

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання практичних робіт
із навчальної дисципліни

**«БУДІВНИЦТВО У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ
УМОВАХ»**

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм
навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2026

Методичні рекомендації до виконання практичних робіт із навчальної дисципліни «Будівництво у складних інженерно-геологічних умовах» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : І. В. Храпатова, Г. Г. Стріжельчик, О. І. Бондаренко, О. В. Кротов. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026. – 42 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. І. В. Храпатова,
канд. геолог.-мінер. наук, проф. Г. Г. Стріжельчик,
канд. техн. наук, доц. О. І. Бондаренко,
канд. техн. наук, доц. О. В. Кротов

Рецензент

С. В. Табачніков, кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 1 від 25.08.2025

ЗМІСТ

Вступ.....	4
Практичне заняття № 1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	5
Практичне заняття № 2 Фундамент на природному просідаючому грунті.....	9
Практичне заняття № 3 Визначення осідання та просідання фундаменту.....	14
Практичне заняття № 4 Фундамент при $R = P_{st}$	20
Практичне заняття № 5 Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті...	21
Практичне заняття № 6 Фундамент на ґрунтовій подушці.....	24
Практичне заняття № 7 Розрахунок і проєктування пальових фундаментів.....	27
Список рекомендованих джерел.....	39

ВСТУП

Методичні рекомендації розроблено відповідно до програми навчальної дисципліни «Будівництво в складних інженерно-геологічних умовах», затвердженої для студентів спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія. Згідно зі змістом дисципліни проводяться практичні заняття, контрольні роботи та складання екзамену. Крім того, передбачено виконання розрахунково-графічної роботи.

Методичні рекомендації складені відповідно до практики проведення цих занять у Харківському національному університеті міського господарства імені О. М. Бекетова.

Основним завданням методичних рекомендацій є надання допомоги студентам у виконанні практичних робіт із навчальної дисципліни «Будівництво у складних інженерно-геологічних умовах».

Використовуючи вихідні дані, надані викладачем для виконання практичної роботи, студент усі розрахунки записує в зошит.

Практична робота вважається виконаною, якщо студент надав викладачеві зошит з усіма розрахунками, схемами та побудовами, а також відповів на низку теоретичних питань щодо відповідної тематики.

Практичне заняття № 1

Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Визначаємо показники для глинистих ґрунтів.

Число пластичності

$$I_p = w_L - w_p,$$

де w_L – вологість на межі текучості;

w_p – вологість на межі розкочування.

Найменування пілуватого-глинистого ґрунту за числом пластичності визначається за таблицею 1.1.

Таблиця 1.1 – Найменування пілувато-глинистого ґрунту за числом пластичності

Найменування пілувато-глинистого ґрунту	Число пластичності I_p
Супісок	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

Якщо $I_p < 0,01$, то ґрунт належить до піщаних ґрунтів.

Показник текучості (консистенції)

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}.$$

Консистенція пілувато-глинистих ґрунтів по I_L визначається за таблицею 1.2.

Таблиця 1.2 – Різновиди пілувато-глинистих ґрунтів за I_L

Різновиди пілувато-глинистих ґрунтів	Показник текучості I_L
1	2
Супіски	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$

Продовження таблиці 1.2

1	2
Суглинки та глини	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,5$
М'якопластичні	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$

Висновок: якщо $I_L < 0,75$, то текучі і текучопластичні глинисті ґрунти не можуть бути основою.

Визначаємо показники для піщаних ґрунтів.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1.$$

Щільність складання пісків визначається за таблицею 1.3.

Таблиця 1.3 – Щільність складання пісків

Найменування піщаного ґрунту	Щільність складання		
	Щільні	середньої щільності	пухкі
Гравелісті, крупні та середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Дрібні	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Ступінь вологості

$$S_R = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

де ρ_w – щільність води.

Найменування піщаного ґрунту за ступенем вологості визначається за таблицею 1.4.

Таблиця 1.4 – Найменування піщаного ґрунту за ступенем вологості

Характеристика ґрунтів	Ступінь вологості S_r
Маловологі	$S_r \leq 0,5$
Вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Висновок: пилуваті та пухкі піски не можуть бути основою.

Результати розрахунку зводимо до таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 – Характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

Номер шару	e	S_r	I_p	I_L	Характеристика ґрунтів
1					
2					
3					
4					
5					

Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Визначаємо характеристику просідаючого ґрунту водонасиченого до ступеня $S_{r,sat} = 0,9$:

$$\rho_{sat} = \frac{\rho}{1+W} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right);$$

$$W_{sat} = \frac{S_{r,sat} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s}.$$

Будуємо графік залежності $\varepsilon_{sl,i}$ від P_i , побіжно визначаємо початковий тиск просідання P_{sl} , якому відповідає $\varepsilon_{sl,i} = 0,01$.

Приклад

Дано:

$P, \text{МПа}$	$\varepsilon_{sl,i}$
0,1	0,039
0,2	0,068
0,3	0,087

Визначити початковий тиск P_{sl} просідання (рис. 1.1).

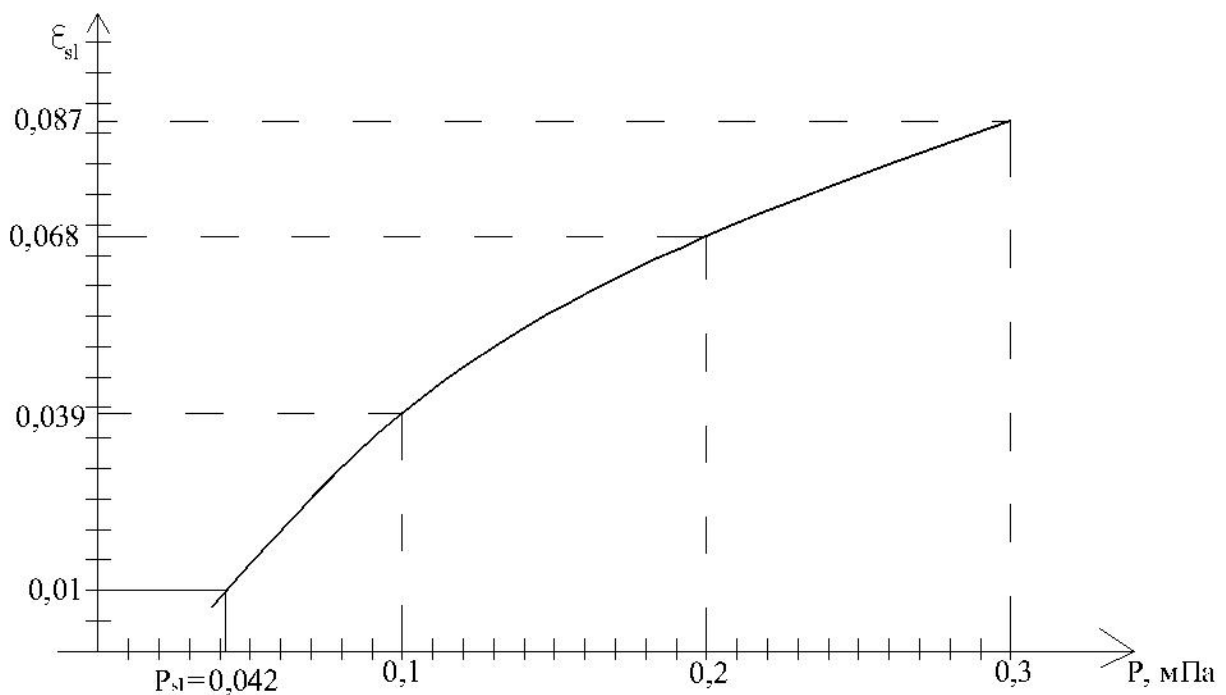


Рисунок 1.1 – Приклад визначення початкового тиску просідання

Обчислюємо значення і будуємо графік, напружений в шарі просідаючого ґрунту від власної ваги в разі його повного водонасичення з урахуванням можливого зрізання або підсипання під час планування території. На графіку відзначаємо точку, відповідну значенню. Шар просідаючого ґрунту, що нижче цієї точки, розбиваємо на розрахункові смужки, товщина яких h_i повинна бути не більше ніж 2 м, а кількість не менше ніж 2.

