

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**  
**до практичних занять та індивідуальні завдання**  
**з дисципліни «Основи і фундаменти»**  
**для студентів спеціальності**  
**«Будівництво та цивільна інженерія»**

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**Методичні вказівки  
до практичних занять та індивідуальні завдання  
з дисципліни «Основи і фундаменти»  
для студентів спеціальності  
«Будівництво та цивільна інженерія»**

Вінниця  
ВНТУ  
2019

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 4 від 20.12.2018 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 «Основи і фундаменти» для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» / Уклад. Н. В. Блащук, І. В. Маєвська. – Вінниця : ВНТУ, 2019. – 52 с.

В методичних вказівках наведені рекомендації та завдання до практичних робіт з дисципліни «Основи і фундаменти» для студентів бакалаврату спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія». Наведено приклади виконання та розрахунку практичних завдань з посиланням на необхідні літературні джерела.

---

*Навчальне видання*

**Методичні вказівки до практичних занять та індивідуальні завдання  
з дисципліни «Основи і фундаменти»  
для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»**

Укладачі: *Блащук Наталя Вікторівна*  
*Маєвська Ірина Вікторівна*

Рукопис оформила *Н. Блащук*

Редактор *В. Дружиніна*

Оригінал-макет виготовив *О. Ткачук*

Підписано до друку 21.03.2019 р. Формат 29,7×42¼. Папір офсетний.  
Гарнітура Times New Roman. Друк різнографічний. Ум. друк. арк. 3,12.  
Наклад 40 (1-й запуск 1-21) пр. Зам. № 2019-044.

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](mailto:kivc.vntu@gmail.com).

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи  
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1. Тема: визначення несучої здатності паль за результатами польових випробувань статичним зондуванням .....	5
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2. Тема: конструювання фундаментів. Визначення обсягів робіт з улаштування фундаментів .....	12
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3. Визначення можливих напружених зон при просіданні основи .....	30
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4. Визначення величини просідання основи.....	43
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5. Розрахунок фундаментів на ґрунтовій подушці.....	45
ЛІТЕРАТУРА.....	52

## ВСТУП

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

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

Проектування основ і фундаментів будь-якого об'єкта виконується з урахуванням особливостей будівельного майданчика, конструктивного рішення надфундаментної частини будівлі, експлуатаційних вимог до об'єкта. Отже, проектування та улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для вирішення якої фахівцеві потрібно мати необхідні знання.

Наявність складних інженерно-геологічних умов характерна для природного середовища України. Значна частина території вкрита просадковими ґрунтами, для підгірних і гірських районів характерні землетруси, зсуви, карсти, 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 оцінення основ для повного використання їх властивостей при створенні нових надійних і економічних конструкцій та прогресивних технологій улаштування основ і фундаментів.

### **В результаті вивчення дисципліни студент має знати:**

- класифікацію фундаментів та основи їх проектування;
- методи розрахунку основ і фундаментів за деформаціями та несучою здатністю;
- особливості проектування фундаментів при динамічних навантаженнях та в складних геологічних умовах;
- способи створення штучних основ; способи підсилення основ і фундаментів.

### **Студент має вміти:**

- оцінювати, за відповідною методикою, ґрунтові умови; використовувати набуті теоретичні знання та практичні навички розрахунків і конструювання фундаментів;
- користуватись нормативною та науково-технічною літературою.

Програма дисципліни містить теоретичний матеріал, що частково розглядається на лекціях, а частково виносить на самостійне опрацювання студентам; лабораторні роботи і практичні заняття.

Студенти, які засвоїли теоретичний матеріал, виконали на відповідному рівні лабораторні роботи та індивідуальні завдання на практичних заняттях, захищають курсовий проект і складають іспит з дисципліни «Основи і фундаменти».

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1

**Тема: визначення несучої здатності паль за результатами польових випробувань статичним зондуванням.**

**Мета роботи:** за даними статичного зондування визначити граничний опір забивної палі при двох різних довжинах. Вихідні дані результатів статичного зондування надає викладач. Довжину і поперечний переріз палі обрати за даними статичного зондування.

### Теоретичні відомості

Визначення несучої здатності паль у польових умовах регламентується ДСТУ [4]. Окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування визначається за формулою (1) [4, 8]

$$F_u = R_s A + fhu, \quad (1)$$

де  $R_s$  – граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, за даними зондування;

$A$  – площа поперечного перерізу палі;

$f$  – середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі, за даними зондування;

$h$  – глибина занурення палі від поверхні ґрунту навколо палі;

$u$  – периметр поперечного перерізу ствола палі.

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, за даними зондування, в заданій точці  $R_s$

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (2)$$

де  $\beta_1$  – коефіцієнт переходу від  $q_s$  до  $R_s$ , що приймається за табл. 6 [4] незалежно від виду зонда;

$q_s$  – середнє значення опору ґрунту під наконечником зонда, отримане з випробувань, на ділянці, розташованій в межах одного діаметра  $d$  вище і чотирьох діаметрів нижче відмітки вістря проектованої палі (де  $d$  – діаметр круглого або сторона квадратного перерізу).

Середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі, за даними зондування, в заданій точці  $f$  слід визначати так:

а) при використанні зондів типу I за формулою (3)

$$f = \beta_2 f_s, \quad (3)$$

б) при використанні зондів типу II або III за формулою (4)

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (4)$$

де  $\beta_2, \beta_i$  – коефіцієнти, що приймається за табл. 6 [4];

$f_s$  – середнє значення опору ґрунту по бічній поверхні зонда, що визначають як частку від ділення виміряного загального опору ґрунту на бічній поверхні зонда на площу його бічної поверхні в межах від поверхні ґрунту в точці зондування до рівня розташування нижнього кінця палі у вибраному несучому шарі;

$f_{si}$  – середній опір  $i$ -го шару ґрунту на бічній поверхні зонда;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту.

Несучу здатність забивної висячої палі, що працює на стискальнє навантаження, за результатами статичного зондування в кількох точках слід визначати за формулою (5)

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum^n F_u}{n \gamma_g}, \quad (5)$$

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи,  $\gamma_c = 1$ ;

$n$  – кількість точок зондування;

$F_u$  – окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування;

$\gamma_g$  – коефіцієнт надійності по ґрунту, що встановлюється залежно від мінливості отриманих окремих значень граничного опору палі в точках зондування і кількості цих точок при значенні довірчої імовірності  $\alpha=0,95$  відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-5.

## ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ

### 1. Визначення несучої здатності палі за результатами статичного зондування з використанням зонда типу I

На рис. 1 та у таблиці 1 наведені результати статичного зондування в точці ТЗ-1 на майданчику будівництва в м. Хмільницький. Зонд типу I. Необхідно визначити значення граничного опору забивної палі довжиною 6,0 м з поперечним перерізом 30×30 см.

