

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до практичних занять та індивідуальні завдання
з дисципліни**

**«Проектування основ та фундаментів
в складних умовах».**

Частина 1. Особливі ґрунтові умови.

Для магістрів спеціальності

192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до практичних занять та індивідуальні завдання
з дисципліни «Проектування основ та фундаментів
в складних умовах».**

Частина 1. Особливі ґрунтові умови.

Для магістрів спеціальності

192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Вінниця
ВНТУ
2021

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 1 від 23.09.2021 р.)

Рецензенти:

І. В. Коц, кандидат технічних наук, професор

Б. Б. Корчевський, кандидат технічних наук, доцент

Методичні вказівки до практичних занять та індивідуальні завдання з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в складних умовах». Частина 1. Особливі ґрунтові умови. Для магістрів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / Уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. – Вінниця : ВНТУ, 2021. – 63 с.

В методичних вказівках наведені рекомендації та завдання до практичних робіт з курсу «Проектування основ та фундаментів в складних умовах» для магістрів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Наведено приклади виконання та розрахунку практичних завдань з посиланням на необхідні літературні джерела.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1. Тема: розрахунок пальового фундаменту на потужній просадковій товщі.....	5
Теоретичні відомості.....	5
Приклад розрахунку.....	7
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2. Тема: проєктування фундаментів мілкового закладання в сейсмічних умовах.....	12
Теоретичні відомості.....	13
Приклади розрахунку.....	17
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3 Тема: проєктування пальового фундаменту в сейсмічних умовах.....	29
Теоретичні відомості.....	29
Приклад розрахунку.....	30
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4 Тема: визначення величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.....	36
Теоретичні відомості.....	36
Приклад розрахунку.....	40
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5 Тема: проєктування пальового фундаменту у набрякливому ґрунті.....	43
Теоретичні відомості.....	43
Приклад розрахунку.....	47
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 6 Тема: розрахунок осідання фундаменту за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями у ґрунті.....	49
Теоретичні відомості.....	49
Приклад розрахунку.....	53
ЛІТЕРАТУРА.....	62

ВСТУП

Проектування основ та фундаментів в складних умовах – це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів в особливих ґрунтових умовах, в умовах ущільненого будівництва та при реконструкції. Розглядаються різні типи фундаментів, технології їх зведення, визначення несучої здатності тіла.

До категорії складних ґрунтових умов відносять території, де в результаті розвитку деформаційних або динамічних процесів у ґрунтах виникає небезпека пошкодження або руйнування будівель і споруд.

Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах мають бути запроектовані та збудовані таким чином, щоб протягом всього життєвого циклу з відповідним ступенем надійності та економічності вони витримували всі можливі дії та впливи під час їх зведення та експлуатації.

Майже вся територія України має ті чи інші види складних умов. Значна частина території вкрита просідаючими ґрунтами, ділянок залягання решти слабких ґрунтів з особливими властивостями: набрякливих, насипних, біогенних, елювіальних, засолених, мулистих, що створюють небезпеку нерівномірних осідань побудованих на них будівель або споруд, в Україні достатньо багато. Для передгірних і гірських районів характерні землетруси, зсуви, карст, суфозія тощо. На півдні і сході поширені підроблювані території. Значна частина території країни підтоплена.

Все це вимагає високої спеціальної підготовки фахівців-будівельників у галузі геотехніки і фундаментобудування.

Загальна мета дисципліни – якісне оцінювання основ для повного використання їх властивостей при створенні нових надійних і економічних конструкцій та прогресивних технологій влаштування основ і фундаментів.

З урахуванням сучасних досягнень будівельної науки у галузі фундаментобудування вивчаються методи розрахунку основ та фундаментів за граничними станами, правила конструювання фундаментів, особливості влаштування у звичайних і складних інженерно-геологічних і техногенних умовах.

В результаті вивчення курсу студент має знати:

- класифікацію фундаментів та основи їх проектування;
- особливості проектування фундаментів в складних геологічних умовах, впливах щільної забудови та аварійного замочування;
- способи закріплення основ;
- способи підсилення основ та фундаментів;
- методика оцінювання ґрунтових умов та особливих впливів.

Студент має вміти:

- використовувати набуті теоретичні знання і практичні навички розрахунків і конструювання фундаментів в складних умовах і при особливих впливах;

- вміти запропонувати та розрахувати варіанти підсилення основ та фундаментів;

- користуватись нормативною та науково-технічною літературою.

Програма курсу містить: теоретичний матеріал, що частково розглядається на лекціях, а частково виноситься на самостійне опрацювання студентами; практичні заняття, курсове проектування.

Студенти, які засвоїли теоретичний матеріал, виконали на відповідному рівні індивідуальні завдання на практичних заняттях, захищають курсовий проєкт і складають іспит з курсу «Проектування основ та фундаментів в складних умовах».

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1

Тема: розрахунок пальового фундаменту на потужній просадковій товщі.

Мета роботи: в заданих ґрунтових умовах при наявності просідань від власної ваги ґрунту більше 5 см (II тип за просадковістю) призначити можливу довжину і тип палі та визначити її несучу здатність з урахування сил негативного тертя.

Варіант таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів за результатами інженерно-геологічних досліджень надається керівником додатково.

Теоретичні відомості

При проектуванні заглиблених і глибокого закладання фундаментів, підземних і заглиблених споруд потрібно враховувати [1, 2, 7]:

- в умовах, коли виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$ і відсутнє просідання від власної ваги ґрунту – опір ґрунту по бічній поверхні заглибленої частини; несуча здатність паль визначається при характеристиках ґрунту в умовах повного водонасичення ($S_r = 0,9$);

- в умовах, коли виникають просідання від власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$ – негативне тертя ґрунту по бічній поверхні заглиблених частин споруди і фундаментів, що виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги.

Нижні кінці паль мають бути заглиблені, як правило, в скельні, піщані щільні і середньої щільності ґрунти.

Заглиблення кінців паль у глинисті ґрунти допускається при такому показнику текучості у водонасиченому стані, який забезпечує потрібну несучу здатність при прийнятому для розрахунку осіданні палі, що не перевищує граничне осідання s_u , визначене статичними випробуваннями.

При цьому пілуватоглинисті ґрунти мають мати показники текучості:

– $I_L < 0,6$ для всіх типів паль в ґрунтових умовах де відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;

– $I_L < 0,4$ для забивних паль і $I_L < 0,2$ для буронабивних паль в ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} < s_u$;

– $I_L < 0,2$ для забивних палей і $I_L \leq 0$ для буронабивних палей в ґрунтових умовах, де можливе просідання від власної ваги ґрунту, якщо $s_{sl,g} > s_u$;
 – s_u – граничне значення спільної деформації основи палі, пального фундаменту та споруди.

Спирання кінців палей на пухкі водонасичені піски, пилувато-глинисті ґрунти при $I_L > 0,5$ не допускається.

У випадку, якщо за результатами інженерних досліджень встановлено, що занурення забивних палей у просідаючі ґрунти може бути утруднене, в проєкті має бути передбачене влаштування **лідерних свердловин**.

Допустиме навантаження на палю в ґрунтових умовах II типу за просядковістю визначається за формулою [1]

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (1)$$

де N – розрахункове навантаження, кН (тс), на одну палю;

F_d – несуча здатність, кН (тс), визначена звичайним шляхом;

γ_k – коефіцієнт надійності, для теоретичного визначення $\gamma_k = 1,4$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту s_{sl} : при $s_{sl} = 5$ см $\gamma_c = 0$, при $s_{sl} \geq 2s_u$ $\gamma_c = 0,8$, для проміжних значень s_u γ_c визначається інтерполяцією;

P_n – негативна сила тертя.

До проведення випробувань на висмикування значення P_n допускається визначати за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (2)$$

де u – периметр, м, ділянки ствола палі;

h_{sl} – розрахункова глибина, м, до котрої здійснюється підсумовування сил бокового тертя просідаючих шарів ґрунту, що приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від дії власної ваги дорівнює 0,05 м; значення просідання ґрунту основи визначається відповідно до вимог [1, 2];

τ_i – розрахунковий опір, кПа (тс/м²), що визначається до глибини $h = 6$ м за формулою (при глибині більше 6 м в межах h_{sl} значення τ_i приймається постійним і таким, яке дорівнює значенню τ_i на глибині 6 м)

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_l + c_l, \quad (3)$$

тут ζ – коефіцієнт бокового тиску, що приймається рівним 0,7;

φ_l, c_l – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення;

σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа (тс/м²);

h_i – товщина, м, i -го шару просідного ґрунта, осідаючого при замочуванні.

При визначенні несучої здатності палі, F_d опір по бічній поверхні палі враховується лише нижче розрахункової глибини h_{sl} , в межах якої спостерігаються сили негативного тертя.

Приклад розрахунку

Для виконання розрахунків надані таблиці фізико-механічних характеристик ґрунтів за результатами інженерно-геологічних досліджень (табл. 1 та 2).

Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Ґрунти ІГЕ 2, 3 – просідаючі. Тип ґрунтових умов за просадковістю – другий.

Ґрунтові води зустрінуті на глибині 15–16 м.

Визначимо погіршені характеристики просідаючих ґрунтів внаслідок замочування (для ґрунтів, що розміщені вище рівня ґрунтових вод):

$$I_{L,2} = \frac{0,9e\gamma_w - w_p}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot 10}{26,8} - 0,19 = 0,49;$$

$$I_{L,3} = \frac{0,9e\gamma_w - w_p}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot 0,89 \cdot 10}{26,8} - 0,19 = 1,2 > 1;$$

$$I_{L,4} = \frac{0,9e\gamma_w - w_p}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot 0,84 \cdot 10}{26,8} - 0,19 = 1,0;$$

$$\gamma_{sat,2} = \gamma_d \left(1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right) = \frac{17,9}{1 + 0,20} \left(1 + \frac{0,9 \cdot (26,8 - 14,9) \cdot 10}{14,9 \cdot 26,8} \right) = 18,9 (\kappa H / m^3);$$

$$\gamma_{sat,3} = \gamma_d \left(1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right) = \frac{17,0}{1 + 0,20} \left(1 + \frac{0,9 \cdot (26,8 - 14,2) \cdot 10}{14,2 \cdot 26,8} \right) = 18,4 (\kappa H / m^3);$$

$$\gamma_{sat,4} = \gamma_d \left(1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right) = \frac{17,9}{1 + 0,23} \left(1 + \frac{0,9 \cdot (26,8 - 14,6) \cdot 10}{14,6 \cdot 26,8} \right) = 18,7 (\kappa H / m^3).$$

Вибір типу і довжини палі

Оскільки ґрунтові умови майданчика ускладнені наявністю потужної (14 м) просадкової товщі другого типу, то найкращим рішенням фундаментів буде використання палі.

Глибину закладання ростверка приймаємо 0,6 м.

У таких ґрунтових умовах паля повинна спиратись нижнім кінцем на надійний непросадковий ґрунт. В якості такого ґрунту можна спробувати використати суглинок ІГЕ №5.

З умови занурення палі у несучий шар на 2 м потрібна довжина палі 16,7 м. Враховуючи велику довжину палі та складнощі, що виникають при забиванні палі у ґрунти напівтвердої консистенції, приймаємо бурин'єкційні палі. Для надійності збільшуємо довжину палі до 18 м.

Найбільш вживаний діаметр таких палі 520 або 620 мм. Приймаємо палі діаметром 520 м.

Таблиця 1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів (Рівень ґрунтових вод – -15,0–16,0 м)

Вид ґрунту	Потужність шару, м	γ кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _L	W _p	I _p	I _L	e	S _r	$\frac{c_{II}}{c_I}$, кПа	$\frac{\varphi_{II}}{\varphi_I}$, град.	E, МПа	E _{sat} , МПа
1. Насипний ґрунт	0,5–0,7	17,5		0,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2. Суглинок напівтвердий, гумусований, жовто-бурий просадочний	6,7–7,2	17,9	26,8	0,20	0,35	0,19	0,16	0,06	0,80	0,67	$\frac{13}{9}$	$\frac{13}{11}$	10	6
3. Суглинок напівтвердий, жовтий просадочний	5,5–5,9	17,0	26,8	0,20	0,28	0,19	0,09	0,11	0,89	0,60	$\frac{10}{9}$	$\frac{26}{25}$	11	5
4. Суглинок тугопластичний, світло-бурий	1,8–2,3	17,9	26,8	0,23	0,28	0,19	0,09	0,44	0,84	0,73	$\frac{18}{12}$	$\frac{19}{16}$	11	5
5. Суглинок тугопластичний, жовто-сірий	6,5–8,2	19,4	26,8	0,25	0,35	0,19	0,16	0,38	0,73	0,92	$\frac{20}{13}$	$\frac{18}{16}$	15	15
6. Пісок пілуватий, насичений водою, середньої щільності, жовто-сірий	3,8–4,1	19,5	26,6	0,18	0,38	0,18	-	-	0,61	0,80	$\frac{4}{2}$	$\frac{30}{27}$	18	18

Таблиця 2 – Характеристики просадковості

Глибина відбирання, м	Відносна просадковість, ε_{si} , при p, кПа						Початковий тиск просідання, p _{si} , кПа
	50	100	150	200	250	300	
1,0	0,009	0,015	0,021	0,025	0,036	0,046	60
3,0	0,005	0,015	0,019	0,021	0,032	0,035	75
5,0	0,006	0,008	0,018	0,030	0,038	0,039	110
7,0	0,007	0,009	0,019	0,029	0,037	0,042	105
9,0	0,005	0,008	0,016	0,027	0,030	0,032	110
11,0	0,003	0,007	0,009	0,014	0,022	0,026	160

Положення палі у ґрунті наведене на рис. 1.

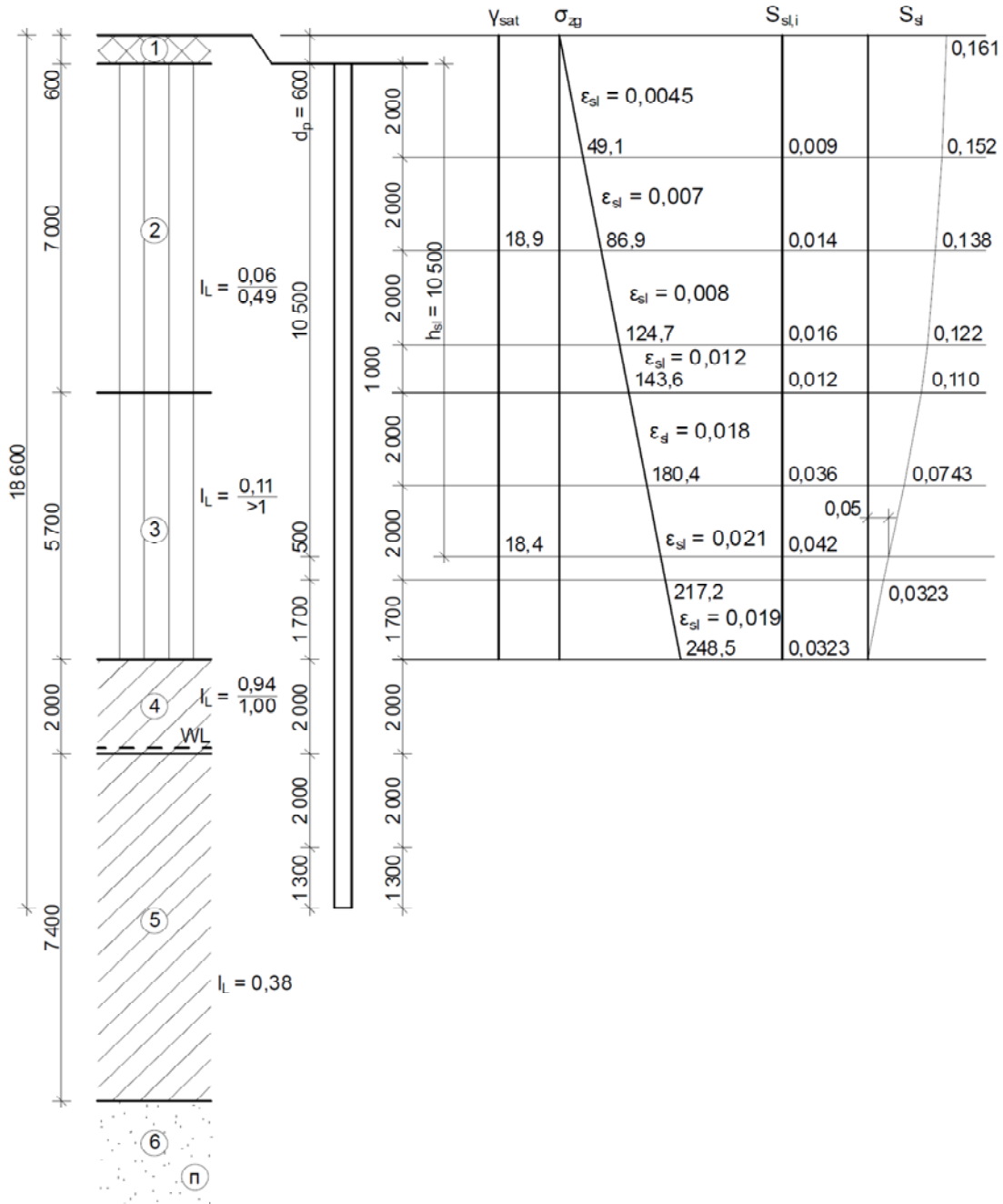


Рисунок 1 – Розрахункова схема палі

Послідовність розрахунку:

- розбивання палі по довжині на елементарні шари потужністю не більше 2 м, при цьому межі між геологічними шарами є межами елементарних шарів;
- побудова епюри σ_{zg} з урахуванням питомої ваги водонасиченого ґрунту γ_{sat} . Побудова здійснюється в межах просадкової товщі:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_{sat,i} \cdot h_i;$$

- визначення відносної просадковості $\varepsilon_{sl,i}$ в межах кожного елементарного шару залежно від глибини розташування середини шару від поверхні і напруження $\sigma_{zg,i}$ всередині елементарного шару;

- визначення просідання кожного елементарного шару від власної ваги ґрунту

$s_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$, де $k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м, $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, k_{sl} – за інтерполяцією при $15 \text{ м} < H_{sl} < 20$ м.