До першого типу ґрунтових умов за просадочністю належать товщі ґрунтів, в яких виконується одна з таких умов:

1. Початковий тиск просідання більше за напруження від власної ваги ґрунту $p_{sl} > \sigma_{zg}$ у межах всієї просідаючої товщини.

2. Початковий тиск просідання менше за напруження від власної ваги ґрунту $p_{sl} > \sigma_{zg}$ у межах шару завтовшки не більше ніж 2 м по глибині;

3. Розрахункова просадка від власної ваги ґрунту, визначена за формулою $S_{sl.g} = \sum \varepsilon_{sl.g} \cdot h \cdot k_{sl.i}$, у разі $k_{sl.i} = 1$ з урахуванням зміни по глибині ε_{sl} менше за 5 см.

Якщо не виконується жодна з умов, то ґрунти належать до другого типу ґрунтових умов за просадочністю.

Практичне заняття № 2

Фундамент на природному просідаючому ґрунті

Визначення глибини закладення фундаменту колони

Будівля без підвалу: глибина закладення фундаменту визначається від поверхні природного рельєфу, яка у цьому випадку збігається з умовною відміткою 0,000 (рис. 2.1).

Оскільки будівля опалюється, то глибина закладення фундаменту під колони середньої низки не залежить від глибини промерзання ґрунту, а під колони крайньої низки – залежить.

Визначення розмірів підшви фундаменту

Фундамент проектуємо залізобетонний жорсткий.

Приблизне співвідношення розмірів підшви фундаменту обираємо

$\eta = \frac{l}{b} = 1,4$, тоді ширина підшви фундаменту, м:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{mt} \cdot d - q)}}, \quad (2.1)$$

$$l = 1,4b,$$

де N – навантаження, МН (беремо більше значення з двох сполучень);

$\gamma_{\text{мт}}$ – середня вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, обираємо 20 кН/м³,

d – глибина закладення, м;

b та l – ширина та довжина підшви фундаменту;

q – навантаження на підлогу, для промислового будинку 20 кН/м².

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині закладення d , кПа.

Спочатку доберемо R_0 за таблицею 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахункові опори R_0 просідаючих ґрунтів

Ґрунти	R_0 , кПа (кгс/см ²), ґрунтів			
	природного складання зі щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених з щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	$\frac{300 (3)}{150 (1,5)}$	$\frac{350 (3,5)}{180 (1,8)}$	200 (2)	250 (2,5)
Суглинки	$\frac{350 (3,5)}{180 (1,8)}$	$\frac{400 (4)}{200 (2)}$	250 (2,5)	300 (3)

Примітка. У чисельнику наведені значення R_0 , що належать до незмочених просідаючих ґрунтів зі ступенем вологості $S_r \leq 0,5$; у знаменнику – значення R_0 , що належать до таких же ґрунтів із $S_r \geq 0,8$, а також до змочених просідаючих ґрунтів.

Знаходимо b_0 за формулою (2.1) з урахуванням R_0 .

Визначаємо R_1 за формулою (2.2):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}], \quad (2.2)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умовної роботи обираються за таблицею 2.2;

$k = k_z = 1$ – розрахункові коефіцієнти;

d_b – глибина підвалу;

γ' – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, кН/м³.

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}, \quad (2.3)$$

де γ'_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту, $\kappa H / \text{м}^3$.

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}. \quad (2.4)$$

Для ϕ_2 знаходимо M_γ , M_q , M_c за таблицею 2.3.

Таблиця 2.2 – Коефіцієнти умов роботи

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для будівель з жорсткою конструктивною схемою в разі відношенні довжини споруди чи його відсіку до висоти L/H , рівному	
		4 та більше	1,5 та менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:	—		
– маловологі та вологі;	1,25	1,0	1,2
– насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також крупнообломкові з глинистим заповнювачем із показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме у разі $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме у разі $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
Примітка 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою належать споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформації основи, зокрема за рахунок заходів, зазначених у додатку К джерела [1].			
Примітка 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} вважається рівним одиниці.			
Примітка 3. У разі проміжних значень L/H коефіцієнт γ_{c2} визначається за інтерполяцією.			
Примітка 4. Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} обирають рівним одиниці.			

Таблиця 2.3 – Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c

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

Позначення:

1) d_1 – глибина закладення фундаментів безвідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за джерелом [2], м;

2) c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа.

Уточнюємо значення b_1 у разі R_1 .

Знаходимо R_2 та b_2 .

Розходження між b_2 та b_1 , R_2 та R_1 менше ніж 10 %, тоді обираємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

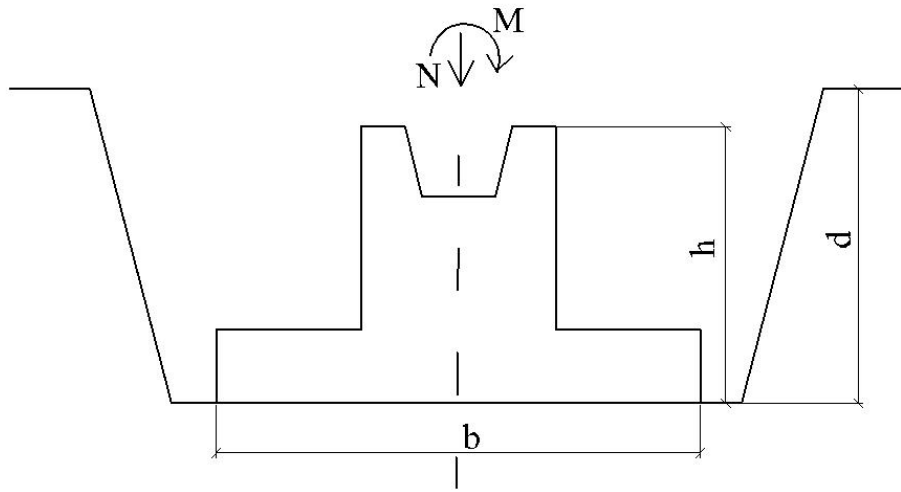


Рисунок 2.1 – Фундамент на природній основі

Перевірка крайових напруг

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R , \quad (2.5)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0, \quad (2.6)$$

де $W = \frac{b \cdot l^2}{6}.$

$$p_{\text{cp}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q \leq R. \quad (2.7)$$

Практичне заняття № 3

Визначення осідання та просідання фундаменту

Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Умовою прийнятності цього методу є дотримання вимоги: середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} не повинен перевищувати розрахункового опору R .

Середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} вже відомий (за формулою 2.7).

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, кПа:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (3.1)$$

Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною h , але не більше ніж 1 м: $h \leq 0,4b$.

Відстань від подошви фундаменту до кожного з елементарних шарів $z_i = n \cdot h$, де $n = 1, 2, 3$ тощо.