Масштаб 1:100

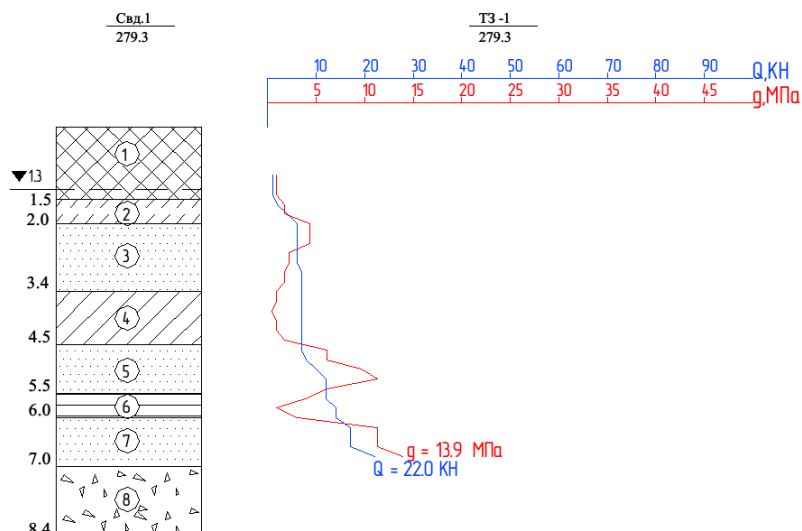


Рисунок 1 – Результати статичного зондування зондом типу I

Таблиця 1 – Результати статичного зондування зондом типу I

Інвен №	Точка статичного зондування № 1 свр № 1			Тип установки С979	
	Глибина зондування, м	Питомий опір ґрунту під наконечником зонда q, МПа	Загальний опір ґрунту на дічній поверхні Qs кН	Тип зонди діаметр	перший 36мм
Начато: 09.2014р	Відмітка цєстя точки зондує, м 279,3			Глибина, м	6,8
зкінчено: 09.2014р					
№ ИГЭ	Глибина зондування, м	Питомий опір ґрунту під наконечником зонда q, МПа	Загальний опір ґрунту на дічній поверхні Qs кН		
1	10	0,9	10		
1	12	0,9	10		
2	14	0,9	10		
2	16	1,7	2,0		
2	18	1,7	4,0		
2	2,0	4,3	6,0		
3	2,2	4,3	6,0		
3	2,4	4,3	6,0		
3	2,6	2,2	6,0		
3	2,8	2,2	6,0		
3	3,0	1,7	7,0		
3	3,2	1,7	7,0		
4	3,4	0,9	7,0		
4	3,6	0,9	7,0		
4	3,8	0,4	7,0		
4	4,0	0,9	7,0		
4	4,2	0,9	7,0		
4	4,4	1,7	7,0		
5	4,6	6,1	7,0		
5	4,8	6,1	8,0		
5	5,0	9,6	10,0		
5	5,2	11,3	12,0		
5	5,4	6,1	12,0		
6	5,6	3,9	12,0		
6	5,8	0,9	14,0		
6	6,0	3,0	14,0		
7	6,2	11,3	17,0		
7	6,4	11,3	17,0		
7	6,6	11,3	17,0		
7	6,8	13,9	22,0		

Згідно з [4, 8] несучу здатність  $F_d$  забивної висячої палі за результатами випробувань ґрунтів за допомогою статичного зондування визначають за



формулою (5). Окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування визначається за формулою (1).

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі визначаємо за формулою (2) на ділянці, розташованій в межах одного діаметра  $d$  вище і чотирьох діаметрів нижче відмітки вістря проектованої палі (де  $d$  – діаметр круглого або сторона квадратного перерізу). При довжині палі 6,0 м зона визначення опору під нижнім кінцем знаходиться від глибини 5,7 м до глибини 7,2 м. Вважаючи показники опору під нижнім кінцем, починаючи з глибини 6,8 м, незмінними, одержимо середнє значення опору ґрунту під наконечником зонда (див. табл. 1)

$$q_s = \frac{0,9 + 3,0 + 11,3 + 11,3 + 11,3 + 13,9 + 13,9 + 13,9}{8} = 8,52 \text{ (МПа)}.$$

Коефіцієнт переходу від  $q_s$  до  $R_s$ , за табл. 6 [4],  $\beta_1 = 0,509$ .

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі за даними зондування в заданій точці, за формулою (2),

$$R_s = \beta_1 q_s = 0,509 \cdot 8520 = 4338 \text{ (кПа)}.$$

Середнє значення опору ґрунту по бічній поверхні зонда в точці на глибині 6,0 м при діаметрі зонда 36 мм дорівнює

$$f_s = \frac{14}{\pi \cdot 0,036 \cdot 6,0} = 20,6 \text{ (кПа)}.$$

Коефіцієнт переходу від  $f_s$  до  $f$ , за табл. 6 [4],  $\beta_2 = 1,95$  (приймаємо як середнє для пилувато-глинистих та піщаних ґрунтів).

Середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі визначаємо за формулою (3)

$$f = \beta_2 f_s = 1,95 \cdot 20,6 = 40,2 \text{ (кПа)}.$$

Окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування при довжині палі 6 м визначається за формулою (1)

$$F_u = R_s A + fhu = 4338 \cdot 0,3^2 + 40,2 \cdot 6 \cdot 1,2 = 679,9 \text{ (кН)}.$$

## **2. Визначення несучої здатності палі за результатами статичного зондування з використанням зонда типу II**

На рис. 2 та у таблиці 2 наведені результати статичного зондування в точці ТСЗ 1 на майданчику будівництва в с. Чайка Виєво-Святошинського району Київської області. Зонд типу II.

