий ґрунт. Для цього визначаємо показник текучості для ПЕ-3 у водонасиченому стані

$$I_L = \frac{\frac{0,9 \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} - W_p}{W_L - W_p} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,68 \cdot 1}{2,71} - 0,15}{0,4 - 0,15} = 0,3, \quad (5.2)$$

де $e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,71 / 1,85 \cdot (1 + 0,15) - 1 = 0,68$.

Грунт ІГЕ-3 у водонасиченому стані має показник текучості $I_L = 0,3$, а це задовільняє умову, що при проектуванні пальових фундаментів в грунтах І-го типу за просіданням палі мають бути зануреними нижніми кінцями в грунт з $I_L \leq 0,6$.

2) Приймаємо рішення використати в проекті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу. Забивку паль провести дизель-молотом.

3) Глибину котлована призначаємо з глибини закладання ростверка ($d = 1,5$ м).

4) Приймаємо жорстке защемлення паль в ростверку (це пов'язано з просідаючими грунтами) тобто паля виступатиме над дном котлована на $0,5$ м.

5) Вирішуємо занурити паля в ІГЕ-3 на 2 м. Тоді паля матиме довжину 12 м. Поперечний переріз палі беремо 35×35 см згідно з ДСТУ Б В.2.6.-65:2008 „Палі залізобетонні”. Отже марка палі ПН 120.35.

6.) За формулою (Н.2.1 [2]), з урахуванням вище вказаних вимог, визначаємо несучу здатність палі

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (5.3)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті $\gamma_c = 1,0$; γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається з табл. Н.2.3 [2]. При забивці паль дизель-молотом $\gamma_{cR} = 1$; R – розрахунковий опір під нижнім кінцем палі. Визначається з табл. Н.2.1 [2] або табл. Г додатку. На глибині 13 м від поверхні землі в глинистому ґрунті з $I_L = 0,4$ величина $R = 2700$ кПа;

Примітка: Грунт ІГЕ-3 у водонасиченому стані має $I_L = 0,3$, але ми враховуємо вимоги [2], що коли $I_L < 0,4$, то приймаємо $I_L = 0,3$;

$A = 0,35 \times 0,35 = 0,1225$ м² – площа поперечного перерізу палі;

$u = 4 \cdot 0,35 = 1,4$ м – периметр поперечного перерізу палі;

$\sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i$ – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі по усій її довжині в ґрунті. Визначається в табличній формі (табл. 5.1).

Пояснення до таблиці:

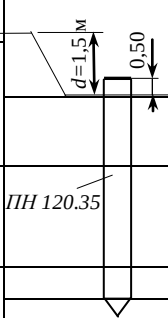
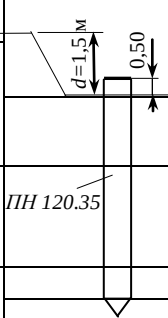
а) Грунтову товщу по довжині палі ділимо на розрахункові шари товщиною $h_i \leq 2$ м; б) Визначаємо відстані від поверхні землі до середини розрахункових шарів ℓ_i ; в) Визначаємо показники текучості ІГЕ-1 та ІГЕ-2 за умови повного водонасичення:

$$\text{Для ІГЕ - 1: } I_L = \frac{\frac{0,9 \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} - W_p}{W_L - W_p} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,88 \cdot 1}{2,7} - 0,12}{0,18 - 0,12} = 2,89; \quad (5.4)$$

$$\text{Для ІГЕ - 2: } I_L = \frac{\frac{0,9 \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} - W_p}{W_L - W_p} = \frac{\frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 1}{2,69} - 0,15}{0,27 - 0,15} = 1,12; \quad (5.5)$$

Таблиця 5.1

Розрахункова схема-таблиця до визначення несучої здатності палі

Назва ІГЕ	Товщина ІГЕ, м		№ розрахункового шару	Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$ кПа·м	
супісок твердий просідаючий ($I_L > 1$ у водонасиченому стані)	5,0		1	2,0	2,5	0	1,0	—	
			2	1,5	4,25	0	1,0	—	
суглинок твердий просідаючий ($I_L > 1$ у водонасиченому стані)	6,0		3	2,0	6,0	0	1,0	—	
			4	2,0	8,0	0	1,0	—	
			5	2,0	10,0	0	1,0	—	
глина напівтверда ($I_L = 0,4$ у водонасиченому стані)	6,0		6	2,00	12,00	35,6	1,0	71,2	
Σ								71,2	

г) З табл. Н.2.2 [2] або табл. Д додатку визначаємо f_i для кожного розрахункового шару залежно від ℓ_i та I_L . Для ІГЕ-1 та ІГЕ-2 приймаємо значення $f_i = 0$, тому що в цих ґрунтах у водонасиченому стані $I_L > 1,0$. для ІГЕ-3, в якого у водонасиченому стані $I_L = 0,3$, приймаємо $I_L = 0,4$ згідно з вимогами [2]; д) γ_{cfi} – коефіцієнти умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, визначаються з табл. Н.2.3 [2]. При забивці паль дизель-молотом $\gamma_{cfi} = 1$; е) Знаходимо добутки $h_i \cdot f_i \cdot \gamma_{cfi}$ та їх суму.