Будуємо епюру додаткових напруг від зовнішнього навантаження на глибині z , де p – середній тиск під подошвою фундаменту, α – коефіцієнт загасання напруг залежно від відносної глибини $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ і співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b$. Коефіцієнт α визначається за таблицею 3.1. Якщо необхідно, то коефіцієнт α визначаємо з урахуванням інтерполяції між значеннями для η_1 і η_2 .

Нижню межу стисливої товщі основи обираємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, де $k = 0,2$, $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$.

Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня подошви фундаменту, на глибині z : $\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$, де α_k

знаходиться за таблицею 3.1 і залежить від співвідношень $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ та $\eta = l/b$, де

B_k – ширина котловану (рис. 3.1).

Таблиця 3.1 – Коефіцієнт α

ζ	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглі	прямокутних зі співвідношенням сторін $\eta = l/b$, рівним						стрічкові ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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	0,329	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	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	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

Примітка 1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.

Примітка 2. Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника з площею A , значення α обираються як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

Примітка 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначається за інтерполяцією.

Позначка $\sigma'_{zg,0}$ – це вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану на рівні підшви фундаменту і рівне $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{гр} \cdot d_n$, де d_n – глибина закладення фундаменту щодо рівня природного рельєфу.

Визначаємо загальне осідання як суму осідань окремих елементарних шарів за такою формулою, м:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (3.2)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного завантаження, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного завантаження (модуль пружності), за браком даних можна обрати $E_{e,i} = 5E_i$, кПа.

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2},$$

де $h_i = h$ – товщина елементарного шару, м;

n – кількість шарів у межах стисливої товщі H_c .

Увага! Під час розрахунку осідання фундаментів, що зводяться у котлованах глибиною менше за 5 м, не враховується другий додток у формулі осідання (3.2).

Якщо середній тиск під підшвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осідання фундаменту визначаємо за формулою, м

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (3.3)$$

Порівнюємо отримане осідання з гранично допустимим за нормами [2], яке в цьому разі становить 10 см:

$$S \leq S_u. \quad (3.4)$$

Обчислення зручніше вести в табличній формі, наведеній у таблиці 3.2.

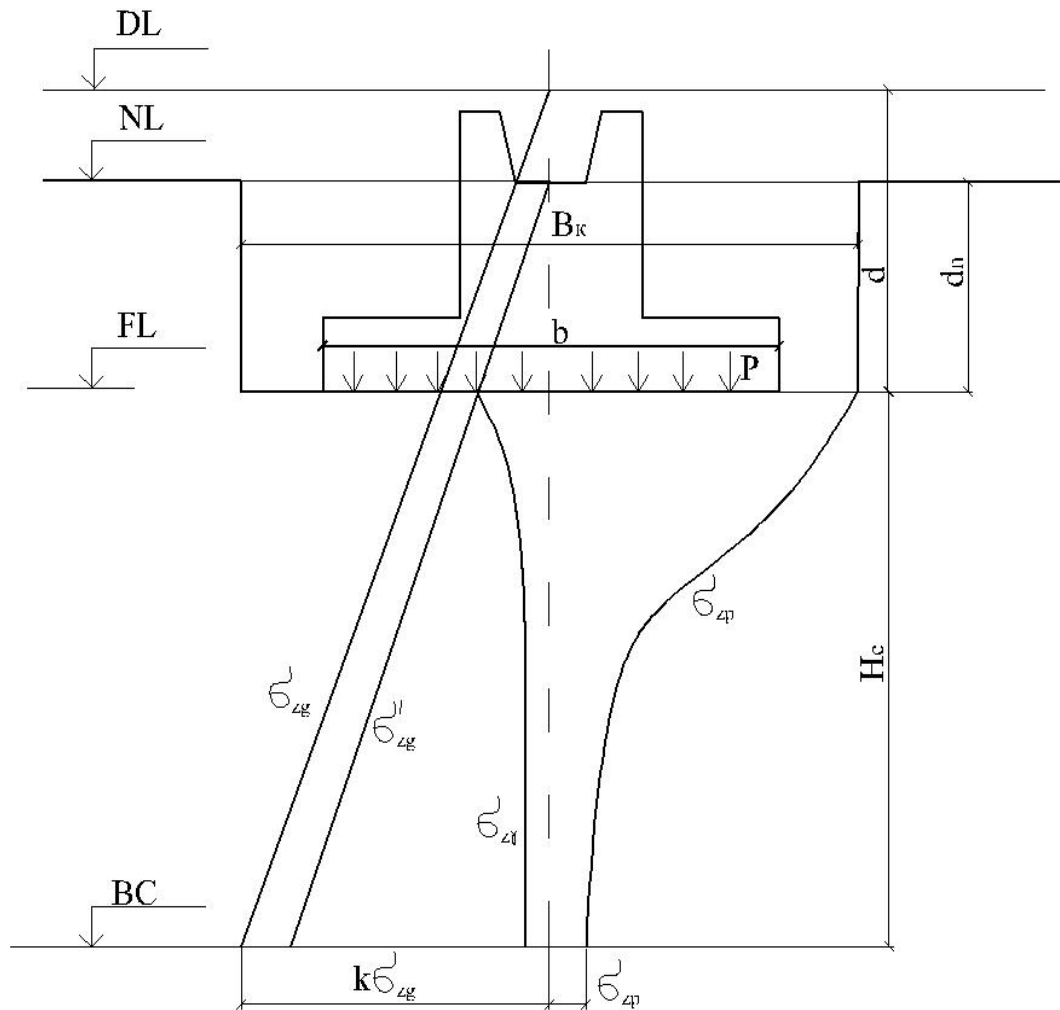


Рисунок 3.1 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Позначення до рисунка 3.1:

- 1) DL – відмітка планування підсипанням (зрізанням);
- 2) NL – відмітка планування природного рельєфу;
- 3) FL – відмітка підосви фундаменту;
- 4) BC – відмітка нижньої межі стисливої товщі;
- 5) $\sigma_{зг}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту з урахуванням планування ґрунту, кПа;
- 6) $\sigma'_{зг}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту природного рельєфу, кПа;
- 7) $\sigma_{зп}$ – вертикальні напруження від зовнішнього навантаження, кПа;
- 8) $\sigma_{з\gamma}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, кПа.

Таблиця 3.2 – Розрахунок осідання

Номер шару	№ з/п	Ґрунт	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma, cp}$	E_i , кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{z\gamma, i}) \cdot h_i}{E_i}$	$S_i, \text{м}$

 $\sum S =$

Обчислення просідання

Визначаємо товщу просідаючого ґрунту, в якому може відбутися її водонасичення до ступеня вологості $S_R = 0,9$. Вважаємо, що вода може піднятися до рівня підшви фундаменту.

Всю товщу розбиваємо на розрахункові смужки, бажано такої ж товщини, що і під час розрахунку осідання $h_i \leq 0,4b$, але не більше ніж 2 м і не менше ніж 2 шт.

Обчислюємо значення і будуємо графік напруг в шарі просідаючого ґрунту від власної ваги в разі водонасичення встановленої вище товщі з урахуванням можливого зрізання або підсипання під час планування території:

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{\rho}{1 + W} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,\text{sat}} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right), \quad (3.5)$$

$$\text{де } \sigma_{g,\text{sat},i} = 10 \cdot \rho_{\text{sat}} \cdot h_i. \quad (3.6)$$

Визначаємо сумарні напруги в середині висоти розрахункових смуг від власної ваги ґрунту і від тиску, переданого фундаментом:

$$\sigma_{\Sigma,i} = \sigma_{g,\text{sat},i} + \sigma_{p,i}. \quad (3.7)$$

Використовуючи графік зміни $\varepsilon_{sl,i}$ від p_i , побудований раніше для визначення типу ґрунтових умов щодо просідання, знаходимо значення відносного просідання $\varepsilon_{sl,i}$, що відповідають сумарним тискам $\sigma_{\Sigma,i}$.