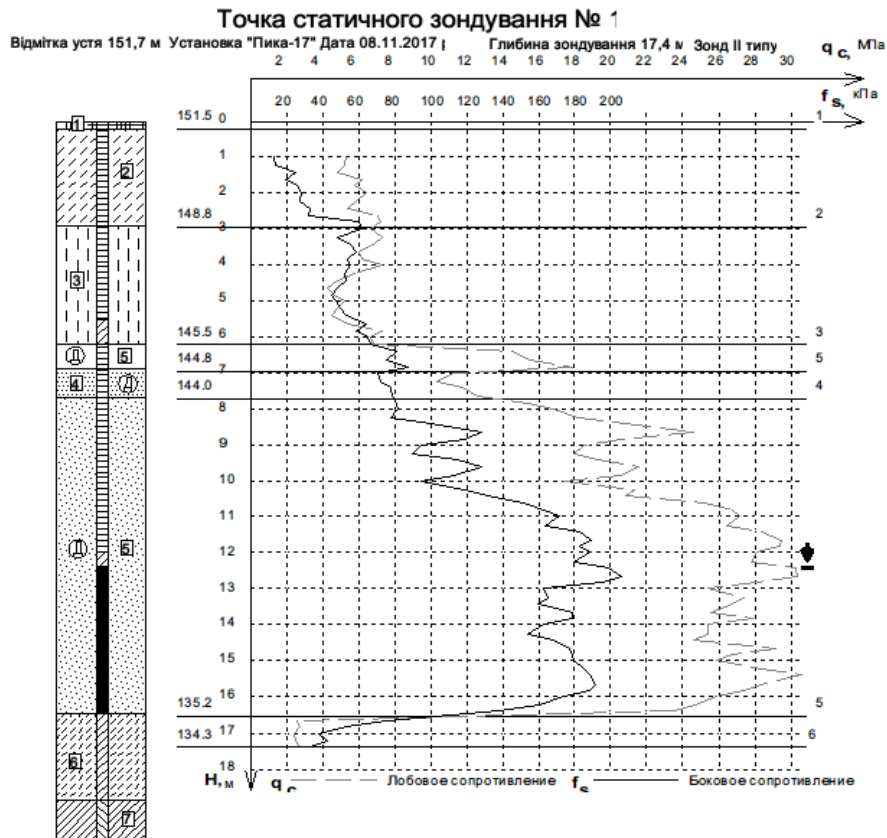


Рисунок 2 – Результати статичного зондування зондом типу II

Таблиця 2 - Результати статичного зондування зондом типу II

Глибина м	$q_c$ МПа	$f_s$ кПа	Глибина м	$q_c$ МПа	$f_s$ кПа	Глибина м	$q_c$ МПа	$f_s$ кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.0	5,2	12	7.4	11,7	77	13.8	27,8	178
1.2	5,1	14	7.6	12,5	78	14.0	25,3	162
1.4	4,8	24	7.8	15,3	81	14.2	25,4	154
1.6	6,2	18	8.0	16,8	82	14.4	24,5	168
1.8	5,7	25	8.2	18,1	77	14.6	29,1	177
2.0	6,3	28	8.4	20,8	99	14.8	26,8	178
2.2	5,8	26	8.6	24,5	128	15.0	25,8	179
2.4	5,3	32	8.8	20,5	118	15.2	28,3	184
2.6	7,0	51	9.0	18,4	93	15.4	30,5	188
2.8	7,1	59	9.2	17,9	89	15.6	28,3	191
3.0	6,5	62	9.4	19,2	114	15.8	27,4	188
3.2	7,2	48	9.6	21,5	128	16.0	25,8	174
3.4	6,8	55	9.8	20,5	112	16.2	24,6	159
3.6	5,9	58	10.0	17,4	94	16.4	23,5	137
3.8	6,2	54	10.2	21,2	118	16.6	2,5	75
4.0	7,2	55	10.4	20,8	131	16.8	2,7	52
4.2	5,7	51	10.6	25,1	151	17.0	2,3	37
4.4	4,8	52	10.8	26,8	162	17.2	2,4	42
4.6	4,2	48	11.0	27,1	171	17.4	2,7	32

Продовження таблиці 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
4.8	4,5	44	11.2	26,4	163	-	-	-
5.0	5,1	46	11.4	28,3	182	-	-	-
5.2	4,8	49	11.6	29,5	189	-	-	-
5.4	4,4	52	11.8	29,4	182	-	-	-
5.6	5,4	63	12.0	28,1	188	-	-	-
5.8	7,2	58	12.2	27,7	179	-	-	-
6.0	6,5	64	12.4	30,2	198	-	-	-
6.2	6,8	65	12.6	30,3	205	-	-	-
6.4	14,5	81	12.8	28,1	195	-	-	-
6.6	15,5	75	13.0	25,3	162	-	-	-
6.8	17,8	87	13.2	27,4	164	-	-	-
7.0	11,1	70	13.4	26,8	158	-	-	-
7.2	10,3	71	13.6	25,5	178	-	-	-

Необхідно визначити значення граничного опору забивної палі довжиною 5,5 м з поперечним перерізом 35×35 см. На рис. 3 наведено положення палі у ґрунті, враховуючи глибину котлована. На глибину 3,5 м влаштовується лідерна свердловина для прорізання твердих супісків ІГЕ № 2 та 3.

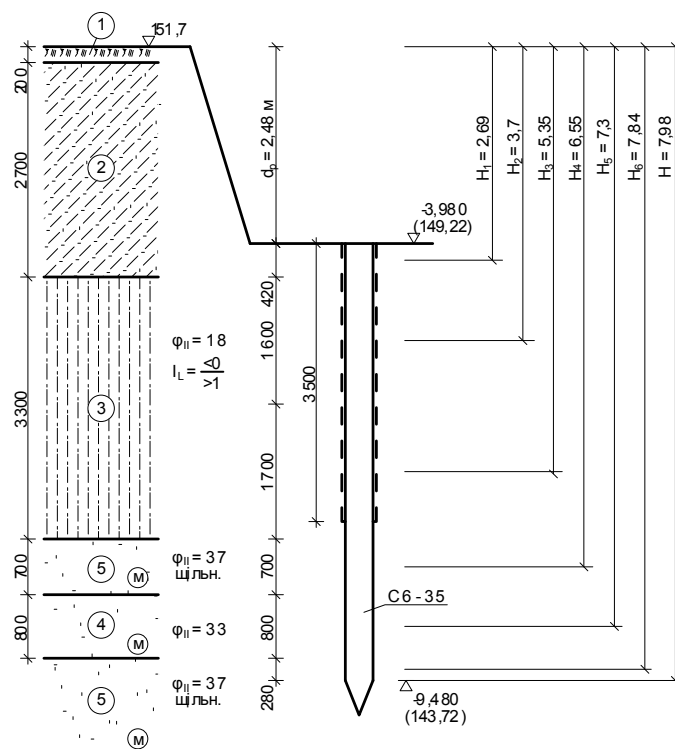


Рисунок 3 – Положення у ґрунті і розрахункова схема забивної палі у свердловині 1 та ТС3 1

Середнє значення опору ґрунту під наконечником зонда в зоні 5d (вище нижнього кінця та 4d нижче) на глибинах від 7,68 до 9,18 м (див. табл. 2)

$$q_s = \frac{12,5 + 15,3 + 16,8 + 18,1 + 20,8 + 24,5 + 20,5 + 18,4 + 17,9}{9} = 18,3 \text{ (МПа)}.$$

Перехідний коефіцієнт  $\beta_l = 0,317$  (табл. 6 [4]).