Тоді несуча здатність палі

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 2700 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 71,2) = 430,43 \text{ кН}. \quad (5.6)$$

7.) Визначаємо допустиме навантаження на палю

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{430,43}{1,4} = 307 \text{ кН}. \quad (5.7)$$

Задача 6. На території, відведеній під забудову на глибину 11 м залягають просідні ґрунти II-го типу за просіданням з характеристиками наведеними в прикладі №1. Нижче до глибини 18 м залягає пісок крупний щільний. Глибина котлована під фундамент $d=1,5$ м. Допустиме осідання будівлі $S_u=10$ см. Можливе замочування ґрунту зверху.

Примітка: В індивідуальній роботі ІГЕ-3 слід приймати для варіантів з парним номером пісок крупний, середньої щільності; для варіантів з непарним числом – пісок середньої крупності, щільний.

Пояснення

Згідно з [2] палі за несучою здатністю ґрунтів основи в умовах II-го типу за просіданням слід розраховувати виходячи з умови

$$P = N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c \cdot P_n, \quad (6.1)$$

де $P=N$ – розрахункове допустиме навантаження на палю; F_d – несуча здатність палі, визначається в умовах повного водонасичення ґрунту нижче глибини h_{sl} ; $\gamma_k=1,4$ – коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності палі розрахунками; γ_c – коефіцієнт умов роботи. При $S_{slg} \leq 5$ см $\gamma_c=0$; при $S_{slg} \geq 2 \cdot S_u - \gamma_c=0,8$; для проміжних значень γ_c визначається лінійною інтерполяцією; S_{slg} – просідання ґрунту від власної ваги. (у кого в прикладі $S_{slg} \leq 5$ см, приймає $S_{slg}=10$ см); P_n – негативне тертя в просідаючій товщі.

Примітки: 1. Значення P_n слід визначати як для повністю насиченого ґрунту у випадку замочування зверху. Якщо замочування ґрунту знизу (при піднятті рівня підземної води) P_n визначається для ґрунту природньої вологості.

2. За міцністю матеріалу палі мають бути розраховані на навантаження $N+P_n = (P+P_n)$.

Значення сил негативного тертя P_n приймається рівним найбільшому граничному опору палі довжиною h_{sl} при випробуванні палі на висмикування в водонасиченому ґрунті і в ґрунті природньої вологості. До проведення таких випробувань

P_n дозволяється визначати за формулою

$$P_n = u \cdot \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \cdot h_i, \quad (6.2)$$

де u – периметр поперечного перерізу палі; h_{sl} – розрахункова глибина, до якої виконують підсумовування сил бокового тертя просідаючих шарів, приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту $S_{sl} = 5$ см; h_i – товщина i -го шару просідаючого ґрунту, осідаючого при замочуванні і контактуючого з бічною поверхнею палі; τ_i – розрахунковий опір кПа, визначається до глибини $h=6$ м за виразом

$$\tau_i = \zeta \cdot \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (6.3)$$

де $\zeta=0,7$ – коефіцієнт бокового тиску; φ_I і c_I – розрахункові усереднені значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення по глибині h_{sl} . При глибині $6 \text{ м} < h \leq h_{sl}$ значення τ_i приймаються постійними і рівними τ_i на глибині 6 м; σ_{zg} – вертикальні напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту в середині розрахункових шарів.

Розв'язок виконуємо наступним чином:

1) Приймаємо рішення використати в проекті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу.

2) Забивка палі буде проводитись дизель-молотом.

3) Приймаємо жорстке зацімлення палі у ростверки, тобто залишаємо верх палі на 0,5 м вище дна котлована.

4) Палі будуть занурені в ПГЕ-3 (пісок крупний щільний) на глибину 1 м. Загальна довжина палі становить 11 м. Приймаємо розміри поперечного перерізу палі 30х30 см. Отже марка палі буде ПН 110.30.

5) Визначаємо несучу здатність палі за формулою (Н.2.1 [2]) як для забивної висячої палі в умовах повного водонасичення ґрунту

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{q,i} \cdot f_i \cdot h_i) = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 12640 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 87,2) = 1242,2 \text{ кН}, \quad (6.4)$$

де $\gamma_c=1,0$; $\gamma_{cr}=1$; $A=0,3 \times 0,3=0,09 \text{ м}^2$; $R=(7900+7900 \cdot 0,6)=12640$ кПа – з урахуванням того, що в щільних пісках значення R необхідно збільшити на 60%; $u=4 \cdot 0,3=1,2$ м; $\sum \gamma_{q,i} \cdot f_i \cdot h_i=87,2$ кН – визначається в табличній формі за умови повного

водонасичення (табл. 5.2).