Обчислюємо просідання основи по кожному елементарному шару просідаючого ґрунту, а потім підсумовуємо отримані значення:

$$S_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}. \quad (3.8)$$

Тут $k_{sl,i} = 1$, якщо $b \geq 12$ м, якщо $b \leq 3$ м, за такою формулою:

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{p_{cp} - p_{sl}}{p_0}, \quad (3.9)$$

де $p_0 = 100$ кПа.

Якщо $3 < b < 12$ м, то за інтерполяцією

$$k_{sl} = k_{sl,3} - \frac{k_{sl,3} - 1}{9} \cdot (b - 3). \quad (3.10)$$

Результати обчислень також зводимо до таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Обчислення просідання основи

$z_i = n \cdot h_i$, м	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, кПа	$\sigma_{g.sat.i}$, кПа	$\sigma_{p.i} + \sigma_{g.sat.i}$, кПа	σ_{Σ}^{cp} , кПа	ε_{sl}	h_i , м	k_{sl}	$S_{sl.i}$, м

$$\sum S_{sl} =$$

Загальна деформація основи: $S' = S + S_{sl}$.

Практичне заняття № 4 Фундамент при $R = P_{sl}$

Проектування цього варіанта виконується в разі можливого замочування просідаючого ґрунту внаслідок підйому рівня підземної води і (або) під час замочування його зверху від зовнішніх джерел.

Усі розрахункові характеристики ґрунту обираються такими, як і в попередніх розрахунках, крім $R = p_{sl}$.

Аналогічно знаходимо розміри підосви фундаменту за формулами (2.1) та (2.2).

Виконуємо перевірку крайових напружень за формулами (2.5) та (2.6).

Розрахунок осідання не виконуємо, оскільки воно, безумовно, в межах норми.

Фундамент на водонасиченому просідаючому ґрунті

Усунення просадочних властивостей ґрунтів може бути досягнуто шляхом його замочування. Для повної ліквідації просідання під час попереднього замочування ґрунти піддають ще і динамічним впливам (гідровибухам, спрямованій вібрації тощо).

Розрахункові характеристики, необхідні для визначення b і R – $N, \eta, \gamma_{mt}, d_1, q, \gamma_{c1}, \gamma_{c2}, k, k_z, \gamma_i, d_b$ ті, що і в попередніх розрахунках, інші враховують зміну властивостей ґрунту під час водонасичення.

$R_{o,sat}$ визначається за таблицею 2.1; $c = c_{sat}, \gamma = \gamma_{sat} = 10 \cdot \rho_{sat}$.

Для ϕ_{sat} знаходимо M_γ, M_q, M_c за таблицею 2.3.

Знаходимо розміри підшови фундаменту за формулами (2.1) та (2.2).

Визначаємо R_{sat} за формулою:

$$R_{sat} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{sat}]. \quad (4.1)$$

Уточнюємо значення b_1 .

Знаходимо значення $R_{sat,2}$ у разі b_1 .

Знаходимо $R_{sat,3}$ і b_2 .

Розбіжність між b_2 і $b_1, R_{sat,2}$ і $R_{sat,3}$ менше ніж 10 %, тоді обираємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

Перевірка крайових напруг проводиться за формулами (2.4) та (2.5). Осідання визначається і часто буває більшим за допустиме, оскільки в розрахунку використовується E_{sat} . Просідання нижньої товщі від власної ваги не визначається, якщо водонасичення ґрунту сталося до будівництва будинку, і визначається, якщо відбуватиметься в процесі експлуатації.

Практичне заняття № 5

Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті

Усунення просадочних властивостей ґрунтів може бути досягнуто шляхом їх ущільнення важким трамбуванням.

Проектування основи, ущільненої важким трамбуванням, передбачає такі етапи:

1. Задаємося щільністю сухого ґрунту після трамбування і глибиною закладання фундаменту: $\rho_{d.s.} = 1,65 \text{ т/м}^3$, $d = 1,8 \text{ м}$.

2. Визначаємо зниження поверхні, що трамбується, потім товщину ущільненого шару і глибину копання котловану, після цього – діаметр трамбівки та її вагу.

3. Пониження поверхні, що трамбується, м, становить

$$\Delta h = 1,2 \cdot (H_2 - d) \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d.s.}}\right), \quad (5.1)$$

де $\rho_d = \frac{\rho}{(1 + W)}$.

Товщина ущільненого шару, м, становить

$$h_s = H_2 - d + \Delta h. \quad (5.2)$$

Глибина копання котловану, м, становить

$$h_k = d - \Delta h. \quad (5.3)$$

Діаметр трамбівки, м, становить

$$d_s = h_s / k, \quad (5.4)$$

де для супісків та суглинків $k = 1,8$, для глини $k = 1,5$.

Вага трамбівки, т, становить

$$Q = 1,5 \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4}. \quad (5.5)$$

Оптимальна вологість під час трамбування становить

$$w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03). \quad (5.6)$$

Висота скидання трамбівки $H = 8 - 10 \text{ м}$, кількість ударів по одному сліду – 10–12 разів.

Характеристики лесоподібних суглинків після трамбування:

$$\rho_{t.s.} = \rho_{d.s.} (1 + w_0), \quad (5.7)$$

$$e_{t.s.} = \frac{\rho_s (1 + w_0)}{\rho_{t.s.}}, \quad (5.8)$$

$$S_{r.t.} = \frac{\rho_s \cdot w_0}{e_{t.s.} \cdot \rho_w}. \quad (5.9)$$

Проектування фундаменту на ущільненій основі

Знаходимо ширину підшви фундаменту за формулою (2.1), якщо $\rho_{d.s.} = 1,65 \text{ т/м}^3$ і $R_0 = 275 \text{ кПа}$, м.

Оскільки $\varphi_{t.s.}$ та $c_{t.s.}$ для утрамбованого ґрунту ще не визначені, то R визначаємо за такими формулами:

– якщо $d \leq 2 \text{ м}$, то

$$R_1 = 0,25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)], \text{ кПа}; \quad (5.10)$$

– якщо $d \geq 2 \text{ м}$, то $k_1 = 0,05$, $k_2 = 0,2$ – для суглинків і супісків, а $k_2 = 0,2$ – для глини.

$$R = R_0 \cdot [1 + k_1(b - 1)] + k_2 \cdot \gamma_H (d - 2). \quad (5.11)$$

Уточнюємо b_1 і R_2 .

Розходження між b_2 та b_1 , R_2 і R_1 менше за 10 %, обираємо b_2 і l_2 .

Виконуємо перевірку крайових напруг за формулами (2.4) та (2.5).