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, за даними зондування в заданій точці, визначається за формулою (2)

$$R_s = \beta_l q_s = 0,317 \cdot 18300 = 5801 \text{ (кПа)}.$$

Граничний опір палі для зондів II типу визначаємо за формулою (6)

$$F_u = \gamma_c (R_s \cdot A + U \sum \beta_i f_{si} h_i) = \gamma_c (q_s \cdot \beta_l A + U \sum \beta_i f_{si} h_i), \quad (6)$$

де всі позначення визначені в [4].

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю  $\leq 2$  м (див. рис. 3). Розрахунок опору по бічній поверхні наведено в таблиці 3. При визначенні опору по бічній поверхні за даними статичного зондування в межах лідерної свердловини врахований коефіцієнт умов роботи 0,6 [3].

Таблиця 3 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі у свердловині 1 та ТС3 1

$H_i$ , м	$h_i$ , м	Показник текучості	$f_{si}$ , кПа	$\beta_i$	$\gamma_{cf,i}$	$\beta_i \gamma_{cf,i} f_{si} \cdot h_i$ , кН/м
2,69	0,42	$I_L < 0$	30	0,87	0,6	6,57
3,7	1,6	$I_L < 0$	55	0,6	0,6	31,68
5,35	1,7	$I_L < 0$	45	0,7	0,6	32,13
6,55	0,7	Пісок дрібний, щільний	75	0,5	1,0	26,25
7,3	0,8	Пісок дрібний	75	0,5	1,0	30
7,84	0,28	Пісок дрібний, щільний	80	0,5	1,0	11,2

$$\Sigma = 137,8$$

Граничний опір палі

$$F_u = 5801 \cdot 0,35^2 + 1,4 \cdot 137,8 = 903,6 \text{ (кН)}.$$

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2

**Тема: Конструювання фундаментів. Визначення обсягів робіт з улаштування фундаментів.**

**Мета роботи:** виконати конструювання трьох варіантів фундаменту та визначити обсяги робіт з їх улаштування з метою подальшого техніко-економічного порівняння.

Вихідні дані для виконання роботи та інженерно-геологічні умови приймаються з матеріалів курсового проектування.

### Теоретичні відомості

#### 1. Конструювання фундаментів

##### *Конструювання стовпчастих фундаментів мілкового закладання*

Стовпчасті фундаменти виконуються під металеві, монолітні залізобетонні або збірні залізобетонні колони.

Стовпчасті фундаменти виконуються переважно у монолітному варіанті. Фундамент складається з двох частин: плитна частина (для розподілення навантаження на ґрунт) та підколонник (для з'єднання фундаменту з колоною). Плитна частина проектується уступчастого типу, що має від одного до трьох уступів.

Всі розміри фундаменту слід приймати кратними 300 мм за умови їх виготовлення із застосуванням інвентарної опалубки.

При центральному навантаженні і квадратній колоні подошву фундаменту потрібно приймати квадратною, в інших випадках – прямокутною зі співвідношенням сторін не більше 1,67.

З'єднання фундаменту з залізобетонною колоною виконується монолітним для фундаментів під монолітні колони (рис. 5) і стаканним для збірних або монолітних фундаментів під збірні колони (рис. 6, 7).