Пояснення до таблиці:

а) З прикладу №1 визначаємо питому вагу ґрунту у водонасиченому стані $\gamma_{sat} = 18,1 \text{ кН/м}^3$ по глибині h_{sl} ;

б) визначаємо напруження від власної ваги ґрунту в середині розрахункових шарів по глибині h_{sl} за виразом $\sigma_{zg} = \bar{\gamma}_{sat} \cdot \ell_i$,

де $\bar{\gamma}_{sat}$ - усереднене значення питомої ваги ґрунтів до глибини ℓ_i ;

в) визначаємо розрахунковий опір за формулою (6.3). φ_I і c_I – розрахункові усереднені значення кута внутрішнього тертя і питомого щеплення по глибині h_{sl} . У прикладі №1 нормативні значення міцнісних характеристик $\varphi_n = 23^\circ$ і $c_n = 15 \text{ кПа}$. Визначаємо розрахункові значення цих характеристик за I-ю групою граничних станів

$$\operatorname{tg} \varphi_I = \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{1,15} = \frac{\operatorname{tg} 23^\circ}{1,15} = \frac{0,424}{1,15} = 0,368; c_I = \frac{c_n}{1,5} = \frac{15,0}{1,5} = 10,0 \text{ кПа};$$

Тоді для першого розрахункового шару

$$\tau_1 = 0,7 \cdot 45,25 \cdot 0,368 + 10 = 21,65 \text{ кПа};$$

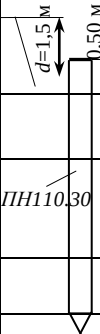
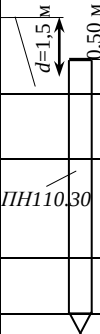
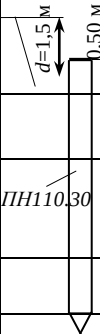
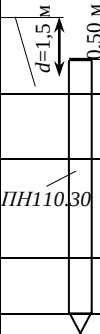
для другого розрахункового шару

$$\tau_2 = 0,7 \cdot 76,93 \cdot 0,368 + 10 = 29,82 \text{ кПа};$$

г) Визначаємо добутки $\tau_i \cdot h_i$ та їх суму.

Таблиця 5.2

Розрахункова схема-таблиця до визначення несучої здатності палі

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м		№ розрахункового шару	h_i , м	ℓ_i , м	f_i , кПа	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$, кПа·м	γ_{sat} , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	τ_i , кПа	$\tau_i \cdot h_i$, кН/м
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ПЕ-1	супісок твердий просідаючий	5,0		1	2,0	2,5	0,0	1,0	0,0	18,1	45,25	21,65	43,3
				2	1,5	4,25	0,0	1,0	0,0	18,1	76,93	29,82	44,72
ПЕ-2	суглинок твердий просідаючий	6,0		3	2,0	6,0	0,0	1,0	0,0	—	—	—	—
				4	2,0	8,0	0,0	1,0	0,0	—	—	—	—
				5	2,0	10,0	0,0	1,0	0,0	—	—	—	—
ПЕ-3	Пісок крупний щільний	7,0		6	1,0	11,50	67,1 87,2	1,0	87,2	—	—	—	—
									Σ	87,2			Σ

6) Визначаємо допустиме навантаження на палю за виразом (6.1)

$\gamma_k = 1,4$ (несуча здатність палі визначається розрахунком);
 $\gamma_c = 0,227$ – коефіцієнт умов роботи при $S_{slg} = 8,4$ см; Негативну силу тертя P_n визначаємо за виразом

$$P_n = u \cdot \sum_0^{h_{sl,i}} \tau_i \cdot h_{sl,i}, \quad (6.5)$$

де h_{sl} – з прикладу №1 дорівнює 5 м, бо нижче цієї глибини сумарне просідання шарів становить $(0+2,4+2,6)=5$ см. Значення $\sum_0^{h_{sl,i}} \tau_i \cdot h_{sl,i}$ визначається в табличній формі (див. табл. 5.2, пункти 7-10).

Негативна сила тертя

$$P_n = u \cdot \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \cdot h_i = 1,2 \cdot 88,02 = 105,63 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю

$$P = N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c \cdot P_n = \frac{1242,2}{1,4} - 0,227 \cdot 105,63 = 863,31 \text{ кН.} \quad (6.6)$$

7) Нами було визначене допустиме навантаження на палю за властивостями ґрунтів основи. Необхідно ще визначити допустиме навантаження на палю за властивостями матеріалу.