Визначаємо розміри котловану, м:

$$b_s = b + 0,5(b - d_s), \quad (5.12)$$

$$l_s = l + 0,5(l - d_s). \quad (5.13)$$

Необхідна кількість води для зволоження, м^3 , становить

$$Q_w = \rho_{d,s} (w_0 - w) \cdot b_s \cdot l_s \cdot \frac{h_s}{\rho_w}. \quad (5.14)$$

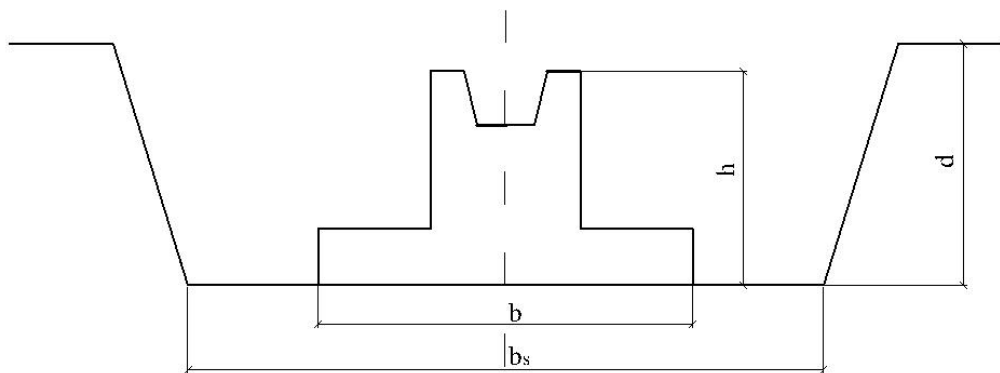


Рисунок 5.1 – Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті

Практичне заняття № 6

Фундамент на ґрунтовій подушці

Ґрунтова подушка замінює просідаючий ґрунт повністю (прорізна) або тільки у верхній частині (висяча). У останньої загальні деформації основи, осідання і просідання повинні бути в допустимих межах.

Ґрунтові подушки виконують товщиною 1,5–5 м, іноді 10–12 м і зазвичай із місцевого глинистого ґрунту. У просідаючих ґрунтах подушки відсипають шарами товщиною 0,1–0,35 м під час укочування катками, під час ущільнення важкими трамбівками шари можуть бути товщі.

Вологість ґрунту подушки повинна бути оптимальною w_0 під час трамбування і $w_0 = w_p$ під час укочування, вологість замінного ґрунту може бути будь-якою.

Щільність сухого ґрунту подушки повинна бути $\rho_{d.s.} \geq 1,6 \text{ т/м}^3$ під час ліквідації просідання і $\rho_{d.s.} \geq 1,7 \text{ т/м}^3$ у разі створення водонепроникного екрану після ущільнення.

Під час проєктування ґрунтової подушки спочатку задаються $\rho_{d.s.}$, d , R_0 .

Знаходимо попередні розміри підшви фундаменту за формулою (2.1).

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту R_0 за формулою (2.2).

Знаходимо R_1 , якщо $d \leq 2 \text{ м}$ за формулою (5.10), кПа.

Уточнюємо b_1 і R_2 . У разі розбіжності між b_2 і b_1 , R_2 і R_1 менше за 10 %, обираємо b_2 .

Здійснюємо перевірку крайових напружень за формулами (2.4) та (2.5). Товщина прорізної подушки обирається, м:

$$h_s = H_{sl} - d. \quad (6.1)$$

Розміри нижньої частини подушки, м:

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (6.2)$$

$$l_s = l + 2bk_h, \quad (6.3)$$

де $k_h = 0,3$, якщо $p = 150\text{--}200$ кПа;

$k_h = 0,35$, якщо $p = 250\text{--}300$ кПа;

$k_h = 0,4$, якщо $p = 350\text{--}400$ кПа.

Крім цього, розміри подушки повинні бути більше розмірів фундаменту не менше ніж на 0,4 м по низу і на 0,6 м – по верху (рис. 6.1).

Далі перевіряється допустимість переданого подушкою тиску на підстильний ґрунт. Для цього визначаємо площу умовного фундаменту, м²:

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}}, \quad (6.4)$$

де N – навантаження на фундамент, кН;

$G_f = b \cdot l \cdot (\gamma_m \cdot d)$ – вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, кН;

σ_{zp} – додаткові напруги на глибині $z = h_s$ від навантаження на фундамент, кПа.

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0, \quad (6.5)$$

де p_0 – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа:

$$p_0 = \frac{N}{A} + d\gamma_{mt} + q. \quad (6.6)$$

Потім знаходимо:

$$a = (l - b) / 2, \quad (6.7)$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (6.8)$$

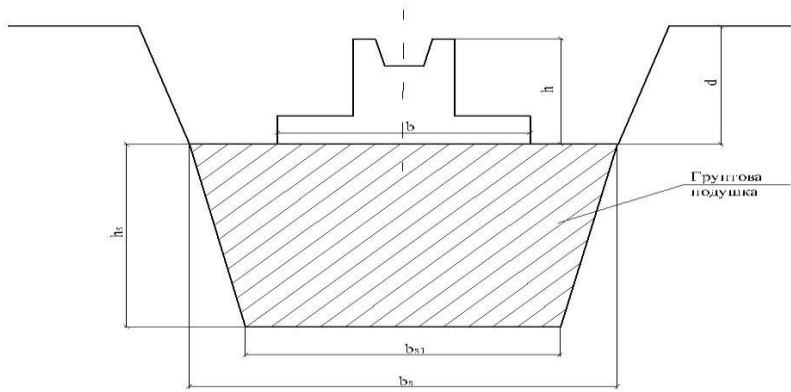


Рисунок 6.1 – Фундамент на ґрунтовій подушці

Обчислюємо розрахунковий опір для ґрунту, що підстилає подушку, кПа:

$$R_z = (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot (d + h_s) \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}), \quad (6.9)$$

де γ_1, γ_2 і k дорівнюють 1.

Перевіряємо умову, кПа:

$$\sigma_{\text{ф}} + \sigma_{\text{зг}} < R_z, \quad (6.10)$$

де $\sigma_{\text{зг}}$ – напруга від власної ваги ґрунту подушки на глибині $z = h_s$.

R_o визначається за таблицею 2.1.

Для ϕ_{II} знаходимо M_γ, M_q, M_c за таблицею 2.3.

Знаходимо розміри підошви фундаменту за формулою (2.1), м.

Визначаємо R за формулою (2.2).

Уточнюємо значення b_1 .

Знаходимо значення R_1 , у разі b_1 .

Знаходимо R_2 і b_2 .

Розбіжність між b_2 і b_1 , R_2 і R_1 менше ніж 10 %, тоді остаточно обираємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

Здійснюємо перевірку крайових напруг за формулами (2.4) та (2.5).

Після виконання всіх умов, остаточно конструємо фундамент.

Практичне заняття № 7

Розрахунок і проєктування пальових фундаментів

Розрахунок пальових фундаментів за несучою здатністю

Розрахунок виконується відповідно до вимог [4].

Під час аналізу інженерно-геологічних умов виділяємо шар ґрунту, придатний для обпирання паль. Вибираємо тип, вид і спосіб занурення паль – у цих методичних рекомендаціях обрані забивні призматичні залізобетонні палі, спосіб занурення – дизель-молот.

Глибина закладення підошви ростверку – 1,2–1,6 м.

Визначаємо довжину палі, яка залежить від інженерно-геолого-технологічних умов, способу сполучення палі з ростверком і заглиблення палі в несучий шар. У цьому випадку обираємо сполучення палі з ростверком жорстке (300–350 мм), заглиблення палі в несучий шар – не менше 1 м. Тоді необхідну довжину палі можна визначити за такою залежністю:

$$L_{\text{п}} = (h_1 + h_2 + \dots + h_n) - d_p + 0,35 \text{ м} + 1 \text{ м}, \quad (7.1)$$

де h_1, h_2, h_n – потужність шарів, які проходить паля;

d_p – глибина закладення пальового ростверку, м.

Після визначення $L_{\text{п}}$, необхідно округлити це число до найближчого більшого цілого значення.

Перетин паль необхідно обирати 250 мм × 250 мм, 300 мм × 300 мм або 350 мм × 350 мм.