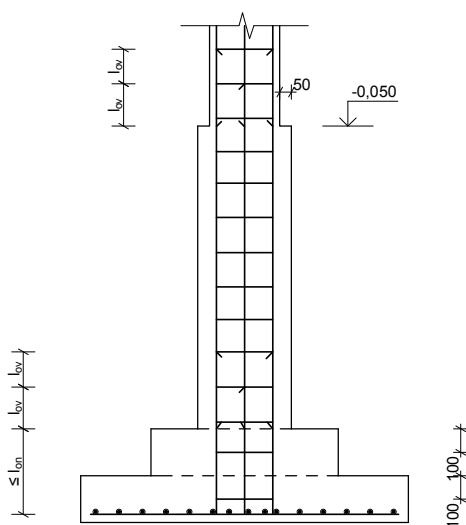


Рисунок 5 – Конструкція фундаменту під монолітну колону

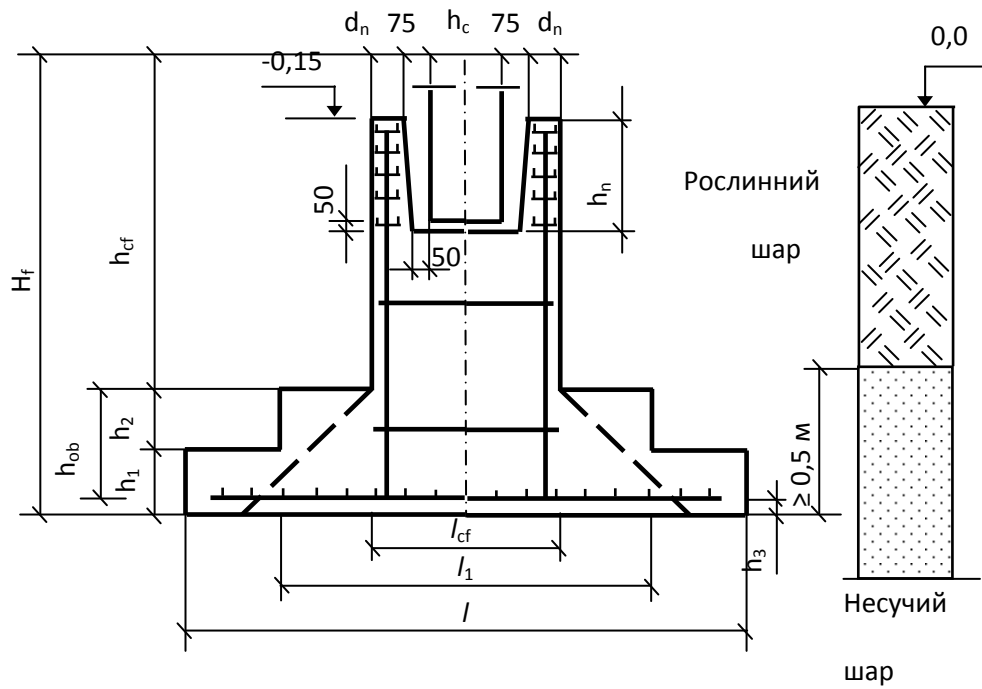


Рисунок 6 – Конструкція фундаменту під збірну колону з підколонником

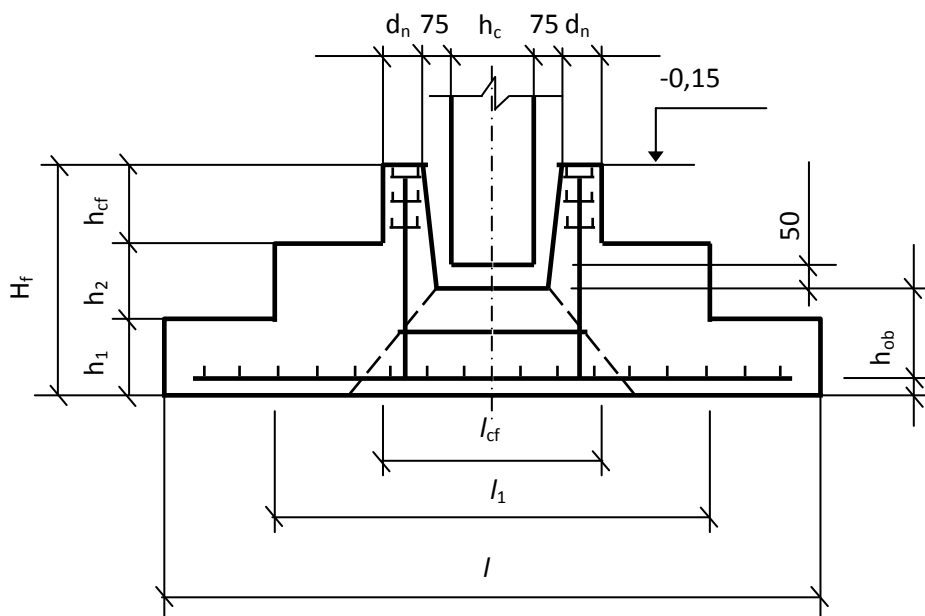


Рисунок 7 – Конструкція фундаменту під збірну колону без підколонника

З'єднання фундаменту з металевою колоною виконується за допомогою анкерних болтів (рис. 8).

Загальна висота стовпчастих фундаментів під монолітні та збірні залізобетонні колони визначається за конструктивними вимогами, умовами міцності та анкерування арматури колони у фундаменті (заглиблення колони в стакан для збірних колон), глибини закладання тощо.

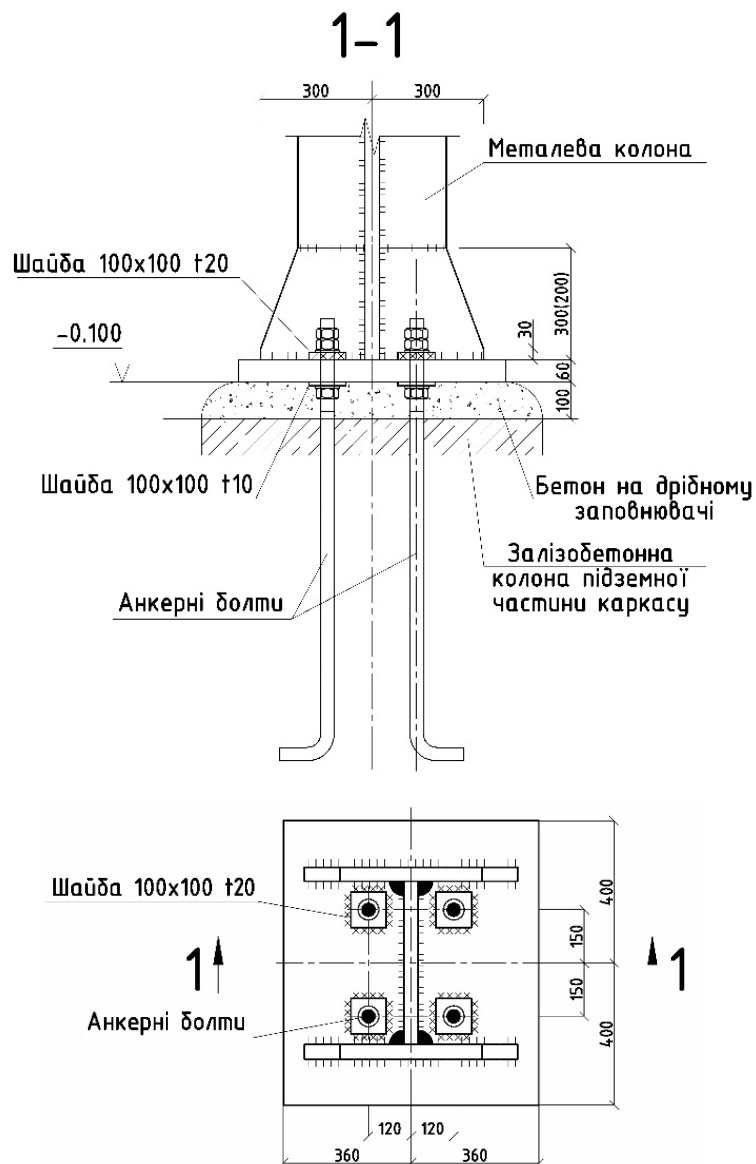


Рисунок 8 – Вузол обпирання металевої колони на підколонник

Висота фундаменту під металеву колону визначається також конструктивними вимогами і глибиною закладання та глибиною заробки анкерного болта.

Висота плитної частини визначається залежно від розмірів подошви фундаменту в плані і перевіряється розрахунком на продавлювання (див. рис. 6, 7). Висота підколонника визначається як різниця загальної висоти фундаменту і висоти плитної частини.

Для будинків і споруд зі збірними залізобетонними колонами, за наявності підвалу, влаштовуються або фундаменти з високими підколонниками, що служать колонами підвалу, або можуть влаштовуватись фундаменти стаканного типу без підколонника. У першому наближенні конструктивна висота фундаменту, згідно з рис. 7, визначається за формулою (7)

$$H_f = \delta_0 + h_{ob} + h_6 + h_b, \quad (7)$$

де  $\delta_0$  – товщина захисного шару бетону, яка приймається для нижньої арматури фундаментів не менше 70 мм, при відсутності бетонної підготовки, та 35 мм при її наявності;

$h_{об}$  – робоча висота дна стакана, яка визначається з розрахунку на продавлювання, приймається від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури, але не менше 200 мм;

$h_c$  – товщина шару бетону 50 мм, який укладається при замонолічуванні колони;

$h_h$  – глибина заглиблення колони у стакан.