За міцністю матеріалу перевірку виконуємо за виразом

$$P_u = P + P_n = 863,31 + 121,04 = 968,94 \text{ кН.} \quad (6.7)$$

Значення P_u порівнюємо з допустимою міцністю стовбура палі. Міцність стовбура палі за табл. 5.3 становить 1000 кН, це означає, що стовбур здатен витримати стискаюче навантаження 968,94 кН.

Таблиця 5.3.

Розрахункові навантаження, допустимі на палю, за міцністю її стовбура (орієнтовні)

Забивні квадратного перерізу за ДСТУ Б В.2.6.-65:2008		
Переріз палі, см	Довжина, м	Міцність стовбура, кН
25×25	3,0÷6,0	650
30×30	3,0÷12,0	1000
35×35	4,0÷16,0	1850
40×40	4,0÷18,0	2000

8) Порівнявши P та P_u для подальших розрахунків приймаємо менше з них. Приймаємо $P = 863,31$ кН.

6. Влаштування піщаних подушок

Піщані подушки це є один з найпростіших видів штучних основ. При влаштуванні піщаних подушок слабкі ґрунти, а саме дуже стисливі ґрунти (мули, торфи, заторфовані ґрунти, зв'язні ґрунти в текучо-пластичному стані, насипні ґрунти і т.п.) замінюють піском крупним або середньої крупності, який вкладають із наперед заданою щільністю. При застосуванні піщаних подушок зменшуються і вирівнюються осідання споруд, або ж взагалі припиняються.

Влаштовуючи піщану подушку пісок відсипають в підготовлений котлован і ущільнюють пошарово або зразу в межах всієї товщі подушки залежно від виду механізму яким ущільнюють, а саме важкими трамбівками, вібраційними механізмами, котками і т.п. Ущільнення проводять так, щоб щільність сухого ґрунту складала після ущільнення $\rho_d \geq 1,65$ г/см³, а коефіцієнт пористості $e \leq 0,65$.

При наявності суфозії не рекомендується влаштовувати піщану подушку, тому що можливе вимивання піску з тіла подушки, тобто там, де є сталий потужний потік ґрунтової води.

Задача №7. Визначити розміри піщаної подушки під фундамент колони, яка передає такі навантаження $N_{II}=1600$ кН; $M_{II}=100$ кН·м; $F_{h,II}=30$ кН. На майданчику до глибини 11 м залягає суглинок текучопластичний з $\gamma_{II}=19$ кН/м³; $\varphi_{II}=15^\circ$; $c_{II}=14$ кПа; $I_L=0,9$. Підземна вода знаходиться на глибині 1,6 м від поверхні землі. Нижче рівня підземної води з урахуванням архімедової сили питома вага ґрунту $\gamma_{sb,II}=9,8$ кН/м³.

Глибина закладання фундаменту за конструктивними особливостями $d=1,5$ м.

Для влаштування піщаної подушки буде використаний пісок середньої крупності з місцевого кар'єру, розташованого на відстані 35 км. Пісок буде ущільнений до середньої щільності і після ущільнення матиме такі характеристики: $\gamma_{II,n}=20$ кН/м³; $\gamma_{sb,II,n}=10$ кН/м³; $\varphi_{II,n}=35^\circ$; $c_{II,n}=0$ кПа.

Розв'язок: 1) У першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту за виразом:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{1600}{400 - 20 \cdot 1,5} = 4,32 \text{ м}^2, \quad (7.1)$$

де $R_0=400$ кПа – табличне значення розрахункового опору ґрунту піщаної подушки за [3], табл. Е-2; $\bar{\gamma}=20$ кН/м³ – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на обрізах фундаменту; $d=1,5$ м – глибина закладання фундаменту.

2) Визначаємо розміри підшови фундаменту:

$$\left. \begin{aligned} b &= \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{4,32}{1,3}} = 1,82 \text{ м} \\ \ell &= \frac{A}{b} = \frac{4,32}{1,82} = 2,35 \text{ м} \end{aligned} \right\} \quad (7.2)$$

де $\eta=1,2-1,4$ – коефіцієнт, що враховує позacentрові навантаження на фундамент.

3) Приймаємо рішення влаштувати фундаменти в інвентарних опалубках, взявши розміри підшови за серією 1.412 кратні модулю 300 мм. Приймаємо $b=1,8$ м і $\ell=2,4$ м. Площа підшови такого фундаменту $A=1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ м}^2$.

4) Так, як фундамент позacentрово навантажений, перевіряємо достатність розмірів фундаменту за трьома умовами

$$P \leq R; P_{\max} \leq 1,2 \cdot R; P_{\min} > 0 \quad (7.3)$$

Середній тиск під підшовою фундаменту

$$(7.4)$$

Розрахунковий опір ґрунту піщаної подушки за формулою Е.1 додатку Е [3].