Для даного прикладу $k_{sl} = 1$;

- побудова епюри сумарних просідань, починаючи з нижньої межі просідаючої товщі. Загальна величина просідання від власної ваги $S_{sl} = 16,1$ см.

Розрахункова глибина, м, до котрої здійснюється підсумовування сил негативного бокового тертя просідаючих шарів ґрунту, результати якого показані на рисунку, складає $h_{sl} = 10,5$ м.

- несучу здатність палі нижче зони негативного тертя визначаємо за формулою [1]

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (4)$$

де $\gamma_c = 1$, $\gamma_{cr} = 1$, $\gamma_{cf} = 0,7$ [1, табл. Н.3.1, п. 3а,];

$R = 1340$ кПа – опір під нижнім кінцем палі на глибині $H = 18,6$ м, [1, табл. Н.3.3];

A – площа нижнього кінця палі, м²;

u – периметр поперечного перерізу палі, м.

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі розділимо ґрунтову товщу нижче зони h_{sl} на шари товщиною не більше 2 м (див. рис. 1). Обчислення виконуємо в таблиці 3.

Таблиця 3 – Визначення несучої здатності палі по боковій поверхні

№ ІГЕ	$H_{сер}$, м	h_i , м	f_i , кПа	$\gamma_{cf,i}$	$\gamma_{cf,i} f_i h_i$, кН/м	I_L
3	11,35	0,5	6	0,7	2,1	>1
3	12,45	1,7	6	0,7	7,14	>1
4	14,3	2,0	6	0,7	8,4	1
5	16,3	2,0	39	0,7	54,6	0,38
5	17,95	1,3	41	0,7	37,3	0,38

$$\sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 109,6$$

Для палі діаметром 520 мм

$$A = \pi \cdot 0,52^2 / 4 = 0,212 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$u = \pi \cdot 0,52 = 1,633 \text{ (м)};$$

$$F_d = 1(1 \cdot 1340 \cdot 0,212 + 1,633 \cdot 109,6) = 463,0 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження, яке може бути передане на палю з умов несучої здатності ґрунту без ураховання сил негативного тертя

$$N = F_d / \gamma_k = 463,0 / 1,4 = 330,7 \text{ (кН)}.$$

- обчислення сил негативного тертя за формулами (2) та (3)
Результати розрахунку проміжних параметрів заносимо у таблицю 4.

Таблиця 4 – Сили негативного тертя ($h_{sl} = 10,5$ м)

H_i , м	h_i , м	$\sigma_{zg,i}$, кПа	γ^{sat} , кН/м ³	τ_i , кПа	$\tau_i h_i$	ІГЕ	$\varphi_{I,sat}$, град.	$C_{I,sat}$, кПа
1,6	2,0	30,2	18,9	13,1	26,2	2	11	9
3,6	2,0	68,0	18,9	18,3	36,6	2	11	9
5,6	2,0	105,8	18,9	23,4	46,8	2	11	9
6,6		124,7		26,0				
7,1	1,0	134,2	18,9	26,0	26,0			
8,6	2,0	162,0	18,4	26,0	52,0			
10,35	1,5	194,2	18,4	26,0	39,0			

$$\Sigma \tau_i h_i = 226,6$$

Сили негативного тертя для палі діаметром 520 мм

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i = 1,633 \cdot 226,6 = 370,0 \text{ (кН)};$$

- визначення допустимого навантаження на палю з урахуванням сил негативного тертя за формулою (1).

Коефіцієнт умов роботи, γ_c , значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту s_{sl} : при $s_{sl} = 5$ см $\gamma_c = 0$, при $s_{sl} = 2s_u = 30$ см $\gamma_c = 0,8$; при $s_{sl} = 16,1$ см (див. рис. 1)

$$\gamma_c = 0,444.$$

Допустиме навантаження на палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n = 330,7 - 0,444 \cdot 370,0 = 330,7 - 164,3 = 166,4 \text{ (кН)}.$$

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2

Тема: Проектування фундаментів мілкового закладання в сейсмічних умовах.

Мета роботи: Визначити потрібні розміри підшви фундаменту мілкового закладання з урахуванням сейсмічних впливів.

Теоретичні відомості

Основа фундаментів при аварійному сполученні навантажень, спричиненому сейсмічними впливами, розраховується на міцність окремо від дії вертикальної складової навантаження і від дії горизонтальної складової.

При цьому осідання фундаментів не перевіряють. Попередні розміри фундаментів потрібно визначати розрахунком за деформаціями основ на основне сполученні навантажень (без урахування сейсмічних навантажень).

Розрахунок на дію вертикальної складової навантаження здійснюється за формулою [1]

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (5)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позacentрового навантаження в аварійному сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eq}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1.0; 0.85; 0.7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12:2014 [3];

γ_n – коефіцієнт надійності, приймають залежно від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7 [1].

При дії навантажень від моментів по двох напрямках розрахунок за несучою здатністю основ має виконуватись роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

При розрахунках несучої здатності нескальних основ, що зазнають сейсмічних коливань, ординати епюри граничного тиску (рис. 2) по краях подошви фундаменту визначаються за формулами [4]

$$\begin{aligned} p_0 &= \xi_q F_1 \gamma'_1 d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1; \\ p_b &= p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3), \end{aligned} \quad (6)$$

де ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коефіцієнти форми фундаменту, обчислені за формулами (Ж.4) [1] без урахування ексцентриситету навантаження для стовпчастих фундаментів, а для стрічкових фундаментів рівні одиниці;

F_1, F_2, F_3 – коефіцієнти, що визначаються за графіками [4] залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_1 ;

γ_b, γ'_1 – розрахункові значення питомої ваги ґрунту відповідно нижче і вище подошви фундаменту;

d – менше значення глибини закладання фундаменту;

k_{eq} – коефіцієнт, що приймається рівним 0,1 при сейсмічності майданчика 6,7 бала; 0,2 при сейсмічності майданчика 8 балів; 0,4 при сейсмічності майданчика 9 балів.

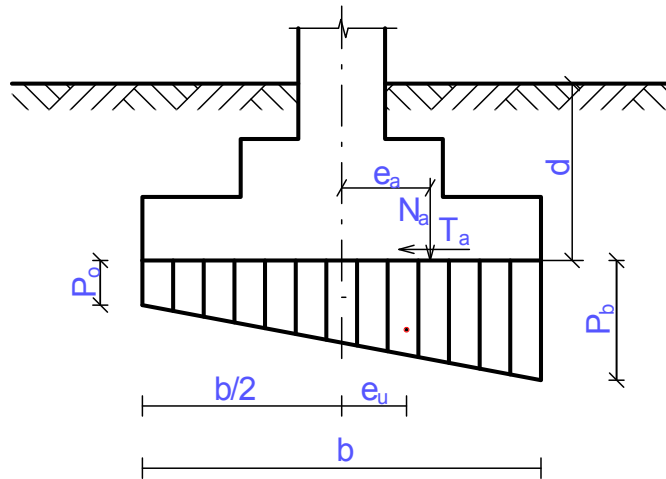


Рисунок 2 – Епюра граничного тиску під підшовою фундаменту при сейсмічному впливі

Вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах приймається рівною:

$$\begin{aligned} \text{при } e_a \leq e_u \quad N_{u,eq} &= 0,5bl(p_0 + p_b); \\ \text{при } e_a \geq e_u \quad N_{u,eq} &= blp_b / (1 + 6e_a / b), \end{aligned} \quad (7)$$

де e_a та e_u – ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску

$$\begin{aligned} e_a &= \frac{M_a}{N_a}; \\ e_u &= b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0). \end{aligned} \quad (8)$$

Перевірку на зрушення по підшві фундаменту потрібно виконувати на горизонтальну складову сейсмічного навантаження в рівні низу фундаментів з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, спрямованого наверх, і сейсмічного коефіцієнта умов роботи.

При визначенні утримувальних і зрушувальних сил потрібно обрахувати складові активного та пасивного тисків ґрунту на бічні поверхні фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень згідно з [5].

Умова міцності на зсув по підшві

$$F_{sa} < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n}, \quad (9)$$

У таблиці 5 наведені вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкого закладання і фундаменту з паль на основне сполучення навантажень, у таблиці 6 – для того ж фундаменту на аварійне сполучення навантажень.

Ґрунтові умови надаються керівником додатково.

Таблиця 5 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль на основне сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
1	1200	150	25	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
2	1900	75	30	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
3	2200	180	20	0,000	-	0,4×0,6 (МК)
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
5	1500	60	45	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
6	2000	260	50	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
7	2200	120	40	-0,600	-	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
8	2400	100	38	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)
10	3000	100	60	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
11	175	10	30	0,000	-	b = 0,51*
12	1500	60	42	-1,000	-	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
13	1600	-	47	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
14	1700	80	33	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
15	270	15	15	-1,000	-	b = 0,51*
16	2500	100	50	-1,000	3,2	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
17	2700	-	39	-0,500	3,2	0,6×0,8 (МК)
18	2900	120	70	-0,500	-	0,6×0,8 (ЗБК мон.)
19	220	20	40	-0,500	-	b = 0,51*
20	500	50	29	-0,400	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
21	600	60	22	-0,500	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
22	700	70	50	-0,700	1,8	0,4×0,4 (МК)
23	330	45	50	-0,800	-	b = 0,51*
24	1800	70	35	0,000	-	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
25	2000	90	50	0,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
26	450	80	60	0,000	2,4	b = 0,51*
27	1000	250	40	-0,500	2,4	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
28	8000	350	70	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
29	400	31	15	-1,500	-	b = 0,51*
30	2400	180	44	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)

- ПРИМІТКИ: 1. * – будівля з несучими стінами з цегли;
 2. – ЗБК збір. – колони з збірного залізобетону;
 3. – ЗБК мон. – колони з монолітного залізобетону;
 4. – МК – колони металеві.

Таблиця 6 – Вихідні дані для розрахунку фундаментів при сейсмічних впливах

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Місце будівництва	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	N_a , кН	M_a , кН·м	Q_a , кН					
1	1100	150	125	0,000	1,7	Львів	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	1
2	1800	125	60	0,500	2,4	Тернопіль	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	2
3	2000	200	120	0,000	-	Іваноно-Франківськ	0,4×0,6 (МК)	3
4	1800	80	55	-1,000	-	Ужгород	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	4
5	1400	90	95	-1,200	2,4	Одеса	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	5
6	1900	300	110	-0,700	2,4	Мукачеве	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	6
7	2100	170	80	-0,600	-	Чоп	0,6×0,6 (ЗБК збір.)	7
8	2300	130	58	0,000	-	Яремче	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	8
9	2500	140	80	0,000	1,8	Калуш	0,6×0,6 (МК)	9
10	3100	150	100	0,000	1,8	Трускавець	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	10
11	160	20	40	0,000	-	Стрий	b = 0,51*	11
12	1400	88	72	-1,000	-	Очаків	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	12
13	1500	10	97	-1,000	2,4	Затока	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	13
14	1600	130	73	-1,000	2,4	Ізмаїл	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	14
15	280	19	25	-1,000	-	Іллічівськ	b = 0,51*	15
16	2400	130	70	-1,000	3,2	Генічеськ	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	16
17	2600	20	89	-0,500	3,2	Кам'янець-Подільський	0,6×0,8 (МК)	17
18	3000	140	120	-0,500	-	Хотин	0,6×0,8 (ЗБК мон.)	18
19	230	28	60	-0,500	-	Котовськ	b = 0,51*	19
20	550	70	49	-0,400	-	Южне	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	20
21	590	80	52	-0,500	1,8	Вилкове	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	21
22	710	77	85	-0,700	1,8	Рені	0,4×0,4 (МК)	22
23	320	65	59	-0,800	-	Дрогобич	b = 0,51*	23
24	1700	89	55	0,000	-	Коломия	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	24
25	2100	120	70	0,000	2,4	Жмеринка	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	25
26	470	89	90	0,000	2,4	Ладижин	b = 0,51*	26
27	1100	270	80	-0,500	2,4	Ямпіль	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	27
28	7900	450	110	-1,000	-	Могилівлів Подільський	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	28
29	410	51	35	-1,500	-	Рахів	b = 0,51*	29
30	2300	280	64	0,000	-	Роздільна	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	30

Приклади розрахунку

1 Приклад розрахунку стрічкового фундаменту мілкового закладання на вертикальну та моментну складові сейсмічного навантаження

Вихідні дані для основного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
41	1237,6	108	60	-0,900	2,1	b = 0,51 м

Вихідні дані для аварійного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Місце будівництва	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	N_a , кН	M_a , кНм	Q_a , кН					
41	1150	120	85	-0,900	2,1	Львів	b = 0,51 м	41

Попередньо треба визначити розміри підшви фундаменту на основне поєднання навантажень при заданих в таблиці навантаженнях і ґрунтових умовах.

У таблиці 7 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів, на рисунку 3 – геологічна колонка товщі ґрунтів.

Таблиця 7 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	γ_s , $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	W	W_L	W_P	I_p	I_L	e	S_r	C , кПа	φ , град	ν	E , МПа	R_o , кПа
Насипний ґрунт	16,5	-	0,17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок лесоподібний, напівтвердий	17,8	26,9	0,21	0,33	0,19	0,14	0,14	0,83	0,68	23	22	0,36	15	210
Суглинок твердий	17,6	27,0	0,16	0,34	0,20	0,14	<0	0,78	0,55	26	21	0,35	12,9	235
Суглинок лесоподібний, твердий	18,6	27,1	0,18	0,36	0,21	0,15	<0	0,72	0,68	27	23	0,35	19	245

Рівень ґрунтових вод – 10,3 м.

Глибину закладання стрічкового фундаменту нижче підлоги підвалу приймаємо 0,8 м, що достатньо для розміщення тіла фундаменту, висота якого звичайно не перевищує 500 мм і шести рядів блоків стіни підвалу. Положення фундаменту у ґрунті показане на рисунку 4.

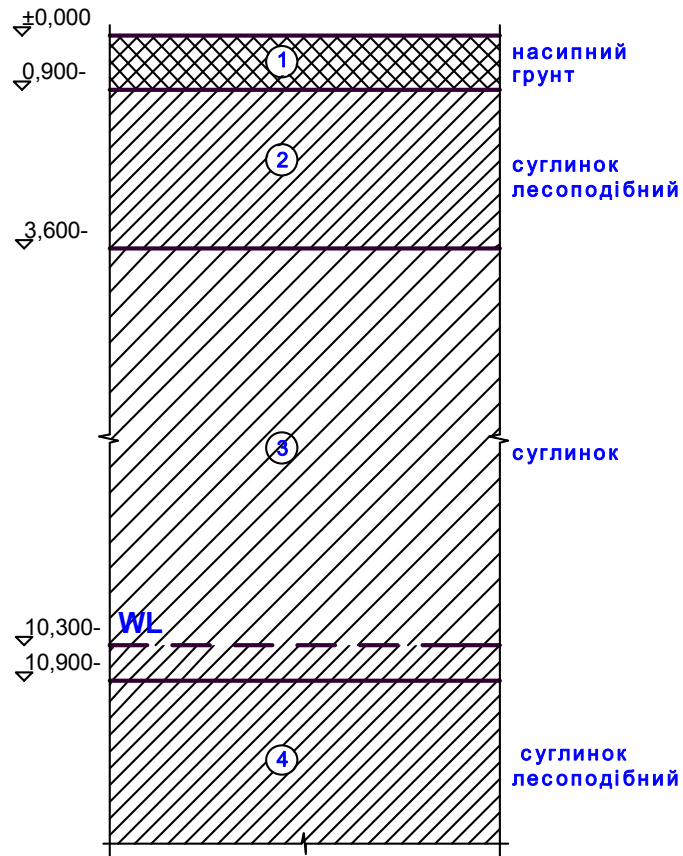


Рисунок 3 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика

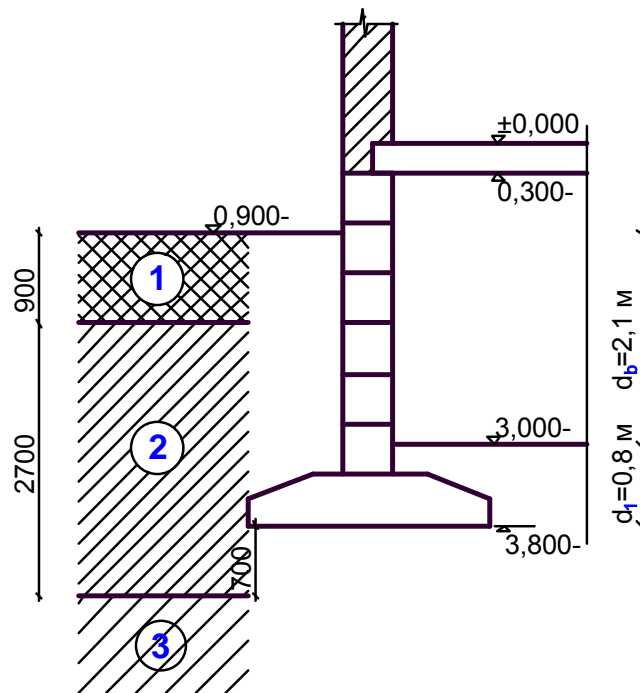


Рисунок 4 – Положення фундаментів мілкового закладання у ґрунті

Навантаження на фундамент відповідає 9–10-поверховій будівлі. Виходячи з цього прийнята глибина закладання 2,9 м достатня.