При  $e_0 > 2h_c$  і відношенні товщини стінки стакана  $d_h$  до висоти  $h_{cf}$  верхнього уступу фундаменту або до глибини стакана  $d_p$   $d_h/h_{cf} (d_h/d_p) > 0,5$  глибина заглиблення  $h_h > h_c$ . Якщо відношення  $d_h/h_{cf} (d_h/d_p) \leq 0,5$  при  $e_0 > 2h_c$  (див. рис. 6), то

$$h_h = h_c + \frac{1}{3}(h_c - 2d_h) \left( \frac{e_0}{h_c} - 2 \right). \quad (8)$$

При цьому  $h_h$  має знаходитись у межах  $h_c \leq h_h \leq 1,4 h_c$

Глибина заглиблення двовіткових колон визначається з умови (9), м

$$h_h = 0,5 + 0,33h_{out}, \quad (9)$$

де  $h_{out}$  – відстань між зовнішніми гранями віток колони, м.

При  $h_h < 1,2$  м глибина заглиблення приймається 1,2 м.

Стакан під двовіткові колони з відстанню між зовнішніми гранями віток не більше 2400 мм виконується спільним під обидві вітки, а з відстанню більше 2400 мм – роздільно під кожен віток.

Крім того, величина заглиблення колон у стакан має задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

Глибина запуску робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу з бетону класу С12/15 становить  $30d$  для розтягнутої та  $18d$  – для стиснутої робочої арматури, для двовіткових колон тих же класів арматури та бетону, відповідно,  $35d$  та  $18d$ . Для робочої арматури класу А400С, для колон з бетону класу С16/20 прямокутного перерізу величина запуску приймається, відповідно,  $25d$  та  $15d$  для розтягнутої та стиснутої зон і  $30d$  та  $15d$  – для двовіткових колон. Тут  $d$  – діаметр робочої арматури.

Мінімальну товщину стінок неармованого стакана належить приймати не менше  $0,75$  висоти верхнього уступу (підколонника) або  $0,75$  глибини стакана і не менше 200 мм. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані в площині дії згинального моменту, має бути не менша  $0,2h_c$  при ексцентриситеті поздовжньої сили  $e_0 \leq 2h_c$  та  $0,3h_c$  при ексцентриситеті поздовжньої сили  $e_0 > 2h_c$ , а для двовіткових колон у тому й іншому випадках –  $0,2 h_{out}$ , але, у будь-якому разі, не менше 150 мм.



З'єднання монолітних фундаментів з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту (див. рис. 5).

Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту має бути для бетону класу С12/15 не менше:

- для арматури класу А400С – 35d;
  - для арматури класу А500С – 40d,
- тут d – діаметр робочої арматури.

Відстань від грані колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм.

Мінімальна висота фундаменту під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d мають бути замурувані у фундамент на величину  $l_0$ , яка дорівнює 25d (для анкерів з відгином) та 15d (для болтів з анкерною плитою).

Відмітка обрізу фундаментів під монолітні колони в будівлях без підвалу приймається -0,050 м, під збірні колони, відповідно, -0,150 м.

Відмітка обрізу фундаментів під металеві колони приймається -0,300 або -1,000 м, залежно від висоти бази колони.

Висоту уступів плитної частини рекомендується призначати такою, що дорівнює 300, 450 мм, а при великій висоті плитної частини – 600 мм.

Виліт нижнього уступу фундаменту при тискові на ґрунт  $p$  без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах до 350 кПа приймається на більше  $3h_{01}$ . При  $p > 350$  кПа виліт нижнього уступу приймається не більше  $2,5h_{01}$ . Тут  $h_{01}$  – робоча висота нижнього уступу.

Для залізобетонних фундаментів під збірні колони належить призначати бетон класів С12/15, під монолітні колони – відповідно до класу бетону колони.

Відстань від грані сталеві плити бази колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм.

Відстань від осі анкерного болта з відгином до грані підколонника має бути не менше 4d і не менше 150 мм при діаметрі анкерних болтів d до 48°мм і не менше 200 мм при  $d > 48$  мм. Для болтів з анкерною плитою відстань від грані анкерної плити до грані підколонника має бути не менше 70°мм.

### ***Конструювання стрічкових фундаментів мілкового закладання***

Ці фундаменти застосовуються як у монолітному, так і у збірному варіантах. При розрахунковій ширині фундаменту не більше 3,2 м застосовуються стрічкові фундаменти з фундаментних плит і фундаментних стінових блоків, які виготовляються у заводських умовах.

Фундаментні плити позначаються таким чином: ФЛ.в.1 – n т,  
де ФЛ – фундамент стрічковий (*ленточный* російською мовою),  
в – ширина плити в дм, яка дорівнює 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 24, 28 та 32°дм;

l – довжина плит у дм, яка дорівнює 8, 12 та 24 дм, при цьому для плит ФЛ.6 та ФЛ.8 довжина буває 12 та 24 дм. Усі інші плити шириною до 1,6 м мають довжину 8, 12, та 24 дм (з урахуванням товщини шва для розчину); при ширині 2,0 м і більше – довжину 8 та 12 дм;

n = 1, 2, 3, 4 – тип інтенсивності армування за каталогом;

т – важкий (*тяжёлый* російською мовою) бетон.

Наприклад ФЛ.8.12 – 2т, ФЛ.16.24 – 3т, ФЛ.32.8 – 1т.

Монолітні стрічкові фундаменти влаштовуються прямокутної форми висотою не менше 300 мм. Ширина монолітних стрічкових фундаментів приймається кратною 100 мм.

### ***Конструювання стовпчастих ростверків***

Розміри підосви ростверка в плані приймаються, виходячи з розміщення потрібної за розрахунком кількості паль з забезпеченням звисів не менше 100 мм.

Клас бетону для ростверків пальових фундаментів з важкого бетону приймається не нижче С12/15.

При замуруванні верхніх кінців паль в плиту ростверка на глибину 50°мм арматурні сітки плити ростверка вкладаються зверху на оголовки паль. При замуруванні верхніх кінців паль в плиту ростверка на більшу глибину стержні сіток, що потрапляють на палі, вирізаються, і сітки вкладаються з захисним шаром 50 мм. У випадку необхідності за розрахунком на заміну вирізаних стержнів по контуру паль укладаються додаткові місцеві сітки або окремі стержні, прив'язані до основних сіток.

Розміри ростверка під колону в плані приймаються кратними 300 мм, його конструктивна висота приймається за тими ж вимогами, які висуваються при проектуванні фундаментів мілкового закладання, при цьому при стаканному стикові колони з ростверком відстань від дна стакана до підосви ростверка призначається не менше 400 мм. Розміри ростверків по висоті приймаються кратними 150 мм.

З'єднання ростверка з палями може бути шарнірним або жорстким.