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II,n} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II,n}] = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,0} \times \quad (7.5)$$

$$\times [1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 11,1 + 7,71 \cdot 1,5 \cdot 19 + 9,58 \cdot 0] = 354,6 \text{ кПа.}$$

$$P=400,4 \text{ кПа} > R=354,6 \text{ кПа.}$$

Примітка: У формулі Е.1 [3]. γ_{II} – середньовизначена питома вага ґрунту нижче підшови фундаменту в межах шару товщиною $0,5 \cdot b$. В нашому випадку при $b=1,8$ м.

$$\gamma_{II,n} = \frac{\gamma_{II,n} \cdot |WL - FL| + \gamma_{sb,II,n} \cdot (0,5 \cdot b - |WL - FL|)}{0,5 \cdot b} = \quad (7.6)$$

$$= \frac{20 \cdot |1,75 - 1,65| + 10 \cdot (0,5 \cdot 1,8 - |1,75 - 1,65|)}{0,5 \cdot 1,8} = 11,1 \text{ кН/м}^3.$$

Перша умова не виконується. Тому, без перевірки інших 2-х призначаємо більші розміри фундаменту. Приймаємо $b=2,1$ м і $\ell=2,4$ м. Площа підшви такого фундаменту $A=2,1 \cdot 2,4=5,04$ м².

5) Визначаємо розрахунковий опір ґрунту піщаної подушки з новими розмірами підшви фундаменту.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,0} \times \quad (7.7)$$

$$\times [1,68 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 10,95 + 7,71 \cdot 1,5 \cdot 19 + 9,58 \cdot 0] = 361,7 \text{ кПа},$$

$$\text{де } \gamma_{II,n} = \frac{\gamma_{II,n} \cdot |WL - FL| + \gamma_{sb,II,n} \cdot (0,5 \cdot b - |WL - FL|)}{0,5 \cdot b} = \quad (7.8)$$

$$= \frac{20 \cdot |1,75 - 1,65| + 10 \cdot (0,5 \cdot 2,1 - |1,75 - 1,65|)}{0,5 \cdot 2,1} = 10,95 \text{ кН/м}^3.$$

Перевіряємо виконання 3-х умов

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{1600}{5,04} + 20 \cdot 1,5 = 347 \text{ кПа}. \quad (7.9)$$

Перша умова $P=347 \text{ кПа} < R=361,7 \text{ кПа}$ виконується.

Друга умова

$$P_{\max} = P + \frac{\sum M_{II}}{W} = 347 + \frac{100 + 30 \cdot 1,5}{2,016} = 418 \text{ кПа} < \quad (7.10)$$

$$< 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 361,7 = 434,1 \text{ кПа},$$

де $\sum M_{II} = M_{II} + F_h \cdot d = 100 + 30 \cdot 1,5 = 145 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$W = b \cdot \ell^2 / 6 = 2,1 \cdot 2,4^2 / 6 = 2,016 \text{ м}^3$, умова виконується.

Третя умова

$$P_{\min} = P - \frac{\sum M_{II}}{W} = 347 - \frac{100 + 30 \cdot 1,5}{2,016} = 275 \text{ кПа} > 0. \quad (7.11)$$

Умова виконується.

Усі три умови виконані, отже розміри підшви фундаменту відносно характеристик ґрунту піщаної подушки підібрані вірно.

7) Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d = 19 \cdot 1,5 = 28,5 \text{ кПа}. \quad (7.12)$$

8) Визначаємо додатковий тиск на рівні підшви фундаменту

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 347 - 28,5 = 318,5 \text{ кПа}. \quad (7.13)$$

9) Задаємось товщиною піщаної подушки $h_n=1,7$ м.

10) Визначаємо додаткове ущільнююче напруження $\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$ на рівні підшви піщаної подушки. Значення коефіцієнта α визначаємо за табл. Д.1. [3], або табл. В додатку. при $\xi = 2 \cdot z / \epsilon = 2 \cdot h_n / b = 2 \cdot 1,7 / 2,1 = 1,6$ та $\eta = \ell / \epsilon = 2,4 / 2,1 = 1,14$. $\alpha = 0,48$. Тоді

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 = 0,48 \cdot 318,5 \text{ кПа} = 152,9 \text{ кПа}. \quad (7.14)$$

11) Визначаємо площу підшви умовного фундаменту, що ніби опирається на покрівлю слабого шару під піщаною подушкою

$$A_y = \frac{N_{II} + A \cdot \bar{\gamma} \cdot d}{\sigma_{zp}} = \frac{1600 + 5,04 \cdot 20 \cdot 1,5}{152,9} = 11,45 \text{ м}^2. \quad (7.15)$$

де $A \cdot \bar{\gamma} \cdot d$ – орієнтовне значення ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах.