Одиночну палю у складі фундаменту і за його межами по несучій спроможності ґрунтів основи необхідно розраховувати з огляду на таку умову:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (7.2)$$

де N – розрахункове навантаження, яка допускається на палю в разі визначення їхньої кількості в пальовому фундаменті;

F_d – несуча спроможність палі залежно від властивостей ґрунтової основи;

γ_k – коефіцієнт надійності (обираємо 1,4, якщо несуча здатність палі F_d визначається розрахунком).

Визначаємо несучу здатність одиночної палі тертя, попередньо розбиваючи ґрунтову товщу за висотою палі на ділянки довжиною не більше ніж 2,0 м (рис. 7.1):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (7.3)$$

де F_d – несуча здатність одиночної палі тертя у кН;

γ_c – коефіцієнт умови роботи палі по ґрунту, обираємо рівним 1,0;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, обираємо за таблицею 7.1;

A – площа обпирання на ґрунт палі, m^2 , обираємо за площею поперечного перерізу палі брутто, або за площею палі-оболонки нетто;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

γ_{cr} та γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі, які враховують вплив способу занурення палі на розрахунковий опір ґрунту і обираємо за таблицею 7.2;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, кПа, який визначається за формулою (7.4), для попередніх розрахунків допускається обрати за таблицею 7.3.

Таблиця 7.1 – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту

Глиби- на зану- рення ниж- нього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту R , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	граве- листя	крупних	–	середньої крупності	дрібних	пилуватих	–
	глинистих ґрунтів за показника текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1	2	3	4	5	6	7	8
3	7 500	6 600 / 4 000	3 000	3 100 / 2 000	2 000 / 1 200	1 100	600
4	8 300	6 800 / 5 100	3 800	3 200 / 2 500	2 100 / 1 600	1 250	700
5	8 800	7 000 / 6 200	4 000	3 400 / 2 800	2 200 / 2 000	1 300	800

Продовження таблиці 7.1

1	2	3	4	5	6	7	8
7	9 700	7 300 / 6 900	4 300	3 700 / 3 300	2 400 / 2 200	1 400	850
10	10 500	7 700 / 7 300	5 000	4 000 / 3 500	2 600 / 2 400	1 500	900
15	11 700	8 200 / 7 500	5 600	4 400 / 4 000	2 900	1 650	100
20	12 600	8 500	6 200	4 800 / 4 500	3 200	1 800	1 100
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400
Примітка 1. Перед рискою – значення R для пісків, після риски – для глинистих ґрунтів.							
Примітка 2. Для проміжних значень глибини занурення палі і проміжних значень показника I_L значення R визначають інтерполяцією.							

Таблиця 7.2 – Коефіцієнти умов роботи

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту, і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту під час розрахунку несучої спроможності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cr}	на бічній поверхні γ_{cf}
1	2	3
1. Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами.	1,0	1,0
2. Занурення забиванням та вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж 1 м нижче вибою свердловини в разі її діаметра:		
– рівному стороні квадратної палі;	1,0	0,5
– на 0,05 м менше сторони квадратної палі;	1,0	0,6
– на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перетину (для опор ліній електропередачі).	1,0	1,0
3. Занурення з підмивом у піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше.	1,0	0,9

Продовження таблиці 7.2

1	2	3
4. Віброзанурення паль-оболонки, віброзанурення і вібровдавлення паль у ґрунти:		
піщані середньої щільності:		
– крупні та середньої крупності;	1,2	1,0
– дрібні;	1,1	1,0
– пилюваті;	1,0	1,0
пилювато-глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$:		
– супіски;	0,9	0,9
– суглинки;	0,8	0,9
– глини;	0,7	0,9
пилювато-глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$.	1,0	1,0
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем:		
– із діаметром порожнини палі 0,4 м і менше;	1,0	1,0
– те саме від 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6. Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перетину із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше подальшим влаштуванням у нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пилювато-глинистих ґрунтах із показником текучості $I_L \leq 0,5$ із діаметром уширення, що дорівнює:		
– 1,0 м незалежно від зазначених видів ґрунту;	0,9	1,0
– 1,5 м у пісках та супісках;	0,8	1,0
– 1,5 м у суглинках та глинах.	0,7	1,0
7. Занурення вдавненням паль:		
а) у піски середньої щільності великі, середньої крупності і дрібні;	1,1	1,0
– у піски пилюваті;	1,1	0,8
– у пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$;	1,1	1,0
– те саме $I_L > 0,5$	1,0	1,0
Примітка. Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} за позицією 4 таблиці 7.3 для пилювато-глинистих ґрунтів із показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються за інтерполяцією.		

Таблиця 7.3 – Значення розрахункових опорів по бічній поверхні забивних паль і паль-оболонки

Серед- ня глиби- на розта- шу- вання шару грунту, м	Розрахункові опори по бічній поверхні забивних паль і паль-оболонки f , кПа								
	піщаних крупних, середньої крупності і глинистих при $I_L = 0,2$	піщаних дрібних глинис- тих при $I_L = 0,3$	піщаних, пилюватих і глинистих при $I_L = 0,4$	глинистих із показником текучості I_L					
				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
Примітка 1. Під час визначення значення f шару ґрунтів необхідно розділяти на однорідні шари товщиною не більше 2 м.									
Примітка 2. Таблиця складена для піщаних ґрунтів середньої щільності.									
Примітка 3. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів по боковій поверхні паль f необхідно збільшувати на 30 % порівняно зі значеннями, наведеними в цій таблиці.									

Значення h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \operatorname{tg} \varphi_{\Pi,i} + c_{\Pi,i}, \quad (7.4)$$

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

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту посередині i -го розрахункового шару ґрунтової основи, рівний 0,21–0,29 – для пісків, 0,3–0,37 – для супісків і суглинків та 0,4 – для глин.

У разі повного водонасичення ґрунту розрахункові характеристики ґрунту необхідно обирати за показником текучості, що визначається за формулою

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (7.5)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту природної щільності;

γ_w – об’ємна вага води, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

γ_s – об’ємна вага часток ґрунту, кН/м^3 ;

w_L, w_p – вологість на межі текучості і розкочування відповідно.

Якщо $I_L < 0,4$, необхідно обрати $I_L = 0,4$.

Якщо $I_L > 1$, опір по бічній поверхні не враховується.

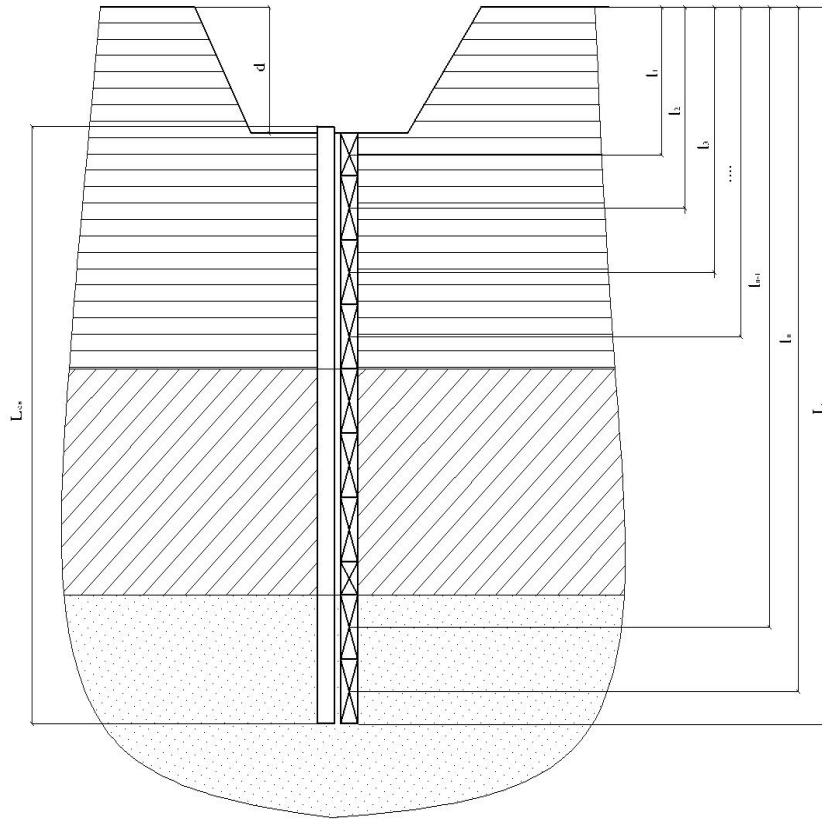


Рисунок 7.1 – Розрахункова схема палі

Палі за несучої здатності ґрунтів основи у просідаючих ґрунтах необхідно розраховувати так:

$$N \leq \left(\frac{F_d}{\gamma_k} \right) - \gamma_c \cdot P_n, \quad (7.6)$$

де N – розрахункове навантаження, кН, на одну палю;

F_d – розрахункова несуча здатність ґрунту основи одиночної палі;

γ_k – коефіцієнт надійності (обирається 1,4, якщо несуча здатність палі F_d визначається розрахунком);

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що залежить від просідання ґрунту.

Якщо $S_{sl} = 5$ см, $\gamma_c = 0$, $S_{sl} \geq 2 S_u - \gamma_c = 0,8$ для проміжних значень $S_{sl} - \gamma_c$ визначається за інтерполяцією.

P_n – це довантажувальна сила тертя, що становить

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \cdot h_i, \quad (7.7)$$

де u – периметр палі, м;

h_{sl} – розрахункова глибина, м, в межах якої виконується підсумовування сил бічного тертя просідаючих шарів ґрунту, що дорівнює глибині підшви товщі просідання ґрунту від дії власної ваги;

τ_i – розрахунковий опір ґрунту, кПа, який визначається до глибини 6 м за такою формулою:

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg,i} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (7.8)$$

де ξ – коефіцієнт бокового тиску, що дорівнює 0,7;

φ_i , c_i – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту, усередненого за глибиною h_i ;

σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа:

h_i – товщина, м, шару ґрунту, що просідає під час замочування, і дотичного по боковій поверхні палі.

Якщо глибина 6 м $< h < h_{sl}$, значення τ_i обираємо постійним, рівним значенню τ_i на глибині 6 м.

Визначаємо необхідну кількість паль у куці:

$$n = \frac{F_v}{N}. \quad (7.9)$$

Конструюємо ростверк, враховуючи, що відстань між осями паль обирається $(3-6)d$, а відстань від краю ростверку до осі крайньої палі – d , де d – сторона палі. Висоту ростверку обираємо в межах 500–600 мм.

Оскільки на пальовий фундамент діє не тільки поздовжня сила, але і згинальний момент, необхідно перевірити величину навантаження, яка припадає на крайню палю з урахуванням дії згинального моменту.

Величина цього навантаження визначається за формулою

$$N_{\max}^{\min} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}; \quad (7.10)$$

де N_d – розрахункова стискаюча сила, кН, в яку входять: вертикальне навантаження від верхніх конструкцій, вага ростверка, вага ґрунту на його обрізах і вага паль;

n – кількість паль у фундаменті, шт.;

x_i, y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі, м;

M_x, M_y – розрахункові згинальні моменти, кНм, щодо головних центральних осей x і y , плану паль в площині підшви фундаменту;

x, y – відстань від головних осей до осі кожної палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження, м.

Оскільки навантаження на крайню палю визначаються з урахуванням дії моменту, розрахункове навантаження обирають рівним $1,2 N$ (враховується короткочасність дії моменту).

Проводимо перевірку:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k}. \quad (7.11)$$

Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями

Цей розрахунок виконується як для умовного фундаменту на природній основі.

Визначаємо контури умовного фундаменту (рис. 7.2). Межі умовного фундаменту:

– знизу обмежені площиною АБ;

– з боків обмежені вертикальними площинами АГ і БВ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $htg\alpha$, але не більше ніж $2d$ у випадках, коли під нижніми кінцями паль залягають пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$;

– зверху обмежені поверхнею планування ВГ.

Визначається середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунтів, що прорізуються палею, град.:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (7.12)$$

де h_i – товщина i -го шару, що стикається з бічною поверхнею палі.

Середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунтів, град.:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4}. \quad (7.13)$$

Ширина умовного фундаменту, м,

$$B_{y\phi} = y + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (7.14)$$

де y – відстань між крайніми палями;

z – ширина палі.

Довжина умовного фундаменту:

$$L_{y\phi} = x + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (7.15)$$

де x – відстань між крайніми палями.

Нормативна вага палей:

$$G_{св}^H = n(L_{п} \cdot G_{п,1} + G_{в}), \quad (7.16)$$

де n – кількість палей, шт;

$L_{п}$ – довжина палі, м;

$G_{п,1}$ – вага 1 м палі, кН;

$G_{в}$ – вага вістря палі.

Нормативна вага ґрунту в обсязі АБВГ, кН:

$$G_{гр.y\phi}^H = B_{y\phi} L_{y\phi} \sum \gamma_i h_i. \quad (7.17)$$

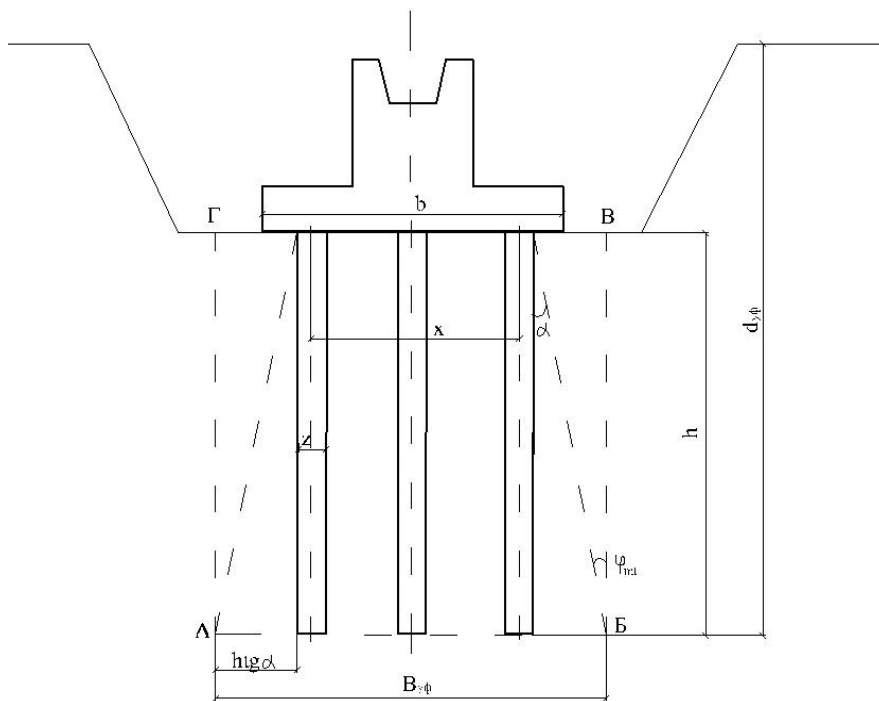


Рисунок 7.2 – Розрахункова схема пальового фундаменту за деформаціями

Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$P'' = \frac{N^H + G_p^H \cdot 1,1 + G_n^H + G_{гр}^H}{B_{уф} \cdot L_{уф}}, \quad (7.18)$$

де N^H – нормативне вертикальне навантаження на палю, кН;

G_p^H – нормативна вага ростверку, кН;

G_n^H – нормативна вага паль, кН;

$G_{гр}^H$ – нормативна вага ґрунту в обсязі АБВГ, кН.

Розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою умовного фундаменту, кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot B_{уф} \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_{уф} \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}). \quad (7.19)$$

Перевіряємо основну умову під час проведення розрахунку пальового фундаменту за другою групою граничних станів:

$$p_{II} < R. \quad (7.20)$$

Розрахунок осідання пальового фундаменту

Осідання пальового фундаменту виконується за формулою (3.2) аналогічно розрахунку осідання фундаменту на природній основі.

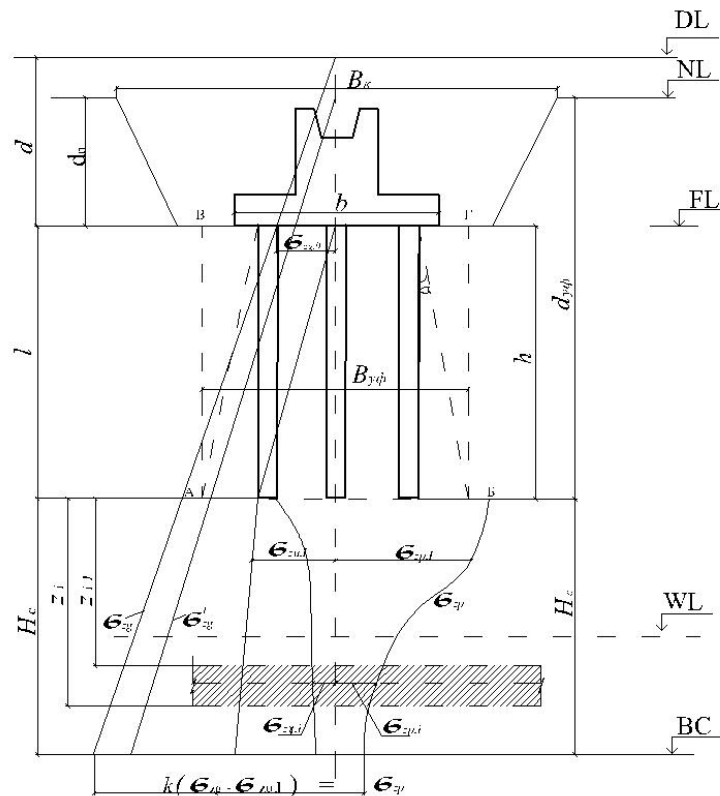


Рисунок 7.3 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі пальового фундаменту згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору для розрахунку за схемою умовного фундаменту:

$B_{y\phi}$ – ширина (діаметр) умовного фундаменту на позначці п'яти палі довжиною l , утвореного під кутом $\phi/4$ від підшви ростверку;
 $\sigma_{z,ul}$ – напруження від власної ваги ґрунту на позначці умовного фундаменту, починаючи від підшви ростверку

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ ISO 14688-2:2021. Геотехнічні дослідження та випробування. Ідентифікація та класифікація ґрунтів. Частина 2. Класифікація ґрунтів (ISO 14688-2:2017, IDT). – Чинний від 2022-05-01. – Київ, 2021. – 11 с.
2. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2019-01-01. – Електрон. текст. дані. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с. – Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_v_2_1_10/1-1-0-1828, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2011-01-11. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dstu/dstu_b_v_1_1_27_2010/5-1-0-929, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.
4. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2008-01-07. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-183>, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.
5. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2017-11-01. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_v_1_1_46/1-1-0-1779, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.
6. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2017-10-01. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_v_1_1_45/1-1-0-1778, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.

7. ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Зміна № 1 [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2014–10–01. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-1083>, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.

8. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1 [Електрон. ресурс]. – Чинний від 2020–06–01. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-792>, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.

9. 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 : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с. – Існує електрон. версія. (Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/45175/>, вільний).

10. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев [та ін.]. – Полтава, 2003. – 550 с.

11. Кічаєва О. В. Будівництво у складних інженерно-геологічних умовах [Електрон. ресурс] : конспект лекцій для студентів очної та заочної форм навчання другого (магістерського) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Кічаєва ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Електрон. текст. дані. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 51 с. – Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/57677/>, вільний (дата звернення: 20.03.2026). – Назва з екрана.

12. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник для студентів / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников [та ін.]. – Дніпропетровськ : Пороги, 2012. – 197 с.

13. Храпатова І. Дослідження процесів, що протікають у набухаючих ґрунтах, залежно від природної вологості / І. Храпатова, О. Ляпін // Основи та Фундаменти. – 2025. – № 50. – С. 316–322. – DOI: <https://doi.org/10.32347/0475-1132.50.2025.316-322>.

14. Особливості влаштування фундаментів на підтоплених і потенційно підтоплюваних територіях / О.І. Бондаренко, Г.Г. Стріжельчик, І.В. Храпатова, Є.П. Василенко, О.Є. Ляпін // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – 2024. – Вип. 210. – С. 123–126. – DOI: <https://kart.edu.ua/wp-content/uploads/2024/05/zbirnik-210.pdf>.

15. Strizhelchik G. Geotechnical risks in the reconstruction of buildings and structures affected by explosion / G. Strizhelchik, I. Khrapatova, O. Liapin, O. Bondarenko // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science : International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBUD-2025) ; Kharkiv, January 30 – February 1, 2025. – Kharkiv, Ukraine, 2025. – Vol. 1499. – Article 012019. – DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012019>.

16. Strizhelchik G. Ensuring urban resilience construction in difficult engineering and geological conditions (geotechnical view) / G. Strizhelchik, V. Iegupov, I. Khrapatova // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science : International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBUD-2025) ; Kharkiv, January 30 – February 1, 2025. – Kharkiv, 2025. – Vol. 1499. – Article 012048. – DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012048>.

17. До питання про геотехнічні ризики при відновленні зруйнованих вибухом будівель у південно-східній та південній частині України [Електрон. ресурс] / Г.Г. Стріжельчик, І.В. Храпатова, В.С. Шокарев, О.Є. Ляпін // Безпечна, комфортна та спроможна територіальна громада : збірник матеріалів міжнародної науково-практичної конференції, 11–13 жовтня 2023 р. – Електрон. текст. дані. – 2023. – С. 43–44. – Режим доступу: <https://science.nmu.org.ua/ua/conferences/Forum/Zbirnyk.pdf>, вільний (дата звернення: 20.03.2026).

Електронне навчальне видання

Методичні рекомендації

до виконання практичних робіт
із навчальної дисципліни

**«БУДІВНИЦТВО У СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ
УМОВАХ»**

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм
навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Укладачі: **ХРАПАТОВА** Ірина Вікторівна,
СТРІЖЕЛЬЧИК Геннадій Георгійович,
БОНДАРЕНКО Олександр Іванович,
КРОТОВ Олег Вікторович

Відповідальний за випуск *І. В. Храпатова*
Редактор *Б. О. Хільська*
Комп'ютерне верстання *І. В. Храпатова, І. В. Волосожарова*

План 2025, поз. 8М

Підп. до друку 02.06.2026. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 2,4.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 8386 від 14.07.2025.