Жорстке з'єднання залізобетонних паль з монолітним залізобетонним ростверком передбачає заведення головки палі в ростверк на глибину, яка відповідає довжині анкерування арматури або заведення в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерування згідно з нормами на залізобетонні конструкції, але не менше 20 діаметрів арматури або 250 мм. В останньому випадку в головці попередньо напружених паль передбачається ненапружений арматурний каркас, що використовується в подальшому як анкерна арматура. Анкерування в ростверк паль, які працюють на висмикувальні навантаження, передбачається заведенням арматури паль в ростверк на глибину, визначену розрахунком на висмикування, але не менше 400 мм.

Приклад конструктивного рішення ростверка наведений на рис. 9.

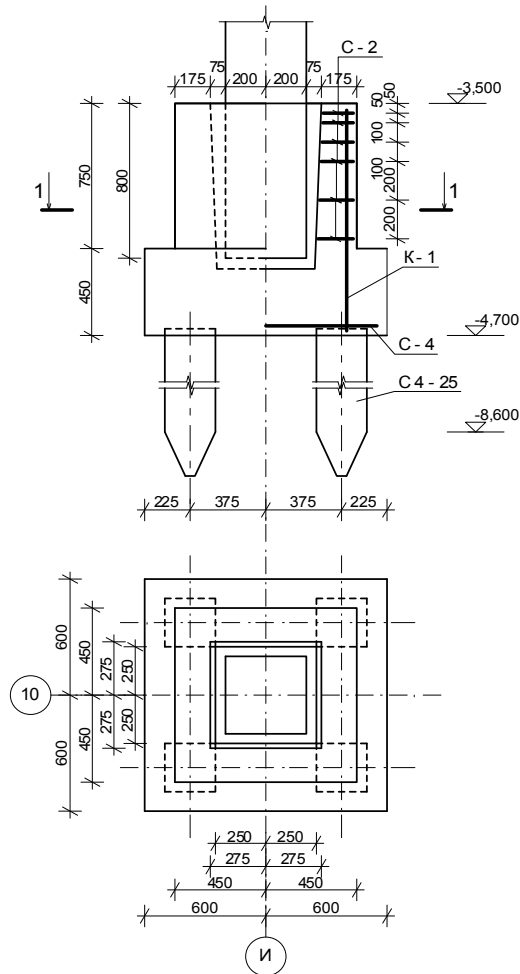


Рисунок 9 – Конструктивне рішення ростверка під збірну залізобетонну колону

### ***Конструювання стрічкових ростверків***

Ширину та висоту ростверків стрічкових фундаментів призначають не менше 400 мм [7]. Ширина стрічкового ростверка при розміщенні паль з поперечником розміром  $d$  в один ряд визначається за формулою (10)

$$b = d + 200, \quad (10)$$

де  $b$  – ширина стрічки.

Ширина стрічкового ростверка при багаторядному розміщенні паль визначається за формулою (11)

$$b = a(n - 1) + d + 2e, \quad (11)$$

де  $a$  – відстань між осями паль;

$n$  – число рядів паль;

$e$  – звис ростверка.

Приклади конструктивного рішення стрічкових ростверків наведені на рис. 10.

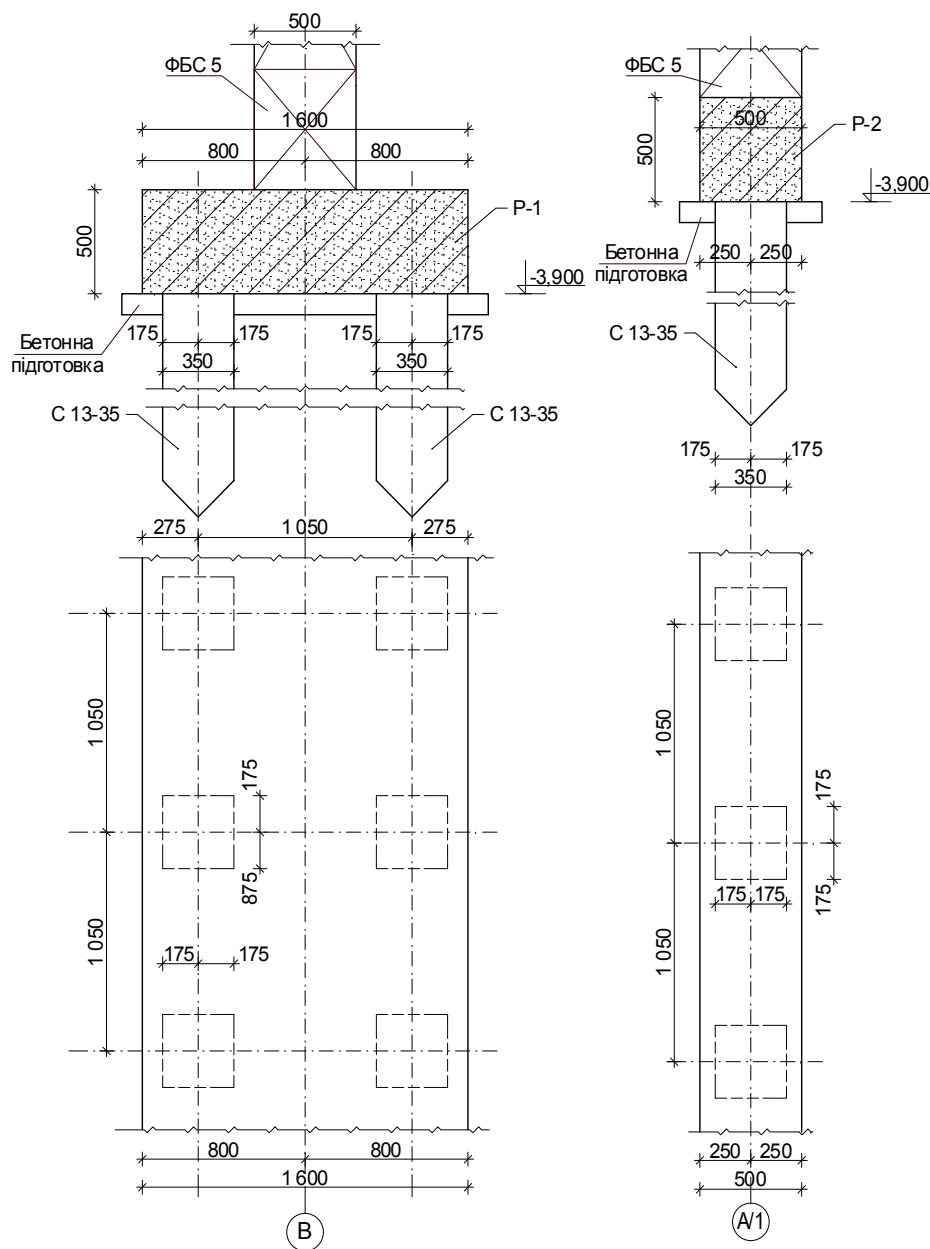


Рисунок 10 – Конструктивне рішення ростверків стрічкових фундаментів при однорядному і дворядному розміщенні паль

## 2. Визначення обсягів робіт з улаштування фундаментів

Для того, щоб з розглянутих варіантів фундаментів обрати найкращий, проводиться їх техніко-економічне порівняння з урахуванням витрат матеріалів і способу виробництва робіт.