12) Визначаємо ширину умовного фундаменту:

- для стрічкового фундаменту $b_y = A_y / \ell$,

де ℓ - довжина ділянки стрічкового фундаменту, в межах якої визначалось навантаження. Як за звичай $\ell = 1 \text{ м}$;

- для стовпчатого фундаменту $b_y = \sqrt{A_y + a^2} - a$,

де $a = 0,5 \cdot (\ell - b)$ – половина різниці довжини ℓ і ширини b підшви прямокутного фундаменту.

Так як у нас прямокутний фундамент, то при $a = 0,5 \cdot (2,4 - 2,1) = 0,15 \text{ м}$.

$$b_y = \sqrt{A_y + a^2} - a = \sqrt{11,45 + 0,15^2} - 0,15 = 3,23 \text{ м}, \quad (7.16)$$

13) Визначаємо розрахунковий опір слабого ґрунту на рівні підшви піщаної подушки при $b_y = 3,23 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} \times \quad (7.17)$$

$$\times [0,32 \cdot 1,0 \cdot 3,23 \cdot 9,8 + 2,3 \cdot 3,2 \cdot 14,53 + 4,84 \cdot 14] = 203,3 \text{ кПа},$$

де γ_{II} – питома вага ґрунту під підшовою умовного фундаменту. Так як підшва умовного фундаменту, тобто підшва піщаної подушки знаходиться нижче рівня води, то для текучопластичного суглинку згідно з умовою прикладу $\gamma_{II} = \gamma_{sb,II} = 9,8 \text{ кН/м}^3$; γ'_{II} – питома вага ґрунту вище підшви піщаної подушки. У нашому випадку

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II} \cdot d + \gamma_{II,n} \cdot |WL - FL| + \gamma_{sb,II} \cdot (h_n - |WL - FL|)}{d + h_n} = \quad (7.18)$$

$$= \frac{19 \cdot 1,5 + 20 \cdot |1,75 - 1,65| + 9,8 \cdot (1,7 - |1,75 - 1,65|)}{1,5 + 1,7} = 14,4 \text{ кН/м}^3.$$

14) Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшови піщаної подушки

$$\sigma_{zg,n} = \gamma_{II} \cdot d + \gamma_{II,n} \cdot |WL - FL| + \gamma_{sb,II} \cdot (h_n - |WL - FL|) = \quad (7.19)$$

$$= 119 \cdot 1,5 + 20 \cdot |1,75 - 1,65| + 9,8 \cdot (1,7 - |1,75 - 1,65|) = 46,1 \text{ кПа.}$$

15) Перевіряємо виконання умови

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{zg,n} + \sigma_{zp} &\leq R, \\ 46,5 + 152,9 &= 199,4 \text{ кПа} < 203,3 \text{ кПа.} \end{aligned} \right\} \quad (7.20)$$

Умова виконується. Якщо запас значний можна шляхом підбору зменшити товщину подушки з обов'язковою перевіркою умови $\sigma_{zg,n} + \sigma_{zp} \leq R$. Якщо умова не виконується, необхідно збільшити товщину піщаної подушки.

При конструюванні піщаної подушки приймаємо кут нахилу $\alpha = 40^\circ$ (див. рис. 6.1). Тоді ширина підшови подушки становитиме $b_n = b + 2 \cdot h_n \cdot \text{tg} \alpha = 2,1 + 2 \cdot 1,7 \cdot \text{tg} 40^\circ = 4,96 \text{ м.}$

Приймаємо $b_n = 5 \text{ м.}$

Довжина підшови подушки

$$l_n = l + 2 \cdot h_n \cdot \text{tg} \alpha = 2,4 + 2 \cdot 1,7 \cdot \text{tg} 40^\circ = 5,26 \text{ м. Приймаємо } l_n = 5,3 \text{ м.}$$