Заглиблення в несучий шар ІГЕ № 2 на глибину не менше ніж 0,5 м забезпечено. Підшва фундаменту заведена нижче глибини сезонного промерзання.

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень для розрахунків за ІІ групою граничних станів:

$$N_e = 1237,6/1,3 = 952,0 \text{ (кН/м)}; M_e = 108/1,3 = 83,1 \text{ (кНм/м)};$$

$$Q_e = 60/1,3 = 46,2 \text{ (кН/м)}.$$

Розміри підшви фундаменту в першому наближенні для основного сполучення навантажень

$$A_1 = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{952}{210 - 20 \cdot 0,8} = 4,9 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Ширину підшви фундаменту у першому наближенні приймаємо рівною найбільшій ширині збірної фундаментної плити $b = 3,2$ м. При цьому товщина шару ІГЕ № 2 під підшвою фундаменту 0,7 м, менше за половину ширини фундаменту, тому осереднення параметрів здійснюємо не тільки вище, а й нижче підшви фундаменту на глибину $3,2/2 = 1,6$ м.

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{952}{3,2} + 20 \cdot 0,8 = 313,5 \text{ (кПа)};$$

$$P_{max,y} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{ф.зр.} d = 313,5 + \frac{(83,1 + 46,2 \cdot 0,8) \cdot 6}{3,2^2 \cdot 1,0} = 313,5 + 70,3 = 383,8 \text{ (кПа)};$$

$$P_{min,y} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{ф.зр.} d = 313,5 - 70,3 = 243,2 \text{ (кПа)};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,5 \cdot 0,9 + 17,8 \cdot 2,0}{2,9} = 17,4 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{17,8 \cdot 0,7 + 17,6 \cdot 0,9}{1,6} = 17,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$c_{II} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{23 \cdot 0,7 + 26 \cdot 0,9}{1,6} = 24,7 \text{ (кПа)}.$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{22 \cdot 0,7 + 21 \cdot 0,9}{1,6} = 21^0.$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 17,7 + 3,24 \cdot 0,8 \cdot 17,4 + (3,24 - 1) \cdot 2,0 \cdot 17,4 + 5,84 \cdot 24,7) =$$

$$= 1,136(31,72 + 45,1 + 77,95 + 144,25) = 339,7 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{сер.} = 313,5 \text{ кПа} < R = 339,7 \text{ кПа};$$

$$p_{max,y} = 383,8 \text{ кПа} < 1,2R = 407,6 \text{ кПа};$$

$$p_{min,y} = 243,2 \text{ кПа} > 0.$$

Граничні нерівності виконуються, отже, ширина підошви фундаменту підібрана правильно.

Виконуємо перевірку розмірів підошви стрічкового фундаменту, підбраного на дію основного сполучення навантажень, на аварійне поєднання навантажень.

За табл. 5.1 [3] ґрунтові умови майданчика будівництва відносять до II категорії.

В цьому випадку за табл. А.1 [3] для м. Львів сейсмічність території складає 6 балів.

При $\varphi_I = 21/1,15 = 18^\circ$ (ІГЕ № 2, 3) $F_1 = 5, F_2 = 2, F_3 = 8$ [4].
 $c_I = 24,7/1,5 = 16,4$ (кПа).

Ординати епюри граничного тиску (див. рис. 2) по краях підошви фундаменту обчислюємо за формулами (6).

Коефіцієнти форми фундаменту ξ_γ, ξ_q, ξ_c для стрічкового фундаменту дорівнюють одиниці.

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_I / \operatorname{tg} \varphi_I = 1,0 \cdot 5 \cdot 17,3 \cdot 0,8 + 1,0(5 - 1) \cdot 16,4 / \operatorname{tg} 18^\circ = 271,1 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3) = 271,1 + 1,0 \cdot 17,6 \cdot 3,2(2 - 0,1 \cdot 8) = 338,7 \text{ (кПа)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску за формулами (8)

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{120,0 + 85,0 \cdot 0,8}{1150 + 3,2 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 0,9} = \frac{188}{1196,1} = 0,157 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{3,2(338,7 - 271,1)}{6(338,7 + 271,1)} = 0,059 \text{ (м)}.$$

Оскільки $e_a > e_u$, то за формулами (7)

$$N_{u,eq} = b l p_b / (1 + 6e_a / b) = 3,2 \cdot 1,0 \cdot 338,7 / (1 + 6 \cdot 0,157 / 3,2) = 837,3 \text{ (кН / м)}.$$

Умова міцності (5)

$$N_a = 1196,1 \text{ кН} \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,85 \cdot 837,3}{1,15} = 618,9 \text{ (кН)}$$

не виконується.

Отже, при наявності аварійних поєднань навантажень розмір підшви $b = 3,2$ м недостатній.

2 Приклад розрахунку стовпчастого фундаменту мілкого закладання на вертикальну та моментну складові сейсмічного навантаження

Вихідні дані для основного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
42	4043	388	110	0,000	-	0,6×1,2 (МК)

Вихідні дані для аварійного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Місце будівництва	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	N_a , кН	M_a , кНм	Q_a , кН					
42	3700	420	230	0,000	-	Ладижин	0,6×1,2 (МК)	42

У таблиці 8 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунту, на рисунку 5 – геологічна колонка товщі ґрунтів.

Таблиця 8 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунту	γ , кН/м ³	$\gamma_{s,}$ кН/м ³	W	W_L	W_P	I_p	I_l	e	S_r	c, кПа	φ , град.	E, МПа	R_0 , кПа
Насипний ґрунт	16,5	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісок з прошарками піску	16,5	26,7	0,09	0,16	0,12	0,04	<0	0,76	0,32	6	24	10,6	250
Супісок	16,9	26,8	0,13	0,26	0,21	0,05	<0	0,79	0,44	12	22	8,8	240
Пісок сер. крупності	17,2	26,6	0,07	-	-	-	-	0,65	0,29	1	35	30	400

Рівень ґрунтових вод – 16 м.

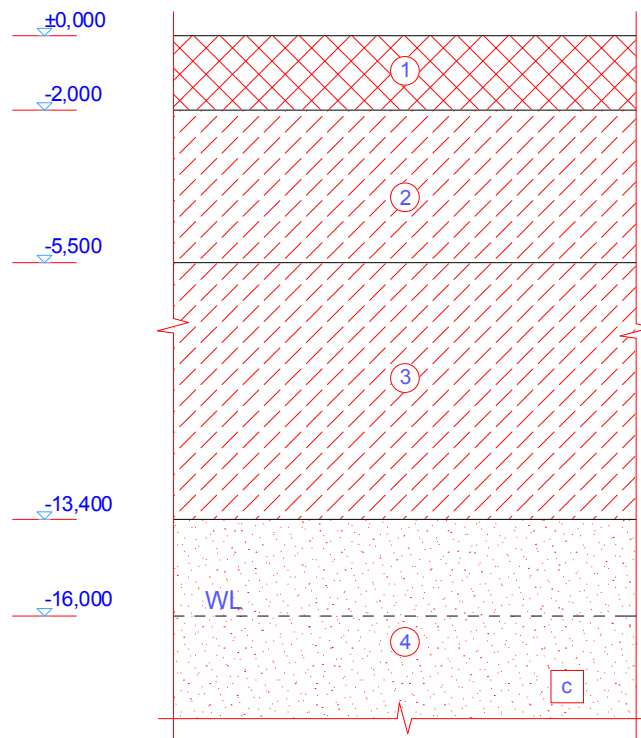


Рисунок 5 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика

Визначаємо глибину закладання стовпчастого фундаменту:

1. Навантаження на фундамент $N_m = 3700$ кН, тому глибину закладання потрібно прийняти не менше 1,8 м.
2. Глибина закладання, прийнята з умови забезпечення занурення підошви фундаменту у несучий шар ІГЕ № 2 не менше, ніж на 0,5 м, складає $2,0 + 0,5 = 2,5$ м.
3. Конструктивне рішення фундаменту під металеву колону розмірами $0,6 \times 1,2$ м показано на рисунку 6. Висота фундаменту 1,5 м задовольняє вимоги розміщення анкерних болтів.
4. Прийнята глибина закладання $d = 2,5$ м перевищує глибину промерзання, яка складає 0,9 м, на території,

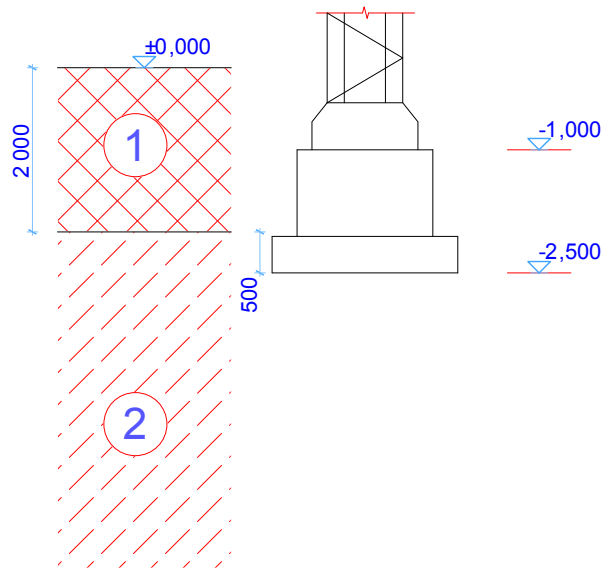


Рисунок 6 – Положення фундаментів мілкого закладання, підсилених банкетами, у ґрунті

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень

$$N_e = 4043/1,3 = 3110,0 \text{ (кН/м)}; M_e = 388/1,3 = 298,5 \text{ (кНм/м)}; Q_e = 110/1,3 = 84,6 \text{ (кН/м)}.$$

Розміри підшови фундаменту в першому наближенні

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{3110}{250 - 20 \times 2,5} = 15,55 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Для фундаменту під прямокутну колону приймаємо співвідношення сторін підшови фундаменту $l/b = 1,6$, тоді ширина підшови

$$b' = \sqrt{\frac{15,55}{1,6}} = 3,12 \text{ м.}$$

Приймаємо в першому наближенні $b' = 3,3 \text{ м}$, $l' = 5,1 \text{ м}$.
Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = 16,5 \text{ кН / м}^3.$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,72 \cdot 1 \cdot 3,3 \cdot 16,5 + 3,87 \cdot 2,5 \cdot 16,5 + 6,45 \cdot 6) =$$

$$= 1,25 \times (39,2 + 159,64 + 38,7) = 296,9 \text{ (кПа)}.$$

Тиск під підшовою фундаменту

$$p_{\text{сер.}} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{\text{мт}} d = \frac{3110}{3,3 \cdot 5,1} + 20 \times 2,5 = 234,8 \text{ (кПа)} < R = 296,9 \text{ кПа.}$$

$$p_{\text{max,x}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{\text{ф.зр.}} d = 234,8 + \frac{(298,5 + 84,6 \cdot 2,5) \cdot 6}{5,1^2 \cdot 3,3} = 234,8 + 35,7 = 270,5 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{min,x}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{\text{ф.зр.}} d = 234,8 - 35,7 = 199,1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{max,x}} = 270,5 \text{ кПа} < 1,2R = 356,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min,x}} = 199,1 \text{ кПа} > 0.$$

Граничні нерівності виконується, але з запасом, тому зменшимо розміри підшови.

Потрібна площа підшови в другому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N_e}{R - \gamma_{\text{мт}} d} = \frac{3110}{295 - 20 \times 2,5} = 12,7 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Ширина підшови $b'' = \sqrt{\frac{12,7}{1,6}} = 2,82 \text{ (м)}$. Приймаємо в другому наближенні $b'' = 3,0 \text{ м}$, $l'' = 4,5 \text{ м}$.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,72 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 16,5 + 3,87 \cdot 2,5 \cdot 16,5 + 6,45 \cdot 6) = 1,25 \times (35,64 + 159,64 + 38,7) = 292,5 \text{ (кПа)}.$$

Тиск під підшовою фундаменту

$$p_{\text{сер.}} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{\text{мт}} d = \frac{3110}{3,0 \cdot 4,5} + 20 \times 2,5 = 280,4 \text{ (кПа)} < R = 292,5 \text{ кПа.}$$

$$p_{\text{max,x}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{\text{ф.зр.}} d = 280,4 + \frac{510 \cdot 6}{4,5^2 \cdot 3,0} = 280,4 + 50,4 = 330,8 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{min,x}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{\text{ф.зр.}} d = 280,4 - 50,4 = 230,0 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{max,x}} = 330,8 \text{ кПа} < 1,2R = 351,0 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min,x}} = 230,0 \text{ кПа} > 0.$$

Граничні нерівності виконуються.

Виконуємо перевірку розмірів підосви стовпчастого фундаменту, підбраного на дію основного сполучення навантажень, на аварійне сполучення навантажень.

За табл. 5.1 [3] ґрунтові умови майданчика будівництва відносять до II категорії.

В цьому випадку за табл. А.1 [3] для м. Ладижин сейсмічність території складає 6 балів.

При $\phi_l = 24/1,15 = 21^\circ$ (ІГЕ №2) $F_1 = 7, F_2 = 3, F_3 = 11$ [8].
 $c_l = 6/1,5 = 4$ (кПа).

Коефіцієнти форми фундаменту ξ_γ, ξ_q, ξ_c для стовпчастого фундаменту За сторону b приймаємо сторону, уздовж якої діє згинальний момент. Отже, $b = 4,5$ м. Оскільки $\eta = 1/b = 3,0/4,5 < 1$, то приймаємо $\eta = 1$

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3.$$

Ординати епюри граничного тиску (див. рис. 2) по краях підосви фундаменту визначаються за формулами (6). За сторону b приймаємо сторону, уздовж якої діє згинальний момент. Отже, $b = 4,5$ м.

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_l' d + \xi_c (F_1 - 1) c_l / \operatorname{tg} \phi_l = 2,5 \cdot 7 \cdot 16,4 \cdot 2,5 + 1,3(7 - 1) \cdot 4 / \operatorname{tg} 21^\circ = 798,8 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_l b (F_2 - k_{eq} F_3) = 798,8 + 0,75 \cdot 16,4 \cdot 4,5(3 - 0,1 \cdot 11) = 904,0 \text{ (кПа)}.$$

Вертикальна складова розрахункового граничного навантаження в рівні підосви фундаменту в аварійному сполученні

$$N_a = 3700,0 + 3,0 \cdot 4,5 \cdot 2,5 \cdot 20 \cdot 0,9 = 4368,3 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску – за формулами (8)

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{420,0 + 230,0 \cdot 2,5}{4368,3} = 0,228 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{4,5(904,0 - 798,8)}{6(904,0 + 798,8)} = 0,046 \text{ (м)}.$$

Оскільки $e_a > e_u$, то за формулами (7)

$$N_{u,eq} = b p_b / (1 + 6e_a / b) = 4,5 \cdot 3,0 \cdot 904,0 / (1 + 6 \cdot 0,228 / 4,5) = 9358,9 \text{ (кН / м)}.$$

$$\text{Умова міцності (5) } N_a = 4368,3 \text{ кН} \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,85 \cdot 9358,9}{1,15} = 6917,4 \text{ (кН)}$$

виконується.

Отже, при будівництві в м. Ладижин розміри підосви $3,0 \times 4,5$ м достатні.

3 Приклад розрахунку стовпчастого фундаменту мілкого закладання на горизонтальну складову сейсмічного навантаження

На рис. 7 показано положення фундаментів у ґрунті. Відповідно до результатів інженерно-геологічних досліджень під подошвою фундаментів залягають ґрунти ІГЕ № 2 та № 3. Суглинки тугопластичні ІГЕ № 2 ви-клинюються під подошвами фундаментів потужністю від 0 до 1,2 м, нижче розташовані глини ІГЕ № 3.

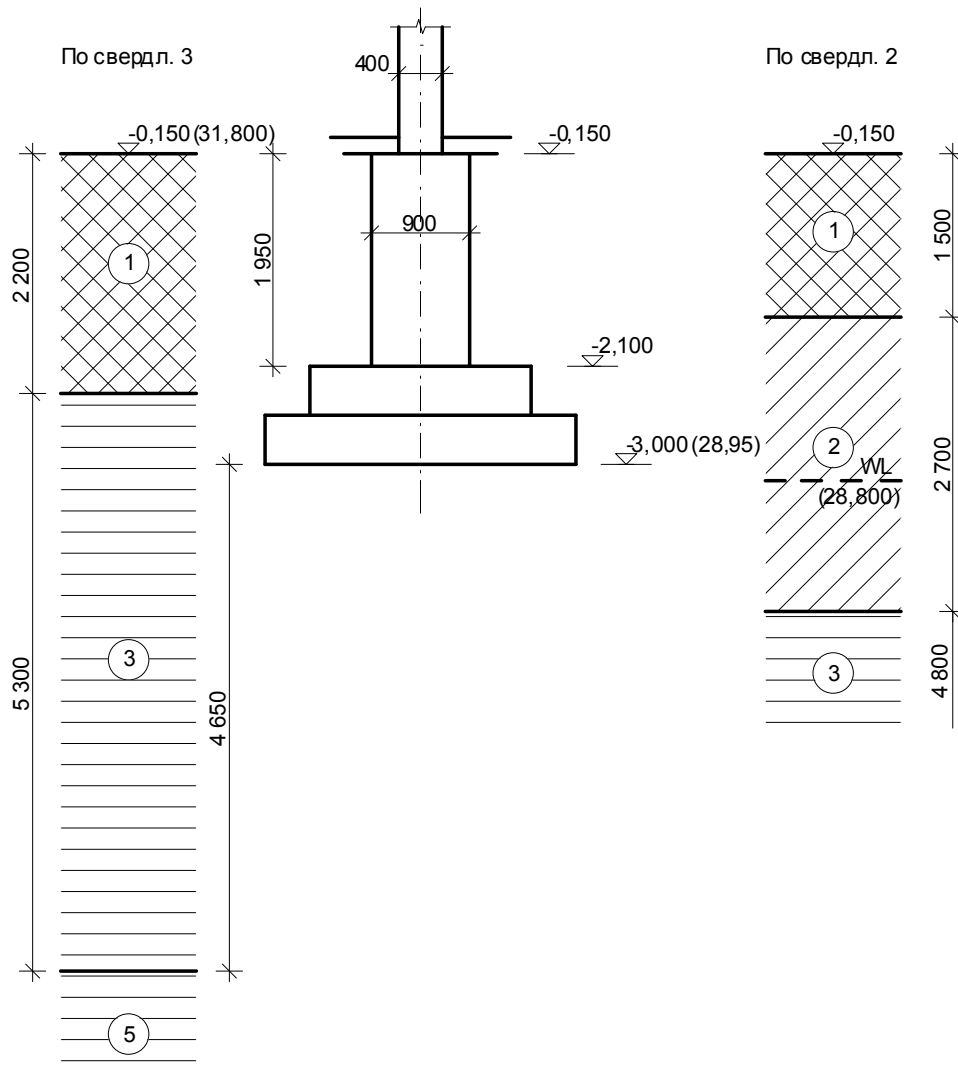


Рисунок 7 – Схема конструктивного рішення стовпчастих фундаментів під колони і розміщення їх у ґрунті

За табл. 5.1 [3] ґрунтові умови майданчика будівництва відносять до II категорії. В цьому випадку за табл. А.1 [3] для м. Южне сейсмічність території складає 6 балів.