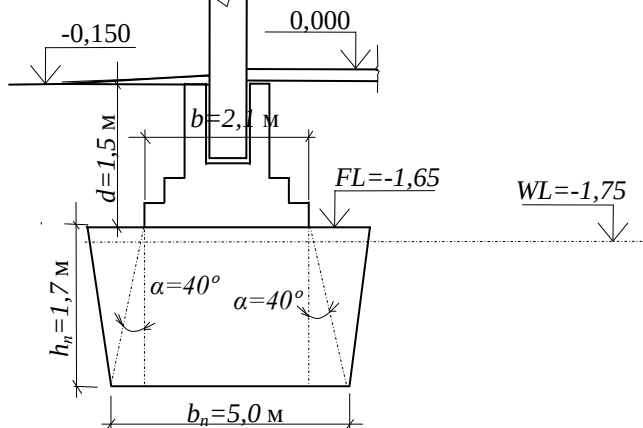


Рис. 6.1 До розрахунку піщаної подушки

Примітка: В індивідуальній роботі варіанти завдань слід приймати за табл. 6.1. Фундамент стовпчатий центрально-навантажений, з вертикальним навантаженням $N_{II}=P \cdot b \cdot \ell$. Глибину закладання d , тиск під подошвою фундаменту P , площу $b \cdot \ell$ і товщину слабкого шару ґрунту суглинка текучопластичного слід приймати за H_s , з табл.1. відповідно до варіантів завдань. Ґрунт піщаної подушки для варіантів з парним номером – пісок середньої крупності; для варіантів з непарним числом – пісок крупний. Відмітку поверхні землі прийняти - 0,15.

Таблиця 6.1.

Варіанти завдання для задачі №7

№ варіанта	Фізико-механічні характеристики										№ варіанта	Фізико-механічні характеристики									
	ґрунту основи					ґрунту піщаної подушки						ґрунту основи					ґрунту піщаної подушки				
	φ_{II} град.	C_{II} кПа	γ_{II} кН/м ³	$\gamma_{sb,II}$ кН/м ³	WL	$\varphi_{II,n}$ град.	$C_{II,n}$ кПа	$\gamma_{II,n}$ кН/м ³	$\gamma_{sb,II,n}$ кН/м ³	φ_{II} град.		C_{II} кПа	γ_{II} кН/м ³	$\gamma_{sb,II}$ кН/м ³	WL	$\varphi_{II,n}$ град.	$C_{II,n}$ кПа	$\gamma_{II,n}$ кН/м ³	$\gamma_{sb,II,n}$ кН/м ³		
1	10	10	20	10	-2,1	31	1	21	11	16	16	9	20	10	-2,4	34	1	20,5	10,5		
2	12	14	19	9	-1,85	32	1	19,5	9,5	17	15	10	19,5	9,5	-2,05	35	0	18,7	8,7		
3	8	16	20	10	-2,0	33	0	19,7	9,7	18	14	11	19	9	-1,9	34	1	18,8	8,8		
4	11	11	20	10	-2,05	34	0	20,1	10,1	19	13	18	18,5	8,5	-2,15	33	2	20,1	10,1		
5	13	10	19	9	-2,15	35	0	20,4	10,4	20	12	16	18	8	-2,35	32	2	18,9	8,9		
6	14	13	19	9	-1,85	34	0	20,2	10,2	21	11	15	20,3	10,3	-2,0	31	0	19	9		
7	10	12	20	10	-1,8	33	0	19,8	9,8	22	10	13	19,7	9,7	-2,05	30	0	19,2	9,2		
8	13	15	19,5	9,5	-2,45	32	0	19,6	9,6	23	9	17	18,9	8,9	-2,4	29	0	19,3	9,3		
9	9	16	20	10	-2,4	31	2	18,9	8,9	24	11	16	19,1	9,1	-2,45	30	1	19,4	9,4		
10	10	15	20,5	10,5	-1,95	30	3	19,4	9,4	25	12	12	19,5	9,5	-2,45	31	4	19,6	9,6		
11	11	14	18,5	8,5	-2,65	29	4	19,5	9,5	26	13	10	19,9	9,9	-2,15	32	4	19,7	9,7		
12	12	13	19	9	-2,85	30	3	19,6	9,6	27	14	9	20,4	10,4	-2,2	33	3	20,1	10,1		
13	13	12	19,5	9,5	-1,95	31	2	19,8	9,8	28	15	8	20,1	10,1	-1,95	34	0	20,2	10,2		
14	14	11	20	10	-2,6	32	0	20,2	10,2	29	10	12	19,4	9,4	-2,25	35	0	20,3	10,3		
15	15	10	20,5	10,5	-1,95	33	1	20,3	10,3	30	8	20	19,6	9,6	-2,15	33	1	20,4	10,4		

Додаток

Таблиця А (табл. Б11 [1])

Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

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

Таблиця Б (табл. Б14 [1])

Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Різновид ґрунтів	Показник текучості I_L
Супісок:	
Твердий	$I_L < 0,00$
Пластичний	$0,00 \leq I_L \leq 1,00$
Текучий	$I_L > 1,00$
Суглинок та глина:	
Тверді	$I_L \leq 0,00$
Напівтверді	$0,00 \leq I_L \leq 0,25$
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	$I_L > 1,00$

Таблиця В (табл. Д.1. [3])

Коефіцієнт α для фундаментів

$\zeta=2z/b$	круглих	Прямокутних зі співвідношенням $\eta=\ell/b$						стрічкових $\ell/b \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,339	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175

7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,030	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,028	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітки: **1.** В табл. позначено b – ширина або діаметр фундаменту; ℓ – довжина фундаменту. **2.** Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного многокутника з площею A , значення α приймаються як для круглих фундаментів з радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. **3.** Для проміжних значень ζ і η коефіцієнти α визначаються інтерполяцією.