За результатами розрахунку на основне сполучення навантажень розміри подошви фундаменту 3.3×3,3 м.

Виконаємо перевірку міцності основи на зсув по підшві фундаментів від дії горизонтальної складової навантаження.

Найбільш несприятливе для зсуву навантаження на фундамент при сейсмічних впливах:

$$N_{відн.} = 1431,38 \text{ кН}; \quad M_{y,max} = 41,23 \text{ кНм}; \quad M_{z,max} = 44,07 \text{ кНм}; \\ Q_y = 31,96 \text{ кН}; \quad Q_z = 30,05 \text{ кН}.$$

Розрахунок виконуємо за рекомендаціями [1, 4, 5].

Ґрунт «засипки» (ІГЕ № 2) має такі характеристики: $\varphi_I' = 0,9 \cdot 19^0 = 17^0$; $c_I' = 0,5 \cdot 20 = 10$ (кПа), $\gamma_I' = 0,95 \cdot 20,0 = 19$ (кН/м³); з урахуванням виважувальної дії води $\gamma_{sb} = 10,5$ кН/м³.

Ґрунт основи (ІГЕ № 2) має характеристики: $\varphi_I = 19^0$; $c_I = 20$ кПа, $\gamma_I = 20,0$ кН/м³, з урахуванням виважувальної дії води $\gamma_{sb} = 10,5$ кН/м³.

При горизонтальній поверхні «засипки», коефіцієнти бокового тиску ґрунту «засипки» в умовах сейсмічного впливу [5]

$$\lambda_a^* = \frac{\cos^2(\varphi_I - \omega)}{\cos^2 \omega \cdot (1 + \sqrt{z})^2} = \frac{\cos^2(17 - 2,29)}{\cos^2 2,29 \cdot (1 + \sqrt{0,0743})^2} = 0,578.$$

$\omega = \text{arctg}(AK_1) = \text{arctg}(0,04) = 2,29^0$ ($AK_1 = 0,04$ для сейсмічності території 6 або 7 балів).

$$z = \frac{\sin(\varphi_I - \omega) \cdot \sin \varphi_I}{\cos \omega} = \frac{\sin(17 - 2,29) \cdot \sin 17}{\cos 2,29} = 0,0743.$$

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,04) \cdot E_n;$$

$$\lambda_n = \text{tg}^2(45^0 + \varphi_I / 2) = \text{tg}^2(45^0 + \frac{17^0}{2}) = 1,826.$$

$$d_c = 2c_I' \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_I' \lambda_a) = 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,578} / (19 \cdot 0,578) = 1,385(\text{м}).$$

Рівнодійна активного тиску на фундамент від ґрунту «засипки»

$$E_a = l \cdot 0,5(\gamma_I' d \lambda_a - 2c_I' \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) = \\ = 3,3 \cdot 0,5 \cdot (19 \cdot 3,0 \cdot 0,578 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,578})(3,0 - 1,385) = 47,27(\text{кН}).$$

Рівнодійна пасивного тиску на фундамент від ґрунту «засипки»

$$E_n = l \cdot [0,5\gamma_I' d^2 \lambda_n + c_I' d (\lambda_n - 1) / \text{tg} \varphi_I'] = \\ = 3,3 \cdot [0,5 \cdot 19 \cdot 3,0^2 \cdot 1,826 + 10 \cdot 3,0(1,826 - 1) / \text{tg} 17^0] = 782,7(\text{кН}).$$

З урахуванням сейсмічного впливу

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,04) \cdot 782,7 = 751,4 (\text{кН}).$$

Вага фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G = 3,3^2 \cdot 3,0 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 646,9 (\text{кН}).$$

Зсувна сила в рівні підшви фундаменту

$$F_{sa} = Q + E_a = 31,96 + 47,27 = 79,2 (\text{кН}).$$

Утримувальну силу визначаємо за формулою

$$F_{sr} = (F_v - U) \operatorname{tg} \phi_I + abc_I + E_n = (1431,38 + 649,6) \operatorname{tg} 19^\circ + 3,3^2 \cdot 20 + 751,4 = 1685,7 (\text{кН}).$$

Умова міцності на зсув по підшві (для II категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями $\gamma_{c,eq} = 0,85$)

$$F_{sa} = 79,2 \text{ кН} < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot 1685,7}{1,15} = 1246,0 (\text{кН})$$

виконується з великим запасом.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3

Тема: проектування пальового фундаменту в сейсмічних умовах.

Мета роботи: Запроектувати паловий фундамент з урахуванням сейсмічних впливів.

Теоретичні відомості

При розрахунку пальових фундаментів несуча здатність паль по ґрунту в умовах сейсмічних впливів визначається з урахуванням знижувальних коефіцієнтів γ_{eq1} , γ_{eq2} , γ_{eq3} , а опір тертя по боковій поверхні палі до глибини h_d приймається рівним нулю.

$$\gamma_{eq3} = 0,9.$$

Тоді несуча здатність палі на вдавлювальні навантаження при сейсмічних впливах

$$F_{eq} = \gamma_C \left(\gamma_{cR} R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d}^l \gamma_{eq2} \gamma_{cf} f_i h_i \right). \quad (10)$$

де γ_{eq1} , γ_{eq2} – коефіцієнти умов роботи, що приймаються за табл. Н.7.1 ДБН В.2.1-10-2009 [1].

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах

$$h_d = \frac{a_1 (H + \alpha_c a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_I \operatorname{tg} \phi_I + c_I \right)}. \quad (11)$$

Коефіцієнт деформації α_c знаходимо за формулою

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E I}}. \quad (12)$$

де a_1 , a_2 , a_3 – безрозмірні коефіцієнти, які дорівнюють відповідно 1,5; 0,8; 0,6 при високому ростверку і для окремо розташованої палі; 1,2; 1,2 і 0 – при жорсткому з'єднуванні палі з низьким ростверком.

Визначення розрахункової глибини h_d при дії сейсмічних навантажень потрібно виконувати, приймаючи значення розрахункового кута внутрішнього тертя ϕ_I зменшеним для розрахункової сейсмічності 7 балів – на 2^0 , 8 балів – на 4^0 , 9 балів – на 7^0 .

K – коефіцієнт пропорційності, визначається за табл. Н.8.1 ДБН В.2.1-10-2009 [1];

EI – жорсткість матеріалу палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, для пружного середовища $\gamma_c = 3$;

b_p – умовна ширина палі: для паль з діаметром стовбура 0,8 м і більше $b_p = d + 1$, для інших розмірів перерізів паль $b_p = 1,5d + 0,5$, м.

У таблиці 5 наведені вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль на основне сполучення навантажень, у таблиці 6 – для того ж фундаменту на аварійне сполучення навантажень.

Грунтові умови надаються керівником додатково.

Приклад розрахунку

Вихідні дані для основного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
45	2347,3	350,9	18,2	-3,100	+0,100	Ø600 (ЗБК мон.)

Вихідні дані для аварійного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Місце будівництва	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	N_a , кН	M_a , кНм	Q_a , кН					
45	2112,4	357,3	33,0	-3,100	+0,100	Арциз	Ø600 (ЗБК мон.)	45

Попередньо треба визначити потрібну кількість паль розрахунком на основне сполучення навантажень при заданих в завданні навантаженнях і ґрунтових умовах, наведених у таблиці 9. Товщини шарів ґрунту наведені на рис. 8.

Таблиця 9 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	W_l	W_p	I_p	I_l	e	S_r	C , кПа	φ , град.	ν	E , МПа
Мулистий ґрунт	15,6	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Глина пластична	17,2	27,4	0,32	0,48	0,18	0,30	0,47	1,1	0,80	28	15	0,42	7,1
Пісок дрібнозернистий, щільний	19,8	25,5	0,18	-	-	-	-	0,52	0,88	4	36	0,25	41
Глина	20,4	27,8	0,24	0,44	0,17	0,27	0,26	0,67	1,0	55	18	0,41	20

Виходячи зі значної величини навантаження і можливості занурення нижніх кінців паль у щільний дрібний пісок приймаємо забивні палі С8-30. Положення паль у ґрунті показано на рисунку 8.

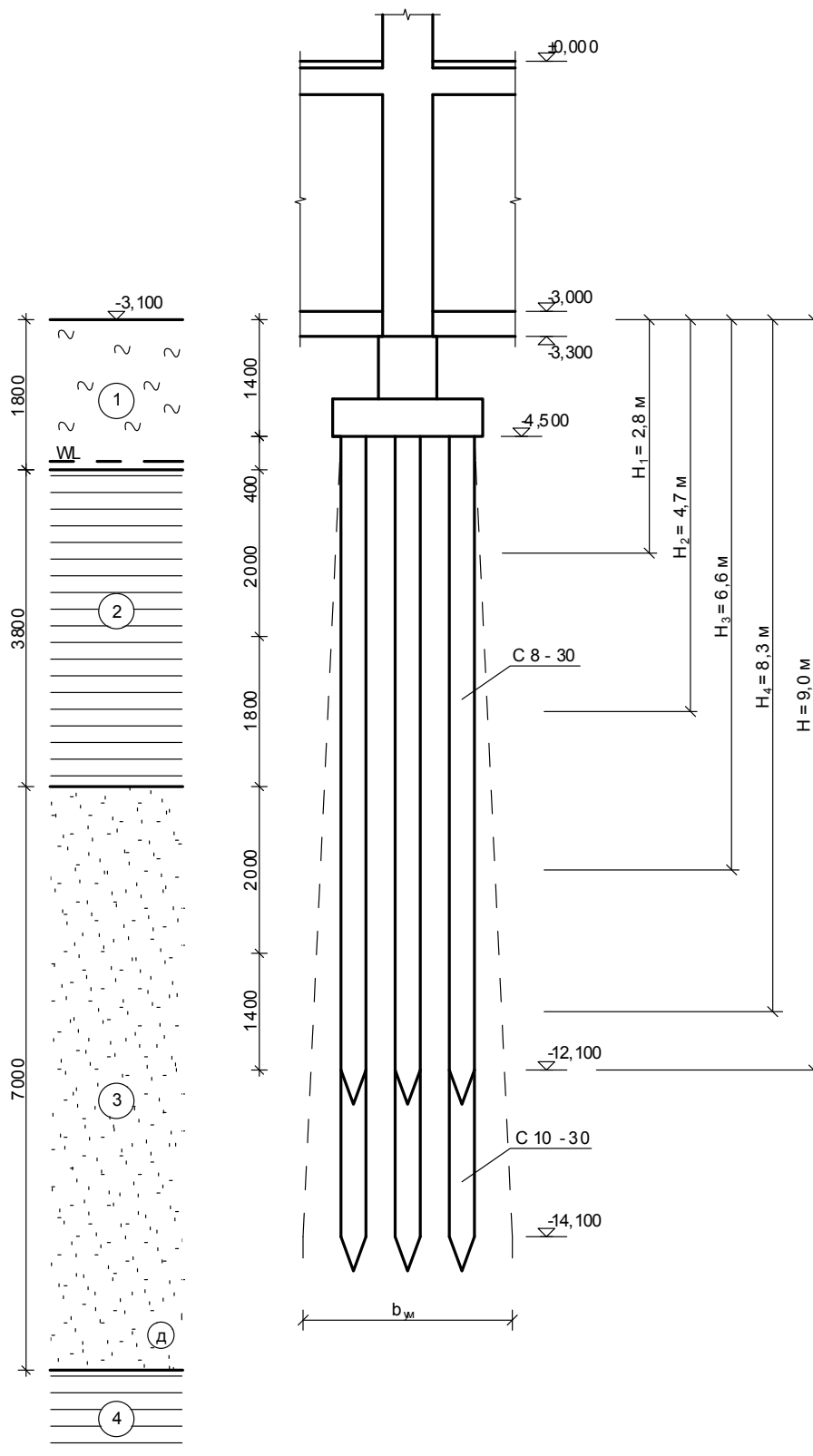


Рисунок 8 – Положення забивних висячих паль у ґрунті

Розрахункове навантаження на палю при основному сполученні навантажень [1]

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (13)$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (14)$$

Коефіцієнти умов роботи для забивних паль, згідно з [1]

$$\gamma_c = 1, \gamma_{cR} = 1,6; \gamma_{cf} = 1 \text{ (в межах щільного піску } \gamma_{cf} = 1,3).$$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R знаходимо за табл. Н.2.1 [1]. $R = 2530$ кПа.

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні наведений у таблиці 10.

Таблиця 10 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	γ_{cf}	f_{li} , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{cf} f_{li} h_i$, кН/м
2,8	2,0	$I_L=0,48$	1	20	40
4,7	1,8	$I_L=0,48$	1	24	43,2
6,6	2,0	Пісок дрібний, щільн.	1,3	42	109,2
8,3	1,4	Пісок дрібний, щільн.	1,3	44	80,1

$$\Sigma = 272,5$$

$$F_d = 1(1,6 \cdot 2530 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 272,5) = 691,3 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю за формулою (13)

$$N = 691,3 / 1,4 = 493,8 \text{ (кН)}.$$

Потрібна кількість паль $n = 2347,3 \cdot 1,1 / 493,8 = 5,3$ (шт.).

Прийmemo палі більшої довжини С10-30 (див. рис. 8).

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R знаходимо за табл. Н.2.1 [1]. $R = 2660$ кПа.

Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 11.

Таблиця 11 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	γ_{cf}	f_{li} , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{cf} f_{li} h_i$, кН/м
2,8	2,0	$I_L=0,48$	1	20	40
4,7	1,8	$I_L=0,48$	1	24	43,2
6,6	2,0	Пісок дрібний, щільн.	1,3	42	109,2
8,3	1,4	Пісок дрібний, щільн.	1,3	44	80,1
10,0	2,0	Пісок дрібний, щільн.	1,3	46	119,6

$$\Sigma = 392,1$$

$$F_d = 1(1,6 \cdot 2660 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 392,1) = 853,6 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю за формулою (13)

$$N = 853,6/1,4 = 609,7 \text{ (кН)}.$$

Потрібна кількість палей $n = 2347,3 \cdot 1,1/609,7 = 4,3$ (шт.).

Приймаємо п'ять палей С10-30 у куші.

Перевірка навантаження на палі

Сконструюємо ростверк і підрахуємо фактичне навантаження на палю з урахуванням ваги ростверка і ґрунту а також моментного навантаження.

Потрібна відстань між палями $3d = 0,9$ м.

Ширина і довжина ростверка 1,8 м, виходячи з кратності 300 мм і забезпечення зв'язів не менше 100 мм. На рис. 9 показане розміщення палей в плані.

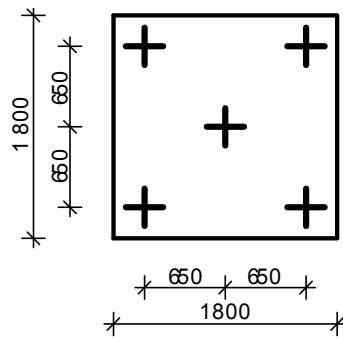


Рисунок 9 – Розміщення палей С10-30 в плані

Виконуємо перевірку розрахункових навантажень на палі.

Вага палі $G_{пали} = 0,3^2 \cdot 9,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 23,8$ (кН).

Вага ростверка $G_p = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 \cdot 20 \cdot 1,1 = 107,0$ (кН).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту (згинальний момент спричинений короткочасними змінними навантаженнями)

$$N = \frac{N^d + G_p + G_{пали}}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2} =$$

$$\frac{2347,3 + 107,0 + 23,8 \cdot 5}{5} \pm \frac{(18,2 \cdot 1,5 + 350,9) \cdot 0,65}{4 \cdot 0,65^2} =$$

$$= 514,7 + 145,5 = 660,2 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 609,7 = 731,6 \text{ (кН)}.$$

Отже, несуча здатність палей при обраному їх розташуванні забезпечена.

Визначення допустимого навантаження на палі для аварійного сполучення навантажень.

За табл. 5.1 [3] ґрунтові умови майданчика будівництва відносять до II категорії.

В цьому випадку за табл. А.1 [3] для м. Арциз сейсмічність території складає 7 балів.

При визначенні вертикальної складової навантаження на палю в сейсмічних умовах [1] додатково враховуються коефіцієнти γ_{eq1} , γ_{eq2} , γ_{eq3} .

За табл. Н.7.1 [1] при сейсмічності території 7 балів коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем забивної палі для піщаних щільних ґрунтів, насичених водою, дорівнює $\gamma_{eq1} = 0,9$; коефіцієнт умов роботи по боковій поверхні палі для глинистих ґрунтів з показником текучості $0 \leq I_L < 0,75$ – $\gamma_{eq2} = 0,85$, піщаних ґрунтів, насичених водою, – $\gamma_{eq2} = 0,9$.

$\gamma_{eq3} = 0,9$ (п. Н.7.1 [1]).

Коефіцієнт деформації α_e при влаштуванні палі з бетону класу В20 знаходимо за формулою

$$\alpha_e = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{7000 \cdot 0,95}{3 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}}} = 0,669 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

при умовній ширині палі $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95$ (м),
моменті інерції перерізу палі $I = d^4/12 = 0,3^4/12 = 0,000675$ (м⁴).

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах, визначається за формулою (11).

Горизонтальне навантаження на одну палю з аварійного сполучення навантажень $H = Q_d/5 = 33/5 = 6,6$ (кН).

Осереднені значення характеристик міцності ґрунту ІГЕ № 2

$\varphi_{l,сер} = 13^0$; $c_{l,сер} = 5,3$ (кПа).

$\varphi_l = 13^0 - 2 = 11^0$ (за п. Н.7.2 [1]),

для низького ростверка $a_1 = 1,2$; $a_2 = 1,2$; $a_3 = 0$,

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_e a_3 M)}{b_p \left(\frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_l \text{tg} \varphi_l + c_l \right)} = \frac{1,2 \cdot 6,6}{0,95 \left(\frac{1,2}{0,669} \cdot 17,1 \cdot \text{tg} 11^0 + 5,3 \right)} = 0,74 \text{ (м)} < 3 / \alpha_c = 3 / 0,669 = 4,5 \text{ (м)}.$$

Приймаємо $h_d = 0,74$ м.

Опір по бічній поверхні палі визначаємо в табличній формі (табл. 12).

Таблиця 12 – Розрахунок опору по бічній поверхні палі при сейсмічних впливах

H_i , м	h_i , м	Показник текучості	γ_{cf}	γ_{eq2}	f_{li} , кПа (за табл. Н.2.2)	$\gamma_{cf,i}\gamma_{eq2}f_{li}\cdot h_i$, кН/м
2,3	1,0		1	0,85	0	0
3,3	1,0	$I_L=0,48$	1	0,85	20	17
4,7	1,8	$I_L=0,48$	1	0,85	24	36,7
6,6	2,0	Пісок дрібний, щільн.	1,3	0,9	42	98,3
8,3	1,4	Пісок дрібний, щільн.	1,3	0,9	44	72,1
10,0	2,0	Пісок дрібний, щільн.	1,3	0,9	46	107,6

$$\Sigma=331,7$$

Тоді несуча здатність палі на вдавлювальні навантаження при сейсмічних впливах

$$F_{eq} = \gamma_c \left(\gamma_{cr} R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d} \gamma_{eq2} \gamma_{cf} f_{li} h_i \right) = 1(1 \cdot 2660 \cdot 0,09 \cdot 0,9 \cdot 0,9 + 1,2 \cdot 331,7) = 193,9 + 398,05 = 592,0 \text{ (кН)}.$$

Допустиме вертикальне навантаження на палю при аварійному сполученні $N = 592,0/1,4 = 422,8$ (кН).

Розміщення палей у ростверку і перевірка навантаження на палю

Потрібна кількість палей $n = 2112,4 \cdot 1,1/422,8 = 5,5$ (шт.). Приймаємо 6 палей у куці.

Сконструюємо ростверк і підрахуємо фактичне навантаження на палю з урахуванням ваги ростверка і ґрунту а також моментного навантаження.

Потрібна відстань між палями $3d = 0,9$ м.

Ширина і довжина ростверка 1,8 м, виходячи з кратності 300 мм і забезпечення зв'язів не манше 100 мм. На рис. 10 показане розміщення палей в плані.

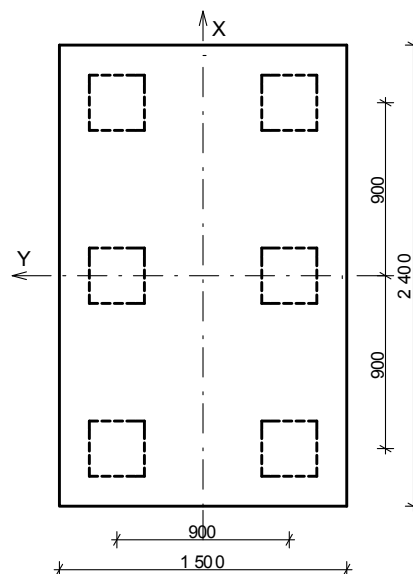


Рисунок 10 – Розміщення палей С10-30 в плані при аварійному сполученні навантажень

Виконуємо перевірку розрахункових навантажень на палі.

Вага палі $G_{пали} = 0,3^2 \cdot 9,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 23,8$ (кН).

Вага ростверка $G_p = 1,5 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 20 \cdot 1,1 = 118,8$ (кН).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії згинального моменту

$$N = \frac{N^d + G_p + G_{пали}}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2} =$$
$$\frac{2112,4 + 118,8 + 23,8 \cdot 6}{6} \pm \frac{(33,0 \cdot 1,5 + 357,3) \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} =$$
$$= 395,7 + 113,0 = 508,7 \text{ (кН)} \approx 1,2 \cdot 422,8 = 507,3 \text{ (кН)}.$$

Несуча здатність палей при обраному їх розташуванні забезпечена.

Отже, при наявності сейсмічних впливів потрібно збільшити кількість палей у куці з 5 до 6 штук.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4

Тема: визначення величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Мета роботи: визначити величину підйому фундаменту заданих розмірів при набряканні ґрунту з заданими характеристиками.

Теоретичні відомості

Підйом основи при набряканні ґрунту h_{sw} обчислюють за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (15)$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносне набрякання ґрунту i -го шару при заданому значенні сумарного тиску $\sigma_{z,tot}$;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$k_{sw,i}$ – коефіцієнт, який, залежно від сумарного вертикального напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині, що розглядається, приймають: рівним 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа, 0,6 – при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа, інтерполяцією – при проміжних значеннях $\sigma_{z,tot}$;

n – кількість шарів, на які розділена зона набрякання ґрунту.

Вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ (рис. 11)

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad}, \quad (16)$$

де $\sigma_{z,p}$ – вертикальний тиск на заданій глибині від фундаменту;

$\sigma_{z,g}$ – тиск на тій же глибині від власної ваги ґрунту (тиск від власної ваги визначається, починаючи від підшови фундаменту, рис. 11);

$\sigma_{z,ad}$ – додатковий вертикальний тиск від ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, що обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (17)$$

де k_g – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.4 [1].

Нижню межу зони набрякання H_{sw} приймають:

а) при інфільтрації вологи на глибині, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ дорівнює тиску набрякання p_{sw} ;

б) при екрануванні поверхні та зміні водно-теплового режиму – визначають дослідним шляхом (при відсутності дослідних даних приймають $H_{sw} = 5$ м).

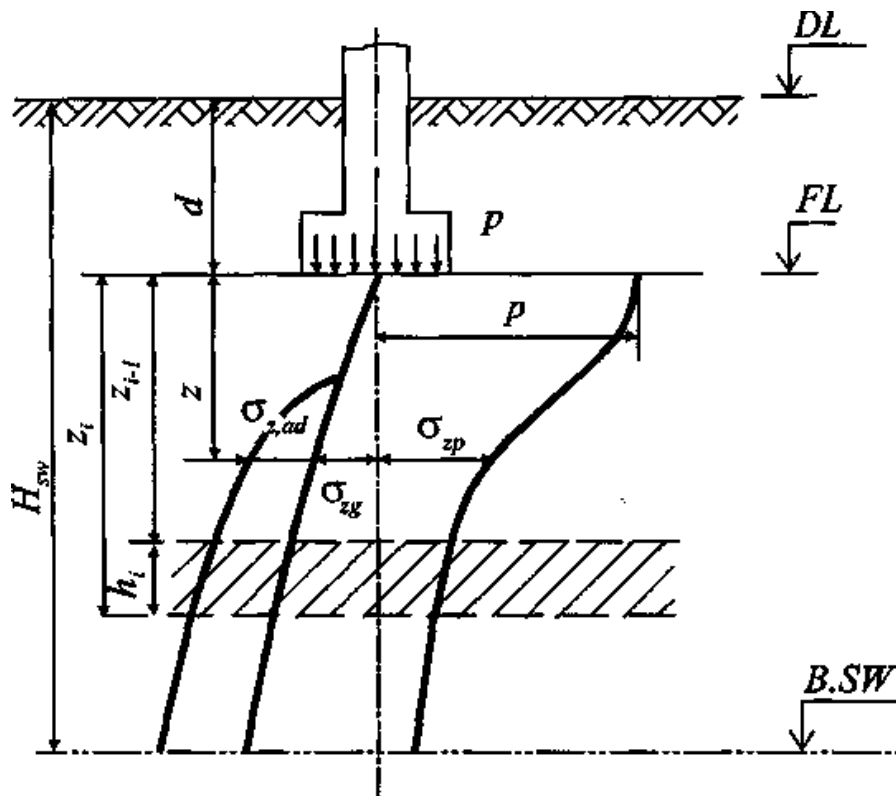


Рисунок 11 – Схема до розрахунку підйому основи при набряканні ґрунту

У таблиці 13 наведені вихідні дані для розрахунку величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту, у таблиці 14 – відносне набрякання ґрунту при заданому значенні сумарного тиску. Потрібно визначити величину підйому фундаменту за умови зволоження ґрунту в межах всієї плями будівлі.

Таблиця 13 – Вихідні дані для розрахунку величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту

Варіант завд.	Розміри підшови фундаменту, м	Глибина закладання, d , м	Тиск під підшою фундаменту, p , кПа	Розміри будівлі в плані, м	Потужність набрякливої глини від поверхні, м	Питома вага набрякливої глини, кН/м ³	Тиск Набрякання, p_{sm} , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,8×2,7	1,8	280	12×48	16	19,8	700
2	1,5×2,4	1,5	240	13×39	14	20,0	600
3	2,1×2,1	1,9	340	14×28	12	20,1	400
4	2,1×2,4	2,0	380	15×45	10	20,2	500
5	2,1×2,7	2,4	350	14×42	13	20,3	450
6	2,4×2,4	2,5	200	13×52	15	20,1	250
7	b = 2,0	1,9	250	14×56	11	20,4	350
8	b = 1,6	1,9	380	15×60	12	20,5	350
9	b = 1,8	2,2	300	12×60	12	20,6	450
10	b = 2,4	2,4	400	13×30	13	20,1	350
11	b = 2,6	1,9	350	14×42	14	20,7	300
12	b = 2,8	2,2	380	15×75	13	20,8	400
13	2,7×2,7	2,0	250	12×60	12	20,5	500
14	b = 2,0	2,1	350	13×39	10	20,2	400
15	2,7×3,0	1,8	350	14×42	12	20,5	400
16	b = 1,8	2,4	380	15×75	13	19,9	350
17	2,1×2,7	1,5	290	15×18	12	20,1	600
18	b = 2,4	2,4	310	10×12	11	20,0	500
19	3,0×3,0	2,0	360	15×62	13	20,2	700
20	b = 1,5	2,6	390	15×15	10	20,3	550
21	3,0×3,3	2,6	310	15×28	9	20,3	500
22	b = 2,7	2,2	340	13×21	10	20,0	450
23	3,3×3,6	2,8	320	24×72	11	20,2	400
24	b = 1,7	2,3	300	15×25	12	20,0	450
25	b = 1,9	1,8	340	16×48	9	19,8	450
26	b = 1,6	2,1	400	14×42	10	20,1	500
27	1,5×1,8	1,9	330	15×60	11	20,2	300
28	1,8×2,4	2,3	350	12×48	13	20,3	380
29	2,4×3,0	2,4	380	17×85	14	19,9	420
30	3,0×3,9	3,0	310	18×72	16	20,1	380

Таблиця 14 – Відносне набрякання ґрунту при заданому значенні сумарного тиску

Варіант	Відносне набрякання, ε_{sw} , при p , кПа									
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
1	0,042	0,019	0,017	0,0165	0,0145	0,012	0,010	0,009	0,007	-
2	0,040	0,0175	0,0145	0,0105	0,009	0,0075	0,006	0,0045	0,004	-
3	0,098	0,069	0,048	0,035	0,022	0,012	0,003	0	-	-
4	0,135	0,096	0,070	0,055	0,042	0,032	0,022	0,015	0,010	-
5	0,072	0,045	0,030	0,023	0,020	0,014	0,010	0,005	0	-
6	0,030	0,012	0,006	0,002	0	-	-	-	-	-
7	0,065	0,033	0,022	0,016	0,008	0,002	0	-	-	-
8	0,065	0,033	0,022	0,016	0,008	0,002	0	-	-	-
9	0,125	0,077	0,057	0,040	0,028	0,017	0,008	0,002	0	-
10	0,085	0,056	0,033	0,021	0,013	0,005	0	-	-	-
11	0,090	0,045	0,022	0,008	0,002	0	-	-	-	-
12	0,086	0,048	0,030	0,018	0,013	0,006	0,003	-	-	-
13	0,03	0,018	0,015	0,012	0,009	0,007	0,005	0,002	0,001	-
14	0,025	0,0175	0,013	0,011	0,008	0,005	0,0025	-	-	-
15	0,020	0,015	0,012	0,008	0,0052	0,003	-	-	-	-
16	0,0175	0,012	0,0085	0,0052	0,003	0,0015	0	-	-	-
17	0,035	0,026	0,019	0,016	0,012	0,010	0,008	0,006	0,004	0,002
18	0,020	0,017	0,012	0,010	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002	-
19	0,040	0,035	0,026	0,022	0,019	0,014	0,012	0,010	0,008	0,006
20	0,026	0,022	0,018	0,014	0,011	0,009	0,006	0,004	0,002	-
21	0,017	0,015	0,011	0,009	0,006	0,004	0,003	0,002	0,0015	0
22	0,023	0,019	0,015	0,010	0,007	0,004	0,002	0,001	0	-
23	0,023	0,019	0,014	0,011	0,008	0,005	0,0025	0	-	-
24	0,028	0,022	0,016	0,012	0,010	0,006	0,004	0,002	0	-
25	0,042	0,028	0,021	0,016	0,014	0,010	0,007	0,002	0	-
26	0,052	0,038	0,029	0,020	0,016	0,011	0,008	0,004	0,002	0
27	0,037	0,022	0,014	0,007	0,003	0	-	-	-	-
28	0,040	0,028	0,018	0,010	0,005	0,003	0,001	-	-	-
29	0,050	0,034	0,023	0,016	0,009	0,006	0,003	0,0005	-	-
30	0,023	0,014	0,010	0,007	0,004	0,002	0,0007	-	-	-

Приклад розрахунку

Визначити величину підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Вихідні дані. Фундамент стовпчастий з розмірами підшови 3,0×3,6 м, глибиною закладання 2,7 м. Тиск під підшовою $p = 350$ кПа. Будівля має розміри в плані 14×42 м. Зволоження в межах всієї будівлі.

Основою фундаментів слугують набрякливі глини, що залягають з поверхні на глибину 12 м. Питома вага глин $\gamma = 20,1$ кН/м³. Тиск набрякання $p_{sw} = 300$ кПа. Відносне набрякання ґрунту при заданому тискові

p , кПа	50	100	150	200	250	300
ε_{sw}	0,024	0,017	0,008	0,006	0,004	0

Послідовність розрахунку

- Розбиваємо товщу набрякливого ґрунту нижче підшови фундаменту на шари потужністю 1 м (рис. 12).
- Розрахунок ведемо у табличній формі (таблиця 15), де визначаємо всі величини, потрібні для побудови епюри $\sigma_{z,tot}$, а також коефіцієнт умов роботи $k_{sw,i}$.

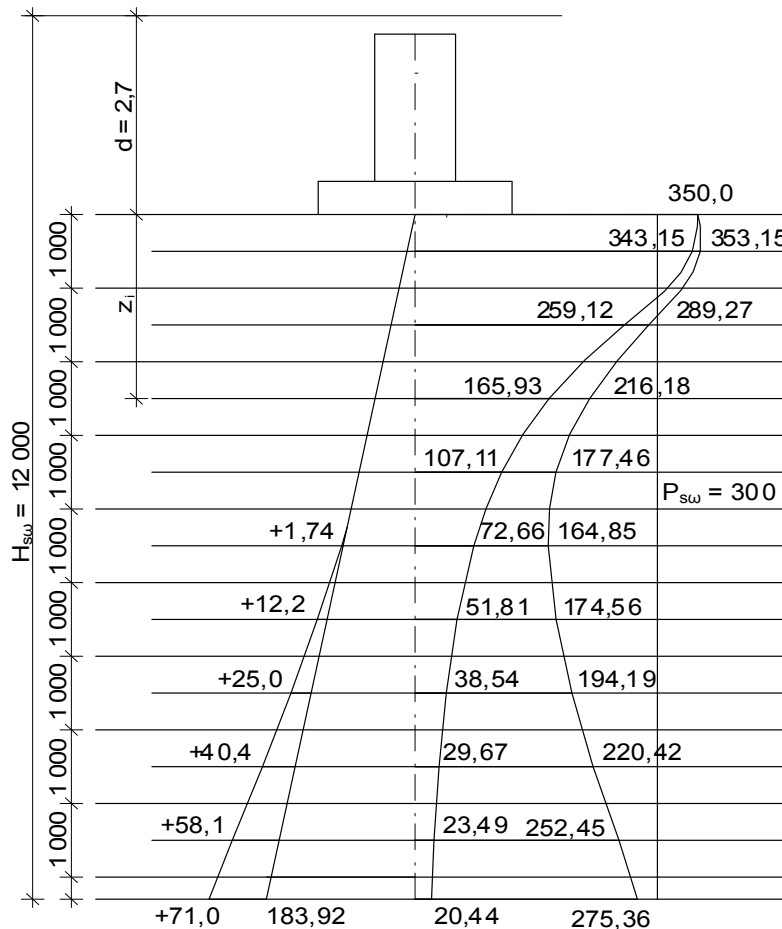


Рисунок 12 – Розрахункова схема для визначення величини підйому фундаменту

Наприклад для першого елементарного шару.