Таблиця Г

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. Н.2.1 [2])

Глибина занурення нижнього кінця палі, m	Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболон, заглиблених без виймання ґрунту R , $\kappa\text{Па}$						
	пісків середньої щільності						
	гравіюватих	крупних	---	середньої крупності	дрібних	пилуватих	---
	глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600/4000	3000	3100/2000	2000/1200	1100	600
4	8300	6800/5100	3800	3200/2500	2100/1600	1250	700
5	8800	7000/6000	4000	3400/2800	2200/2000	1300	800
7	9700	7300/6900	4300	3700/3300	2400/2200	1400	850
10	10500	7700/7300	5000	4000/3500	2600/2400	1500	900
15	11700	8200/7500	5600	4400/4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800/4500	300	1800	1100
25	13400	9000	6800	5000	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки: **1.** Над рискою даються значення R для піщаних ґрунтів, під рискою – для глинистих. **2.** В таблицях заглиблення нижнього кінця палі і середню глибину розташування розрахункового шару ґрунту при

розплануванні території зрізуванням, підсипкою, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізуванні, підсипці, наміванні від 3 до 10 м - від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізки, або на 3 м нижче рівня підсипки.

3. Для проміжних заглиблень паль та проміжних значень показника текучості глинистих ґрунтів значення R і f_i в табл.18 і 19 визначаються інтерполяцією. **4.** Для щільних пісків, ступінь щільності яких визначається за даними статичного зондування, значення R в табл. 18 для паль, заглиблених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшити на 100%. Якщо ступінь щільності ґрунту визначалася за даними інших видів інженерних досліджень за відсутності даних статичного зондування, то для щільних пісків значення R в табл. 4.1 слід збільшити на 60%, але не більше як до 20000 кПа. **5.** Значення розрахункового опору R під нижнім кінцем забивних паль з поперечним перерізом 0,15×0,15м і менше, які використовуються в фундаментах внутрішніх перегородок одноповерхових виробничих будівель, допускається збільшувати на 20%. **6.** Для супісків з числом пластичності $I_p \leq 4$ та коефіцієнтом пористості $e \leq 0,8$ розрахункові опори R і f_i слід визначати як для пилуватих пісків середньої щільності.

Таблиця Д

Розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні паль (табл. Н.2.2 [2])

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір на бічній поверхні забивних паль f_i , кПа								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилуватих	---	---	---	---	---	---
	глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки: **1.** При визначенні розрахункового опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i з табл. 3. слід урахувати вимоги приміток 2 і 3 до табл. 18. **2.** При визначенні з табл. 19 розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль f_i верстви ґрунту слід розчленувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. **3.** Значення розрахункового опору щільних пісків на бічній поверхні паль f_i слід збільшувати на 30% в порівнянні зі значеннями, даними в табл. 19. Розрахунковий опір супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,5$ і глин з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,6$ слід збільшувати на 15% у порівнянні зі значеннями, наведеними в табл. 19, при різних значеннях показника текучості I_L .

Список використаної літератури

1. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-01-01]. Київ, 1996. 61 с. (Інформація та документація).
2. ДБН В.2.1 - 10:2018 "Основи і фундаменти будівель і споруд". [Чинний від 2019-01-01]. Київ, 2018. 42 с. (Інформація та документація).
3. ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1. „Основи та фундаменти споруд”. [Чинний від 2011-01-01]. Київ, 2010. 49 с. (Інформація та документація).
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. [Чинний від 2010-01-01]. Київ, 2009. 78 с. (Інформація та документація).
5. ДСТУ Б В.2.6.-65:2008 „Палі залізобетонні”. [Чинний від 2009-01-01]. Київ, 2008. 32 с. (Інформація та документація).
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-01-01]. Київ, 2010. 28 с. (Інформація та документація).
7. Бабич Є. М., Крусь Ю. А. Механіка ґрунтів, основ та фундаментів : навч. посіб. Рівне : РДТУ, 2001. 367 с.
8. Крусь Ю. О. Основи та фундаменти : Практикум : навч. посібник. Вид. 2-ге, перероб. та доп. Рівне : НУВГП, 2019. 247 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/14954>.
9. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи і фундаменти / Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Хілобок В. Г., Яковлев А. В. Київ : Вища школа, 1992. 550 с.
10. Федорчук Г. Ф., Фурсович М. О., Жеребятєв О. В. Механіка ґрунтів. Лабораторний практикум. Рівне : НУВГП, 2016. 129 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/1904>.