Середина цього шару розміщена на глибині $d + z = 2,7 + 0,5 = 3,2$ м.

Тоді при $\frac{z+d}{B_w} = \frac{3,2}{14} = 0,229$ і співвідношенні сторін замочуваної площі

$$\frac{L_w}{B_w} = \frac{42}{14} = 3 \text{ за табл. Д.4 ДБН В.2.1-10-2009} \quad k_g = 0.$$

Для цього шару при $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,5}{3,0} = 0,333$ та $\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,6}{3,0} = 1,2$ за табл. Д.1

ДБН В.2.1-10-2009 $\alpha = 0,9804$. Тоді напруження від навантаження фундаменту всередині шару $\sigma_{z,p} = \alpha p = 0,9804 \cdot 350 = 343,15$ (кПа).

Епюра тиску від власної ваги ґрунту будується від підшови фундаменту (рис. 12). Для першого шару на глибині $z = 0,5$ м

$$\sigma_{z,g} = \gamma z = 20,1 \cdot 0,5 = 10,05 \text{ (кПа)}.$$

Додатковий вертикальний тиск від ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z).$$

Відповідно, для першого шару $\sigma_{z,ad} = 0 \cdot 20,1 \cdot 3,2 = 0$.

Сумарне вертикальне напруження на глибині z

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad} = 343,15 + 10,05 + 0 = 353,2 \text{ (кПа)}.$$

За результатами розрахунку у таблиці будуємо епюри напружень під підшовою фундаменту: $\sigma_{z,p}$, $\sigma_{z,g}$, $\sigma_{z,ad}$ та $\sigma_{z,tot}$ (див. рис. 12).

На сумарну епюру $\sigma_{z,tot}$ накладаємо епюру $p_{sw} = 300$ кПа.

Визначаємо зону набрякання, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ не перевищує тиск набрякання p_{sw} .

Як бачимо з рисунка, зона набрякання охоплює всі шари, крім першого, де сумарне напруження перевищує тиск набрякання.

Подальші розрахунки величини підйому ведемо для всіх елементарних шарів, крім першого.

Коефіцієнт $k_{sw,i}$ для другого шару при $\sigma_{z,tot} = 289,27$ кПа інтерполяцією між значеннями 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа і 0,6 при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа $k_{sw} = 0,609$.

Відносне набрякання в кожному шарі визначаємо за вихідною таблицею при значенні $\sigma_{z,tot}$ в кожному шарі.

Для другого шару при $\sigma_{z,tot} = 289,27$ кПа $\varepsilon_{sw} = 0,000058$.

Величина підйому для другого шару

$$h_{sw} = \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i} = 0,00088 \cdot 1,0 \cdot 0,609 = 0,000535 \text{ (м)}.$$

Сумарна величина підйому при набряканні, згідно з таблицею 15, складає $h_{sw} = 2,96$ см.

Таблиця 15 – Розрахунок підйому фундаменту при набряканні

Глибини елементарного шару від підошви фундаменту, Z_i , м	$\frac{z+d}{B_w}$	k_g	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{z,p} = \alpha p$	$\sigma_{z,g}$	$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma(d+z)$	$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad}$	k_{sw}	h_i	$\varepsilon_{sw,i}$	$h_{sw,i}$
0	0,193	0	0	1	350	0	0	350	-	1,0	-	-
0,5	0,229	0	0,333	0,9804	343,15	10,05	0	353,2	-	1,0	-	-
1,5	0,300	0	1	0,7403	259,12	30,15	0	289,27	0,609	1,0	0,00088	0,000536
2,5	0,371	0	1,667	0,4741	165,93	50,25	0	216,18	0,667	1,0	0,00536	0,003575
3,5	0,443	0	2,333	0,306	107,11	70,35	0	177,46	0,698	1,0	0,00692	0,00483
4,5	0,514	0,012	3	0,2076	72,66	90,45	1,74	164,85	0,708	1,0	0,00740	0,00524
5,5	0,586	0,074	3,667	0,148	51,81	110,55	12,2	174,56	0,700	1,0	0,00700	0,00490
6,5	0,657	0,135	4,333	0,1101	38,54	130,65	25,0	194,19	0,685	1,0	0,00624	0,00427
7,5	0,729	0,197	5	0,0848	29,67	150,75	40,4	220,42	0,664	1,0	0,00520	0,00345
8,5	0,800	0,258	5,667	0,0671	23,49	170,85	58,1	252,44	0,638	1,0	0,00384	0,00245
9,15	0,846	0,298	6,1	0,0584	20,44	183,92	71,0	275,36	0,620	0,3	0,00200	0,000372
											$\Sigma \varepsilon_{sw,i}$	0,0296

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5

Тема: проєктування пальового фундаменту у набрякливому ґрунті.

Мета роботи: визначити потрібну глибину занурення забивної палі в набрякливий ґрунт, при якій відсутній її підйом в випадку замочування ґрунту.

Теоретичні відомості

При прорізання палями набрякливих шарів ґрунту і заглибленні їх у ґрунти, що не набрякають, підйом пальового фундаменту буде практично неможливим за дотримання умови

$$N \geq F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_k}, \quad (18)$$

де F_{sw} – рівнодійна розрахункових сил підйому, кН, які діють на бічній поверхні палі, її визначають за результатами польових випробувань у набрякливих ґрунтах або з використанням даних таблиці Н.2.2 [1] з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням для сил набрякання ґрунту $\gamma_f = 1,2$;

N – розрахункове навантаження на палю, кН, визначене з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$;

F_{du} – несуча здатність, кН, ділянки палі, розташованої у ненабрякливому ґрунті при дії висмикувальних навантажень;

γ_k – коефіцієнт надійності за 8.5.2.25 [1] як для звичайних ґрунтів.

Силу підйому при замочуванні набрякливого ґрунту визначаємо як силу тертя по бічній поверхні палі з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_f = 1,2$ і без урахування зниження тертя за рахунок наявності лідерної свердловини та інших коефіцієнтів умов роботи

$$F_{sw} = \gamma_f u \sum f_i h_i. \quad (19)$$

При розрахунку пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах **за несучою здатністю** значення розрахункових опорів набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i палі або палі-оболонки мають прийматися на основі результатів статичних випробувань паль і паль-штампів у набрякливих ґрунтах із замочуванням на будівельному майданчику або прилеглих до нього територіях, що мають аналогічні ґрунти. За відсутності до часу проєктування пальових фундаментів результатів вказаних статичних випробувань розрахунковий опір набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем R і на бічній поверхні f_i паль і паль-оболонки діаметром менше 1 м допускається попередньо приймати за таблицями Н.2.1, Н.2.2 і Н.3.3 [1] як для ненабрякливих ґрунтів **із введенням додаткового коефі-**

цієнта умов роботи ґрунту $\gamma_c = 0,5$, що враховують незалежно від інших коефіцієнтів умов роботи, наведених у таблицях Н.2.3 і Н.3.1.

У таблиці 16 наведені вихідні дані для розрахунку потрібної глибини занурення забивної палі в ненабрякливий ґрунт, при якій відсутній її підйом в випадку замочування ґрунту. У таблиці 17 – відповідні варіанти ґрунтових умов.

Таблиця 16 – Вихідні дані для розрахунку потрібної глибини занурення забивної палі в ненабрякливий ґрунт, при якій відсутній її підйом у випадку замочування ґрунту

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження на палю		Переріз палі, см	Глибина закладання підосви ростверка, м
	N_e , кН	N_m , кН		
1	270	360	30×30	1,0
2	290	390	30×30	0,7
3	300	400	30×30	1,2
4	280	370	30×30	0,5
5	310	410	30×30	1,3
6	320	430	30×30	1,0
7	220	290	30×30	1,1
8	330	440	30×30	0,7
9	340	460	30×30	0,3
10	350	470	30×30	1,4
11	300	400	30×30	0,9
12	370	490	30×30	1,0
13	400	530	30×30	0,9
14	410	550	30×30	1,7
15	440	585	30×30	1,1
16	470	630	30×30	0,9
17	490	650	30×30	1,4
18	500	670	30×30	1,4
19	400	530	35×35	1,9
20	380	490	35×35	1,0
21	440	570	35×35	1,4
22	560	730	35×35	0,7
23	530	680	35×35	1,2
24	550	710	35×35	1,5
25	570	750	35×35	1,4
26	510	660	35×35	0,9
27	580	760	35×35	1,0
28	590	770	35×35	1,5
29	600	780	35×35	1,7
30	630	820	35×35	0,7

Таблиця 17 – Ґрунтові умови за варіантами завдання

Варіант	Вид ґрунту	Потужність шару, м	I_L	Щільність складення
1	2	3	4	5
1	Рослинний шар	0,7	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	5,0	0,1	-
	Пісок дрібний	Необмеж.	-	Сер. щільн.
2	Рослинний шар	0,6	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	5,5	0,12	-
	Пісок пилуватий	Необмеж.	-	Сер. щільн.
3	Насипний ґрунт	0,9	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	6,0	0,14	-
	Пісок середньої крупності	Необмеж.	-	Сер. щільн.
4	Рослинний шар	0,7	-	-
	Глина тверда, набухаюча	5,9	0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,2	-
5	Рослинний шар	1,0	-	-
	Глина тверда, набухаюча	6,1	<0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,3	-
6	Насипний ґрунт	1,2	-	-
	Глина тверда, набухаюча	6,0	0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,2	-
7	Рослинний шар	0,7	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	5,7	0,15	-
	Супісок	Необмеж.	0,4	-
8	Рослинний шар	0,6	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	6,5	0,1	-
	Супісок	Необмеж.	0,35	-
9	Насипний ґрунт	0,4	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	6,6	0,13	-
	Супісок	Необмеж.	0,28	-
10	Рослинний шар	1,3	-	-
	Глина тверда, набухаюча	6,7	0	-
	Пісок дрібний	Необмеж.	-	Сер. щільн.
11	Рослинний шар	0,6	-	-
	Глина тверда, набухаюча	6,3	<0	-
	Пісок пилуватий	Необмеж.	-	Сер. щільн.
12	Насипний ґрунт	1,4	-	-
	Глина тверда, набухаюча	7,0	0	-
	Пісок середньої крупності	Необмеж.	-	Сер. щільн.
13	Рослинний шар	0,7	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	8,0	0,1	-
	Глина тугопластична	Необмеж.	0,28	-
14	Рослинний шар	1,5	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	7,2	0,12	-
	Глина тугопластична	Необмеж.	0,35	-

Продовження таблиці 17

1	2	3	4	5
15	Насипний ґрунт	0,8	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	7,5	0,15	-
	Глина напівтверда	Необмеж.	0,23	-
16	Рослинний шар	0,9	-	-
	Глина тверда, набухаюча	7,7	0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,33	-
17	Рослинний шар	1,3	-	-
	Глина тверда, набухаюча	7,9	<0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,22	-
18	Насипний ґрунт	1,9	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	8,5	0,13	-
	Суглинок	Необмеж.	0,44	-
19	Рослинний шар	1,3	-	-
	Глина тверда, набухаюча	8,7	0,1	-
	Супісок	Необмеж.	0,23	-
20	Рослинний шар	1,0	-	-
	Глина тверда, набухаюча	6,9	0	-
	Супісок	Необмеж.	0,29	-
21	Насипний ґрунт, суглинистий	3,4	0,4	-
	Глина напівтверда, набухаюча	7,5	0,15	-
	Супісок	Необмеж.	0,4	-
22	Рослинний шар	0,5	-	-
	Глина тверда, набухаюча	8,0	0	-
	Пісок дрібний	Необмеж.	-	щільний
23	Рослинний шар	1,0	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	6,9	0,11	-
	Пісок пилуватий	Необмеж.	-	щільний
24	Насипний ґрунт	1,2	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	8,3	0,12	-
	Пісок пилуватий	Необмеж.	-	Сер. щільн.
25	Насипний ґрунт	0,9	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	9,0	0,09	-
	Суглинок	Необмеж.	0,35	-
26	Рослинний шар	0,6	-	-
	Глина напівтверда, набухаюча	9,2	0,09	-
	Суглинок	Необмеж.	0,25	-
27	Рослинний шар	0,8	-	-
	Глина тверда, набухаюча	9,5	<0	-
	Суглинок	Необмеж.	0,15	-
28	Рослинний шар	1,2	-	-
	Глина тверда, набухаюча	9,7	<0	-
	Супісок	Необмеж.	0,27	-
29	Рослинний шар	1,4	-	-
	Глина тверда, набухаюча	10,0	0	-
	Супісок	Необмеж.	0,17	-

Приклад розрахунку

Потрібно визначити потрібну глибину занурення залізобетонної забивної палі перерізом 30×30 см в ненабрякливий ґрунт, при якій відсутній її підйом в випадку замочування набрякливого ґрунту. Навантаження на палю при експлуатації: $N_e = 250$ кН; $N_m = 380$ кН. Глибина закладання підшви ростверка $d_p = 1,2$ м. Положення палі у ґрунті показано на рис. 13. Набряклива глина ІГЕ № 2 має показник текучості $I_L = 0,1$. Для занурення палі у набрякливому ґрунті потрібна лідерна свердловина.

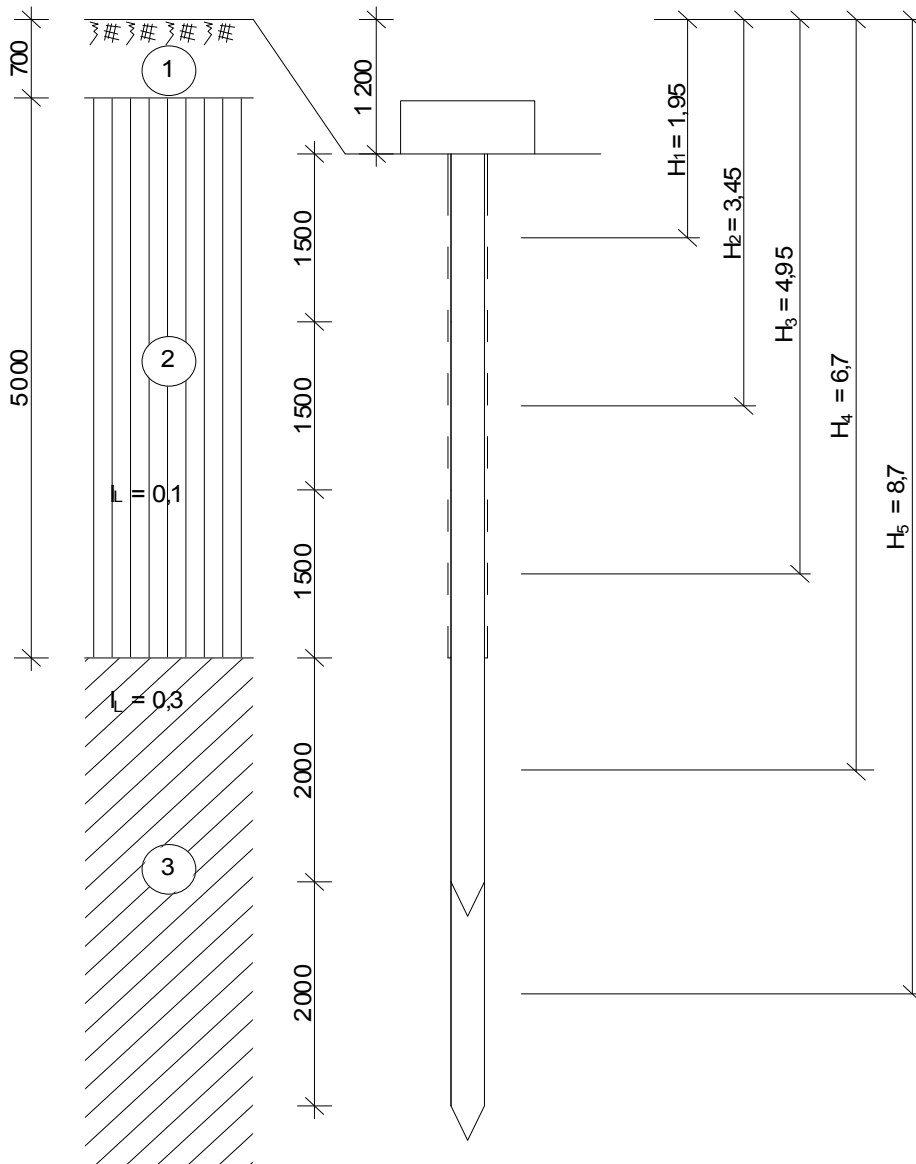


Рисунок 13 – Положення палі у ґрунті при прорізання набрякливого ґрунту ІГЕ № 2

Підйом пального фундаменту буде практично неможливий за дотримання умови (18).

Силу підйому при замочуванні набряклого ґрунту визначаємо як силу тертя по бічній поверхні палі з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_f = 1,2$ і без урахування зниження тертя за рахунок наявності лідерної свердловини

$$F_{sw} = \gamma_f u \sum f_i h_i = 1,2 \cdot 1,2 \cdot (42 \cdot 1,5 + 50 \cdot 1,5 + 56 \cdot 1,5) = 319,7 (\kappa H).$$

Потрібна несуча здатність на висмикування, виходячи з формули (18),

$$F_{du} = (F_{sw} - N_e) \gamma_k = (319,7 - 250) \cdot 1,4 = 97,6 (\kappa H).$$

Визначимо несучу здатність на висмикування при зануренні палі у ненабрякливий ґрунт на глибину 2 м (рис. 13). Коефіцієнт умов роботи палі на висмикування при зануренні в ґрунт на глибину менше ніж 4 м (п. Н.2.5 [1]) $\gamma_c = 0,6$.

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 = 61,9 (\kappa H) < 97,6 \kappa H.$$

Отже, занурення палі у ненабрякливий ґрунт на глибину 2 м недостатнє. Збільшуємо глибину занурення до 4 м (рис. 13). Коефіцієнт умов роботи палі на висмикування при зануренні в ґрунт на глибину 4 м (п. Н.2.5 [1]) $\gamma_c = 0,8$.

Тоді несуча здатність на висмикування

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 0,8 \cdot 1,2 \cdot (1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 44,7 \cdot 2,0) = 168,4 (\kappa H) > 97,6 \kappa H.$$

Несуча здатність на висмикування достатня.

Перевіримо, чи достатня в цьому випадку несуча здатність палі на вдавлення.

При визначенні несучої здатності на вдавлення враховуємо коефіцієнти умов роботи по бічній поверхні палі в межах набряклого ґрунту $\gamma_c = 0,5$ (п. 8.5.5.27 [1]) і коефіцієнт умов роботи за рахунок наявності лідерної свердловини $\gamma_{cf} = 0,6$ (табл. Н.2.3 [1]).

За формулою (14), з урахуванням введення додаткового коефіцієнта умов роботи ґрунту $\gamma_c = 0,5$ в межах набряклого ґрунту і наявності в межах набряклого ґрунту лідерної свердловини,

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 \cdot [1,0 \cdot 3500 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 42 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 50 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 56 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 44,7 \cdot 2,0)] = 605,4 (\kappa H).$$

Допустиме навантаження на палю за формулою (13)

$$N \leq F_d / \gamma_k = 605,4 / 1,4 = 432,4 (\kappa H) > N_m = 380 \kappa H.$$

Отже, для заданих ґрунтових умов паля перерізом 30×30 см має мати робочу довжину $4,5 + 4,0 = 8,5$ (м). З урахуванням жорсткого заземлення у ростверку потрібна марка палі С9-30.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 6

Тема: розрахунок осідання фундаменту за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями у ґрунті.

Мета роботи: визначити осідання фундаменту за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті методами М. В. Малишева та О. К. Бугрова

Теоретичні відомості

Основи широкого кола споруд у складних інженерно-геологічних умовах, великомасштабних будівель із значними навантаженнями на несучі конструкції та фундаменти, об'єктів у аварійному й передаварійному стані тощо досить часто працюють **за межею лінійного деформування**. У низці ж випадків і для досить традиційних рішень системи «основа – фундаменти – будівля» величина її деформацій, одержана при застосуванні теорії лінійного деформування, виявляється значно меншою за їх допустимі значення. Але запроєктувати більші навантаження, згідно з положеннями лінійної механіки ґрунтів, неможливо, адже при підвищенні навантаження порушується прийнята в розрахунках лінійна залежність між напруженнями й деформаціями.

Сучасні методи розрахунків дозволяють успішно вирішувати інженерні задачі з урахуванням різних проявів нелінійності. Для цього складені стандартні багатоцільові процедури послідовних наближень або кроків прикладення сил, у яких за обчислювальну основу використовують числові методи. Зазначимо, що, *на відміну від теорії пружності, нелінійні задачі не мають єдиного рішення*. За теорією пластичності поведінку різних матеріалів, зокрема й ґрунту, описують різними рівняннями. Кожне рішення нелінійної задачі являє собою версію відомої багатоцільової процедури у сполученні з фізичними рівняннями, що описують поведінку конкретних матеріалів і конструкцій з відхиленнями від співвідношень теорії пружності.

Розрахунок осідань за межами лінійного деформування ґрунтів (при $p > R$) досить складний і виконується переважно числовими методами на ЕОМ. З інженерних методів найбільшою популярністю у проєктувальників користуються підходи професорів М. В. Малишева та О. К. Бугрова.

Метод М. В. Малишева [1, 6] полягає у використанні аналогії між кривими «осідання – навантаження» й «осідання – напруження». Приймають, що при $p \leq R$ залежність між осіданням і навантаженням практично лінійна. При $p = p_u$, де p_u – граничне критичне навантаження, осідання вважають рівним нескінченності. Отже, задача зводиться до пошуку певної функції, що описує криволінійну ділянку залежності осідання від навантаження в інтервалі від $p = R$ до $p = p_u$.

Із використанням положень теорії граничної рівноваги для визначення осідання S_p за межею лінійної деформативності ґрунтів застосовують залежність

$$S_p = S_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right], \quad (20)$$

де S_R – осідання основи при $p = R$;

p_u – граничний опір ґрунту основи, котрий визначають як відношення вертикальної складової сили граничного опору до наведеної площі фундаменту $p_u = N_u / (b' \ell') = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I$ [1, 6];

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

З аналізу вигляду формули бачимо, що при $p = R$ маємо $S_p = S_R$, а при $p = p_u$ маємо $S_p \rightarrow \infty$. Отже, цей вираз відповідає прийнятим вище граничним умовам.

Формула справедлива для однорідних ґрунтів у межах стисливої товщі. В разі неоднорідного нашарування визначають товщу z_u , у межах якої знаходяться середні розрахункові характеристики ґрунтів.

$$z_u = \frac{S_R \bar{E}}{\beta p_0}, \quad (21)$$

де \bar{E} – середнє значення модуля деформації ґрунтів основи в межах стисливої товщі H_c , що визначається за формулою (26) при використанні експрес-методу для визначення осідання, або формулою (22) при використанні методу пошарового підсумовування

$$E = \frac{\sum \sigma_{zp,i} h_i}{\sum (\sigma_{zp,i} h_i / E_i)}; \quad (22)$$

де $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ – площа епюри вертикальних напружень від тиску під підшоною фундаменту в межах i -го шару ґрунту;

E_i, h_i – відповідно, модуль деформації і товщина i -го шару ґрунту;

H_c – потужність стисливої товщі;

n – кількість шарів, що відрізняються значеннями E в межах стисливої товщі H_c .

$\beta = 0,8$ – безрозмірний коефіцієнт;

p_0 – додатковий вертикальний тиск на основу під підшоною фундаменту.

Якщо z_u менше від ширини підшви фундаменту, приймають $z_u = b$.

Середні розрахункові характеристики, потрібні для визначення N_u , для неоднорідних нашарувань допускається визначати як середньозважені за потужністю шарів в межах z_u .

Розрахунок осідань за межею прямої пропорційності за цим методом виконують у нижченаведеній послідовності:

1) звичайним способом, наприклад пошаровим підсумовуванням, розраховують осідання фундаменту при $p = R$ (якщо при цьому $S \ll S_u$, то призначають нову, меншу ширину фундаменту, і для неї визначають нове значення p , яке буде вже більше від R);

2) за формулами (21) та (22) або (26) знаходять значення z_u при середніх характеристиках ґрунту в межах z_u ;

3) для нового розміру фундаменту, з урахуванням цих характеристик, визначають значення p_u , й за формулою (20) розраховують осідання S_p (при цьому потрібне виконання умови $S_p \leq S_u$).

Професор О. К. Бугров [6] запропонував інший розрахунок осідань S_{nl} основи з розвиненими ділянками граничного напруженого стану ґрунту. Він ґрунтується на використанні величин осідань S пружної (лінійно-деформівної) основи, коефіцієнта «пластичного» осідання та значення несучої здатності основи, при вичерпанні якої осідання наближається до нескінченності. Значення коефіцієнта встановлені узагальненням результатів змішаних задач плоскої деформації для однорідних основ. За цим способом осідання пружно-пластичної основи знаходять за формулою

$$S_{nl} = SK_{nl}^s \quad (23)$$

у якій коефіцієнт K_{nl}^s приймають за табл. 10.1 [6] залежно від кута внутрішнього тертя φ_I ґрунту основи та величини x :

$$x = \frac{K^p - 1}{K_{zp}^p - 1}; \quad K_p = \frac{p}{R_0}; \quad K_{zp}^p = \frac{p_u}{R_0}, \quad (24)$$

де p – середній тиск на основу за подошвою фундаменту;

p_u – граничний тиск на основу $p_u = N_u / (b' \ell')$;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, що визначають за формулою (Е.1) [1], коли значення коефіцієнтів $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1, 0$.

Послідовність розрахунку, коли $p > R$, така:

1) визначають розрахункові характеристики ґрунтів вище і нижче від подошви фундаменту;

2) знаходять розрахункові опори ґрунту R та R_0 ;

3) визначають осідання S основи від середнього тиску p , наприклад за методом пошарового підсумовування;

4) розраховують граничний тиск p_u на основу;

5) визначають величини K_p , K_{zp}^p і x ;

6) за значенням x та φ_I у таблиці 10.1 [6] знаходять коефіцієнт K_{nl}^s .

Таблиця 10.1 [6] – Значення коефіцієнта «пластичного» осідання K_{nl}^s

x	Кут внутрішнього тертя φ_l , град/								
	0	5	10	15	20	25	30	35	40
0	1,00	1,00	1,02	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,06
0,1	1,14	1,10	1,08	1,08	1,08	1,08	1,09	1,09	1,09
0,2	1,32	1,24	1,18	1,18	1,16	1,16	1,16	1,17	1,17
0,3	1,56	1,39	1,28	1,26	1,25	1,24	1,23	1,23	1,23
0,4	1,86	1,57	1,41	1,40	1,35	1,33	1,31	1,30	1,29
0,5	2,30	1,81	1,55	1,51	1,47	1,43	1,39	1,37	1,35
0,6	2,95	2,13	1,74	1,70	1,61	1,55	1,50	1,46	1,43
0,7	4,03	2,60	2,01	1,92	1,80	1,72	1,66	1,60	1,53
0,8	6,20	3,43	2,41	2,30	2,08	1,96	1,86	1,73	1,67
0,9	12,70	5,34	3,25	3,00	2,61	2,37	2,22	2,07	1,92
0,99	129,70	21,00	15,30	12,10	10,50	9,40	8,72	7,80	7,10

7) визначають осідання з урахуванням пластичної деформації S_{nl} ;

8) перевіряють умову $p \leq p_u \gamma_c / \gamma_n$, де γ_c і γ_n – коефіцієнти умов роботи й надійності.

Для швидкого визначення величин осідань фундаментів нормами [1] допускається користуватись експрес-методом (метод І. О. Розенфельда) [1, 6], відповідно до якого

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \mu} \frac{(p - \sigma_{zg,0})b}{E_m}, \quad (25)$$

де η – співвідношення сторін фундаменту $\eta = \ell/b$ (для стрічкового фундаменту $\eta = 10$);

p – середній тиск по підшві фундаменту;

σ_{zg0} – природне напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту;

E_m – середнє значення модуля деформації ґрунтів, що залягають нижче від підшви фундаменту.

На рис. 14 показана схема для визначення осередненого значення модуля загальної деформації E_m

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2}, \quad (26)$$

де E_i – модуль деформації i -го шару;

h_i – товщина i -го шару;

z_i – відстань від середини i -го шару до межі товщі ґрунту, що стискується;

$H_c = kb$ – потужність товщі, що стискується.

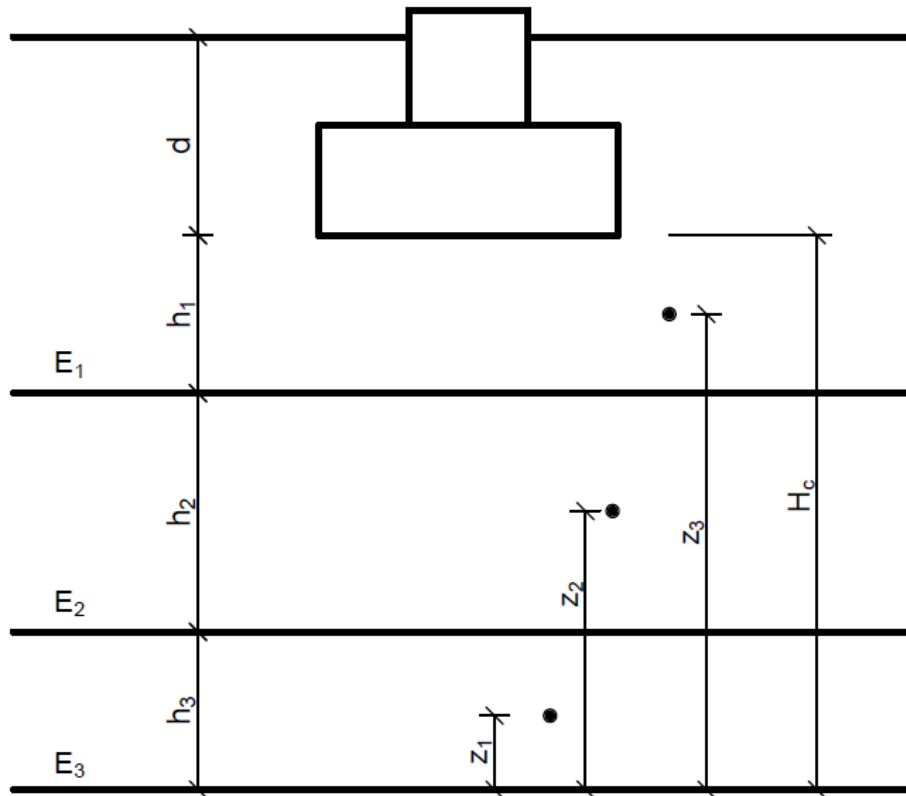


Рисунок 14 – Схема для визначення осередненого модуля загальної деформації при розрахунку осідання експрес-методом

Значення коефіцієнта k залежить від співвідношення сторін фундаменту η і наведене в таблиці Д.2 [1].

У таблиці 5 наведені вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання. Грунтові умови надаються керівником додатково.

Для виконання завдання з визначення осідання за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті можна використати розрахунок розмірів підшви фундаменту на основне сполучення навантажень за умови $p \leq R$, що був виконаний за завданням практичного заняття 2.

Приклад розрахунку

Вихідні дані для основного сполучення навантажень

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
42	4290	520	52	-0,700	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)

На схемі рис. 15 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів.

Глибина закладання стовпчастого фундаменту призначена, виходячи з наявності підвалу та величини навантаження.

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень:

$$N_e = 4290/1,3 = 3300,0 \text{ (кН/м)}; M_e = 520/1,3 = 400,0 \text{ (кНм/м)}; Q_e = 52/1,3 = 40,0 \text{ (кН/м)}.$$

Розміри підшови фундаменту в першому наближенні

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{3300}{350 - 20 \times 1,9} = 10,6 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Для фундаменту під прямокутну колону приймаємо співвідношення сторін підшови фундаменту $l/b = 1,1$, тоді ширина підшови $b' = \sqrt{\frac{10,6}{1,1}} = 3,1$ м.

Приймаємо в першому наближенні $b' = 3,0$ м, $l' = 3,3$ м.

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

Розрахунковий опір ґрунту основи з урахуванням осереднення характеристик під підшовою на глибину половини ширини фундаменту $b/2 = 1,5$ м (рис. 15)

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,5 \cdot 1,0 + 18,0 \cdot 0,5}{1,5} = 18,3 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{22 \cdot 1,0 + 30 \cdot 0,5}{1,5} = 24,7^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16 \cdot 1,0 + 4 \cdot 0,5}{1,5} = 12 \text{ (кПа)};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,5 \cdot 1,0 + 18,5 \cdot 2,7}{3,7} = \frac{66,45}{3,7} = 18,0 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_B \gamma_{II}' + M_c c_{II}) = \\ &= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 18,3 + 4,11 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 3,11 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,67 \cdot 12) = \\ &= 1,136 \cdot 364,19 = 413,8 \text{ (кПа)}. \end{aligned}$$

Тиск під підшовою фундаменту

$$p_{сеп} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{3300}{3,0 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,9 = 371,3 \text{ (кПа)} < R = 413,8 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, x} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{ф.зр.} d = 371,3 + \frac{(400,0 + 40,0 \cdot 1,9) \cdot 6}{3,3^2 \cdot 3,0} = 371,3 + 87,4 = 458,7 \text{ (кПа)};$$

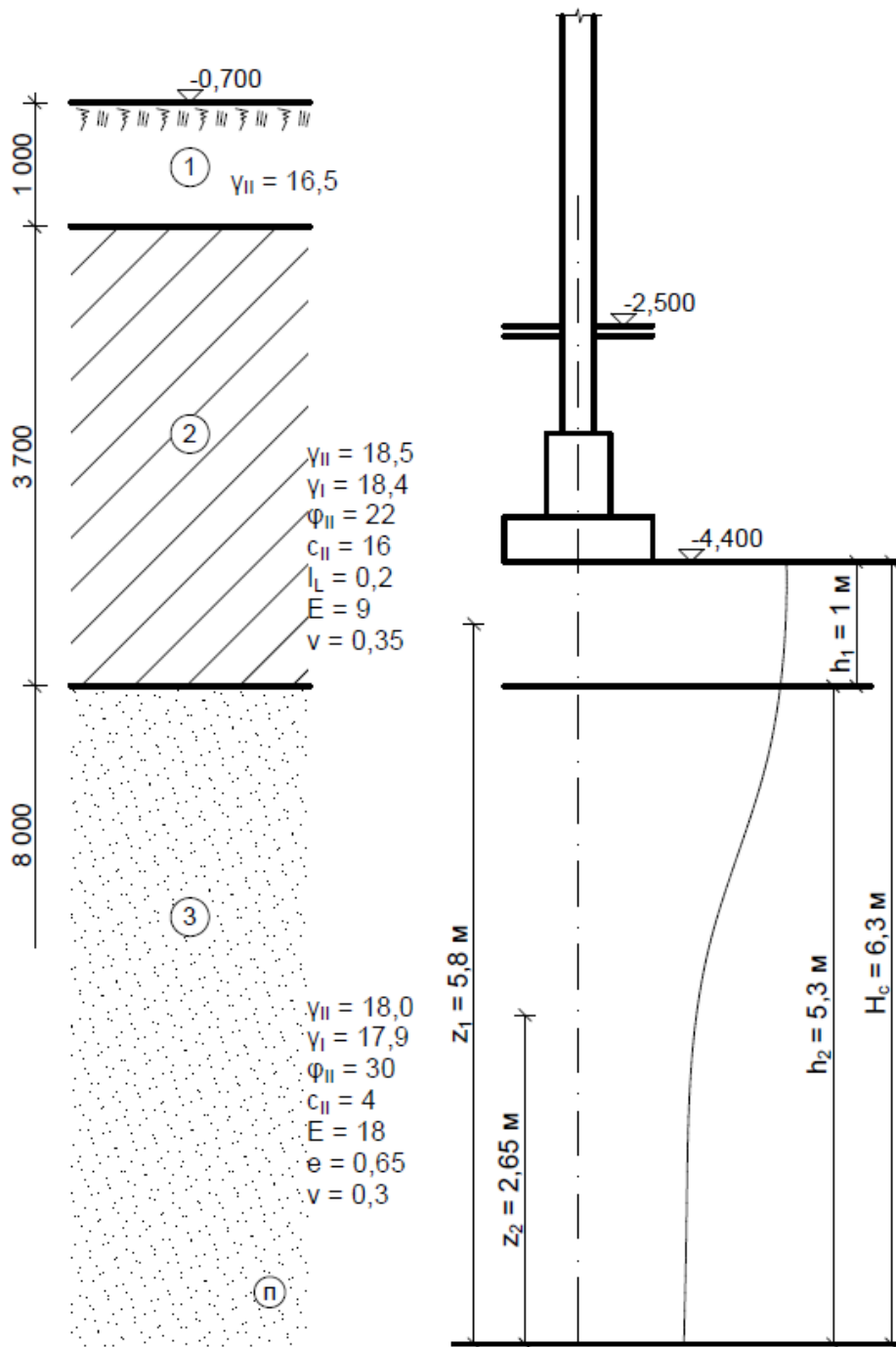


Рисунок 15 – Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту експрес-методом

$$p_{\min,x} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{\phi.sp.} \cdot d = 371,3 - 87,4 = 283,9 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\max,x} = 458,7 \text{ кПа} < 1,2R = 496,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\min,x} = 283,9 \text{ кПа} > 0.$$

Граничні нерівності виконуються.

Визначення осідання фундаменту експрес-методом

Визначимо осідання фундаменту, використавши експрес-метод професора І. О. Розенфельда [1, 6].

При $\eta = l/b = 3,3/3,0 = 1,1$ за табл. Д.2 [1] $k = 2,1$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,1 \cdot 3,0 = 6,3$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (26), для чого будемо розрахункову схему (див. рис. 15).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 5,3 \cdot 2,65 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,8}{0,5 \cdot 6,3^2} = 15,37 (\text{МПа}).$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні підосви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg0} = 371,3 - 66,45 = 304,9 \text{ (кПа)},$$

величина осідання за формулою (25)

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0})b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,1}{1 + 1,1} \cdot \frac{304,9 \cdot 3,0}{15370} = 0,0449 (\text{м}) = 4,49 \text{ см.}$$

Осідання фундаменту, визначене експрес-методом, складає $s = 4,49$ см, що для каркасної будівлі з монолітними перекриттями значно менше граничного значення $s_u = 15$ см, тому пропонується використати роботу основи за межею пропорційності. Визначимо розміри підосви фундаменту, збільшивши величину тиску на ґрунт на 20% порівняно з величиною розрахункового опору. При цьому потрібна площа підосви

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{3300}{1,2 \cdot 413 - 20 \times 1,9} = 7,21 (\text{м}^2).$$

Для прямокутного фундаменту ширина підосви $b = \sqrt{A/1,1} = \sqrt{7,21/1,1} = 2,56$ м. Виходячи з кратності 300 мм, приймаємо $b = 2,7$ м, $l = 3,0$ (м).

Перевіримо виконання граничної нерівності $p \leq R$ [1].

Розрахунковий опір ґрунту основи з урахуванням осереднення характеристик під підосвою на глибину половини ширини фундаменту $b/2 = 1,35$ м (див. рис. 15)

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,5 \cdot 1,0 + 18,0 \cdot 0,35}{1,35} = 18,4 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{22 \cdot 1,0 + 30 \cdot 0,35}{1,35} = 24,0^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16 \cdot 1,0 + 4 \cdot 0,35}{1,35} = 12,9 \text{ (кПа)}.$$

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) = \\
 &= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 18,4 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 2,87 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,45 \cdot 12,9) = \\
 &= 1,136 \cdot 344,3 = 391,1 (\text{кПа}).
 \end{aligned}$$

Тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{3300}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 1,9 = 445,4 (\text{кПа}) > R = 391,1 \text{кПа}.$$

Отже, при визначенні осідання потрібно врахувати нелінійну роботу ґрунту за межею пропорційності.

Визначимо осідання за методом М. В. Малишева, закладеним у нормативний документ [1].

Осідання визначаємо за формулою (20), для чого спочатку визначимо осідання при тискові $p = R = 391,1$ кПа. Скористаємось для цього експрес-методом.

При $\eta = l/b = 3,0/2,7 = 1,11$ за табл. Д.2 [1] $k = 2,11$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,11 \cdot 2,7 = 5,7$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (26), для чого будемо розраховувати схему (рис. 16).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 4,7 \cdot 2,35 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,2}{0,5 \cdot 5,7^2} = 15,12 (\text{МПа}).$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні подошви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg,0} = 391,1 - 66,45 = 324,65 (\text{кПа}),$$

величина осідання за формулою (25)

$$s_R = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0}) b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,11}{1 + 1,11} \cdot \frac{324,65 \cdot 2,7}{15120} = 0,0439 (\text{м}) = 4,39 \text{см}.$$

Визначимо граничний опір ґрунту основи p_u .

Для неоднорідного нашарування визначаємо товщу z_u , у межах якої знаходять середні розрахункові характеристики ґрунтів.

$$z_u = \frac{s_R E}{\beta p_0} = \frac{0,0439 \cdot 15120}{0,8 \cdot (445,4 - 66,45)} = 2,19 (\text{м}) < b = 2,7 \text{м}.$$

Приймаємо $z_u = b = 2,7$ м.

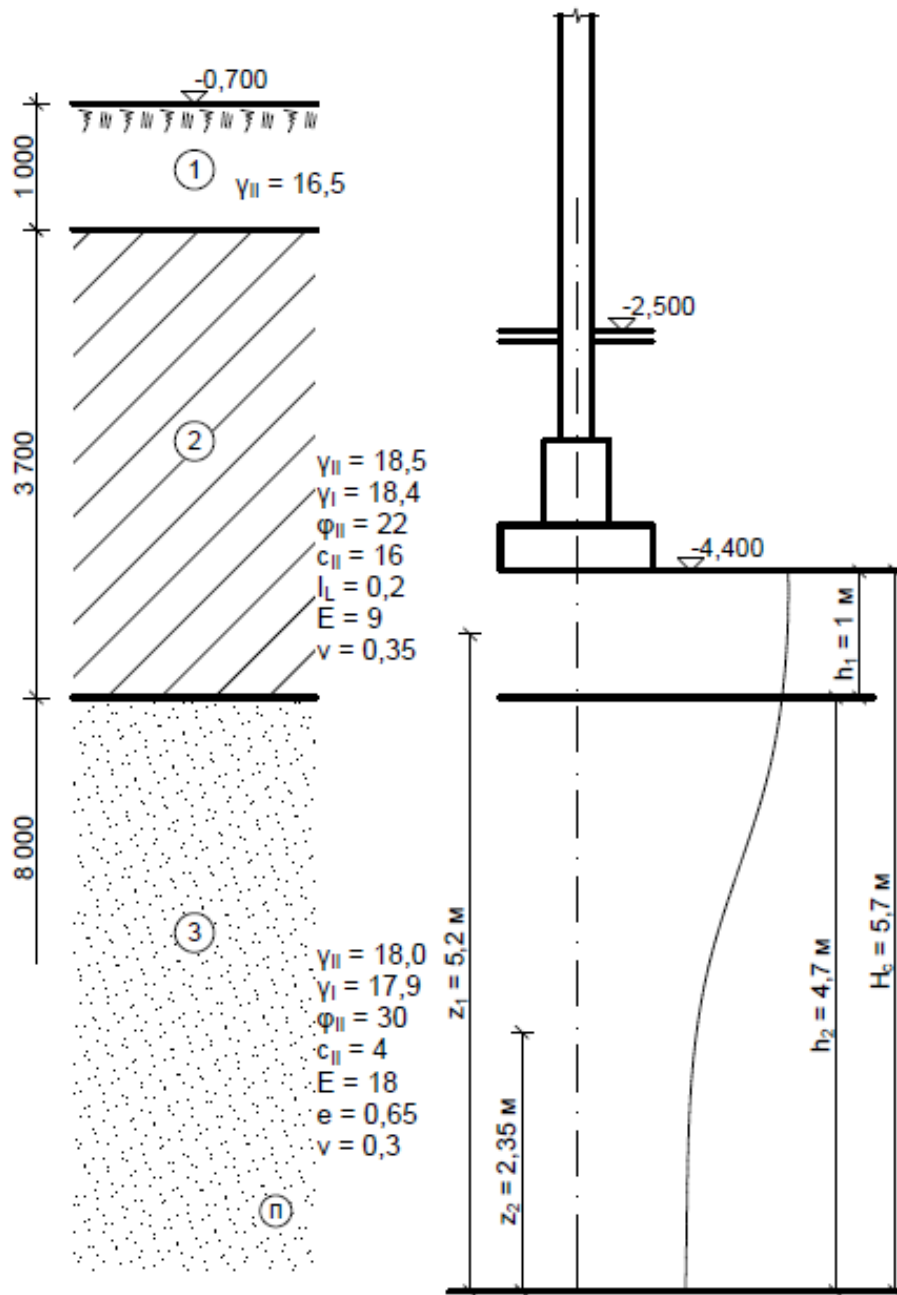


Рисунок 16 – Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту з розмірами $2,7 \times 3,0$ м експрес-методом

Значення розрахункових характеристик ґрунтів для I групи граничних станів по шарах за рекомендаціями п. В.1 [1]:

- для ІГЕ 2 $c_I = c_{II}/1,5 = 16/1,5 = 10,7$ (кПа); $\varphi_I = \varphi_{II}/1,15 = 22/1,15 = 19^\circ$;
- для ІГЕ 3 $c_I = c_{II}/1,5 = 4/1,5 = 2,7$ (кПа); $\varphi_I = \varphi_{II}/1,1 = 30/1,1 = 27,3^\circ$.

Визначаємо осереднені значення розрахункових характеристик ґрунтів для I групи граничних станів в межах $z_u = b = 2,7$ м.

$$\gamma_I = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,4 \cdot 1,0 + 17,9 \cdot 1,7}{2,7} = 18,1 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_I = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{19 \cdot 1,0 + 27,3 \cdot 1,7}{2,7} = 24,2^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{10,7 \cdot 1,0 + 2,7 \cdot 1,7}{2,7} = 5,7 \text{ (кПа)}.$$

Кут нахилу рівнодійної навантаження до вертикалі

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{Q_m}{N_m + G_m} = \frac{52,0}{4290 + 2,7 \cdot 3,0 \cdot 1,9 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 1,1} = \frac{52,0}{4332,5} = 0,01115; \quad \delta^\circ = 0,64.$$

При $\varphi_I = 24,2^\circ$ та $\delta = 0,64^\circ$ за табл. Ж.1 [1]
 $N_\gamma = 5,11$; $N_q = 9,636$; $N_c = 19,155$.

Приведені розміри підшви фундаменту:

– при втраті несучої здатності в напрямку довгої сторони

$$b' = b - 2e_b = 3,0 - 2 \cdot (520 + 52 \cdot 1,9) / 4332,5 = 3,0 - 2 \cdot 0,143 = 2,714 \text{ (м)};$$

$$\eta = l/b' = 2,7 / 2,714 < 1.$$

Приймаємо $\eta = 1$, тоді коефіцієнти форми фундаменту [1]

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3,$$

граничний опір ґрунту основи

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I = 5,11 \cdot 0,75 \cdot 2,714 \cdot 18,1 + 9,636 \cdot 2,5 \cdot 1,9 \cdot 17,9 + 19,155 \cdot 1,3 \cdot 5,7 = 1149,5 \text{ (кПа)}.$$

– при втраті несучої здатності в напрямку короткої сторони

$$b' = b = 2,7 \text{ (м)}; \quad \eta = l/b = 3,0 / 2,7 = 1,11.$$

Коефіцієнти форми фундаменту

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,775; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,35; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,27,$$

граничний опір ґрунту основи

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I = 5,11 \cdot 0,775 \cdot 2,7 \cdot 18,1 + 9,636 \cdot 2,35 \cdot 1,9 \cdot 17,9 + 19,155 \cdot 1,27 \cdot 5,7 = 1102,3 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо виконання граничної умови міцності при втраті несучої здатності в напрямку довгої сторони

$$p_m = \frac{N_m}{b'l'} = \frac{4332,5}{2,7 \cdot 2,714} = 591,2 \text{ кПа} < \gamma_c p_u / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 1149,5}{1,15} = 899,6 (\text{кПа}).$$

Перевіримо виконання граничної умови міцності при втраті несучої здатності в напрямку короткої сторони

$$p_m = \frac{N_m}{b'l'} = \frac{4332,5}{2,7 \cdot 3,0} = 534,9 \text{ кПа} < \gamma_c p_u / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 1102,3}{1,15} = 862,7 (\text{кПа}).$$

Умови міцності виконуються.

Визначимо осідання за формулою (20), прийнявши менше значення граничного опору основи

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right] = 0,0439 \left[1 + \frac{(1102,3 - 391,1)(445,4 - 391,1)}{(391,1 - 66,45)(1102,3 - 445,4)} \right] =$$

$$= 0,0439 \cdot (1 + 0,181) = 0,0518 (\text{м}) < s_u = 0,15 \text{ м}.$$

Визначимо осідання за методом О. К. Бугрова [6].

Розрахунковий опір ґрунту, коли значення коефіцієнтів $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1,0$.

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) =$$

$$= 1,0 \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 18,4 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 2,87 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,45 \cdot 12,9) = 344,3 (\text{кПа}).$$

Граничний опір ґрунту основи $p_u = 1102,3$ кПа.

Визначимо потрібні коефіцієнти

$$x = \frac{K^p - 1}{K_{ep}^p - 1} = \frac{1,294 - 1}{3,2 - 1} = 0,134; \quad \text{при} \quad K^p = \frac{p}{R_0} = \frac{445,4}{344,3} = 1,294;$$

$$K_{ep}^p = \frac{p_u}{R_0} = \frac{1102,3}{344,3} = 3,2.$$

За табл. 10.1 [6] при $x = 0,134$ та $\varphi_I = 24,2^\circ$ коефіцієнт $K_{nn}^s = 1,107$.

Визначимо осідання фундаменту при $p = 445,4$ кПа у припущенні пружної роботи основи (пружну складову) за експрес-методом.

При $\eta = l/b = 3,0/2,7 = 1,11$ за табл. Д.2 [1] $k = 2,11$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,11 \cdot 2,7 = 5,7$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (26), для чого будемо розрахункову схему (рис. 16).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 4,7 \cdot 2,35 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,2}{0,5 \cdot 5,7^2} = 15,12 (\text{МПа}).$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні підосви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg0} = 445,4 - 66,45 = 379,0 \text{ (кПа)},$$

величина осідання за формулою (3.14)

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0})b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,11}{1 + 1,11} \cdot \frac{379,0 \cdot 2,7}{15120} = 0,0513 (\text{м}) = 5,13 \text{ см.}$$

Осідання пружно-пластичної основи за формулою (23)

$$S_{nl} = SK_{nl}^s = 5,13 \cdot 1,107 = 5,68 \text{ (см)} < s_u = 15 \text{ см.}$$

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі змінами № 1 та № 2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах [Чинна від 2017-04-01]. Київ : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. 68 с. (Державний стандарт України).
3. ДБН В 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.
4. Пособие по проектированию оснований и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова. М. : Стройиздат, 1986. 415 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. [Чинний від 2015-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 83 с. (Національні стандарти України).
6. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: [підручник]/ М. Л. Зоценко та ін. Полтава : ПНТУ, 2004. 568 с.
7. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.

Навчальне видання

Методичні вказівки
до практичних занять та індивідуальні завдання з дисципліни
«Проектування основ та фундаментів в складних умовах».
Частина 1. Особливі ґрунтові умови.
Для магістрів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна
інженерія»

Укладачі: Наталя Вікторівна Блащук
Ірина Вікторівна Маєвська
Микола Миколайович Попович

Рукопис оформив *М. Попович*

Редактор *В. Дружиніна*

Оригінал-макет виготовив *О. Кушнір*

Підписано до друку 09.11.2021 р.
Формат 29,7×42¼. Папірофсетний.
Гарнітура TimesNewRoman.
Друк різнографічний. Ум. друк. арк. 3,78.
Наклад 40 (1-й запуск 1–21) пр. Зам. № 2021-117.

Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
інформаційний редакційно-видавничий центр.
ВНТУ, ГНК, к. 114.
Хмельницьке шосе, 95,
м. Вінниця, 21021.
Тел. (0432) 65-18-06.
press.vntu.edu.ua;
E-mail: kivc.vntu@gmail.com.
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.