Обсяг земляних робіт, що припадає на один стовпчастий фундамент, визначаємо в межах його вантажної площі. Обсяги робіт для заданого стрічкового фундаменту визначаємо на довільну, за довжиною, ділянку.

Земляні роботи виконуються або у вигляді котлована під всю будівлю глибиною до підшови фундаменту або ростверка з урахуванням бетонної підготовки товщиною 100 мм, або у вигляді траншеї під ряд фундаментів.

При порівнянні варіантів враховуються всі конструктивні елементи, що знаходяться нижче нульової позначки.

## Приклади розрахунку

### 1. Конструювання та визначення обсягів робіт з улаштування фундаменту під збірну залізобетонну колону

Конструювання підколонника виконується з умови забезпечення анкерування колони. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані в площині дії згинального моменту, має бути на менша  $0,2 h_c$  при ексцентриситеті поздовжньої сили  $e_0 \leq 2h_c$ . Приймаємо товщину стінок стакана не менше 175 мм. Розміри дна стакана

$$l_h \times b_h = (600+2 \times 50) \times (400+2 \times 50) = 700 \times 500 \text{ (мм);}$$

глибина стакана  $h_h = 800$  мм.

Висоту уступів плитної частини рекомендується [10] призначати такою, що дорівнює 300, 450 мм, а при великій висоті плитної частини – 600 мм.

Виліт нижнього уступу фундаменту при тискові на ґрунт  $p$  без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах до 350 кПа приймається не більше  $3h_{01}$ . Тут  $h_{01}$  – робоча висота нижнього уступу.

Відстань між палями в плані приймаємо не менше  $3d$ .

Передбачаємо виступи підколонника для спирання фундаментних балок. За таких умов конструктивне рішення фундаменту у трьох варіантах наведено на рисунках 11–13.

#### *Визначення обсягів робіт для улаштування фундаментів*

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування траншеї під ряд колон до рівня підшови фундаменту.

Глибину траншеї приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки.

Для суглинків при глибині котлована до 3 м відношення висоти укосу до його закладання 1:0,5 (згідно з нормами на виконання земляних робіт).

Поперечний переріз траншеї і конструктивне рішення варіантів фундаментів наведені на рисунку 14.

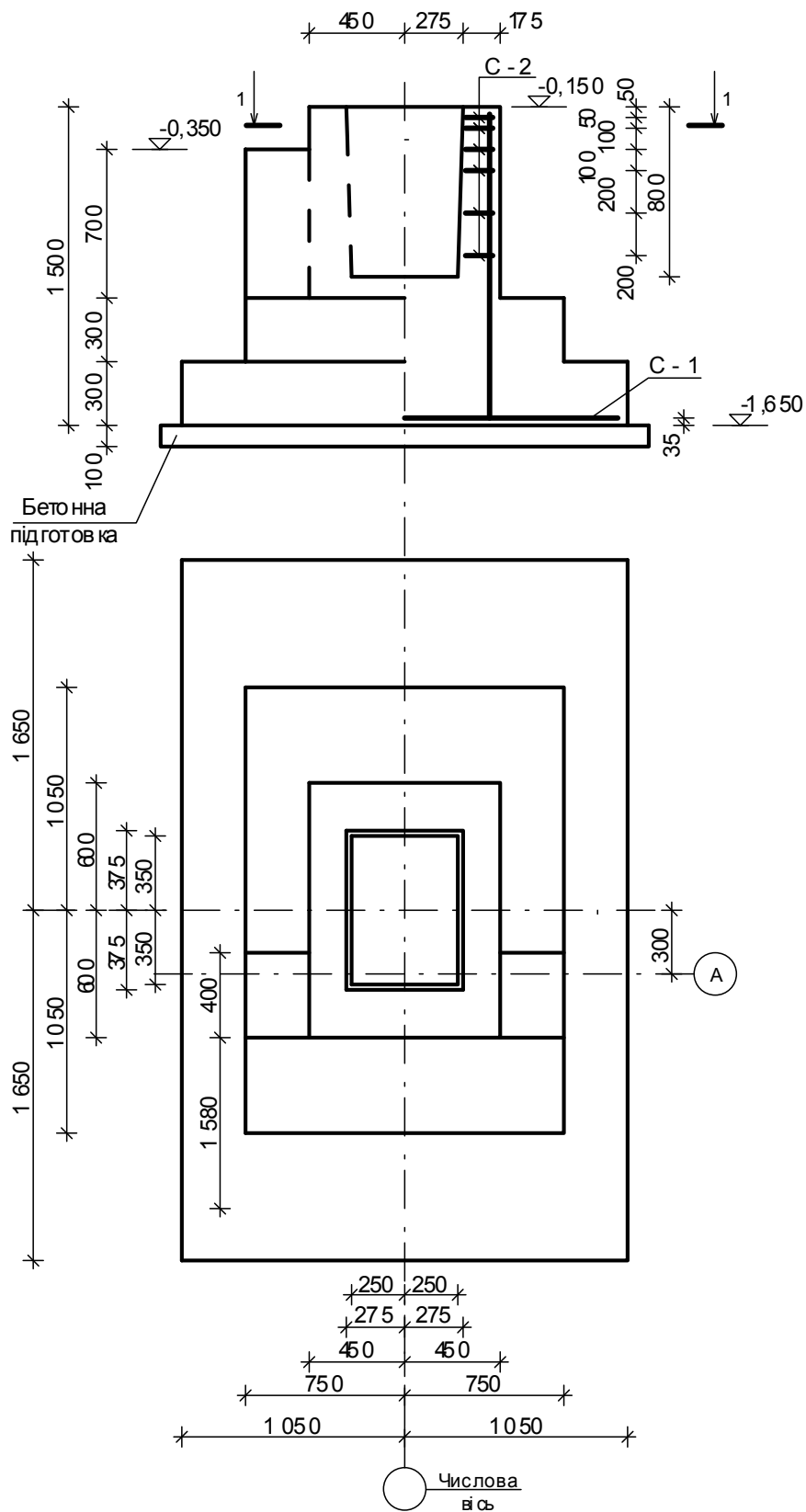


Рисунок 11 – Конструктивне рішення фундаменту мілкового закладання під колону

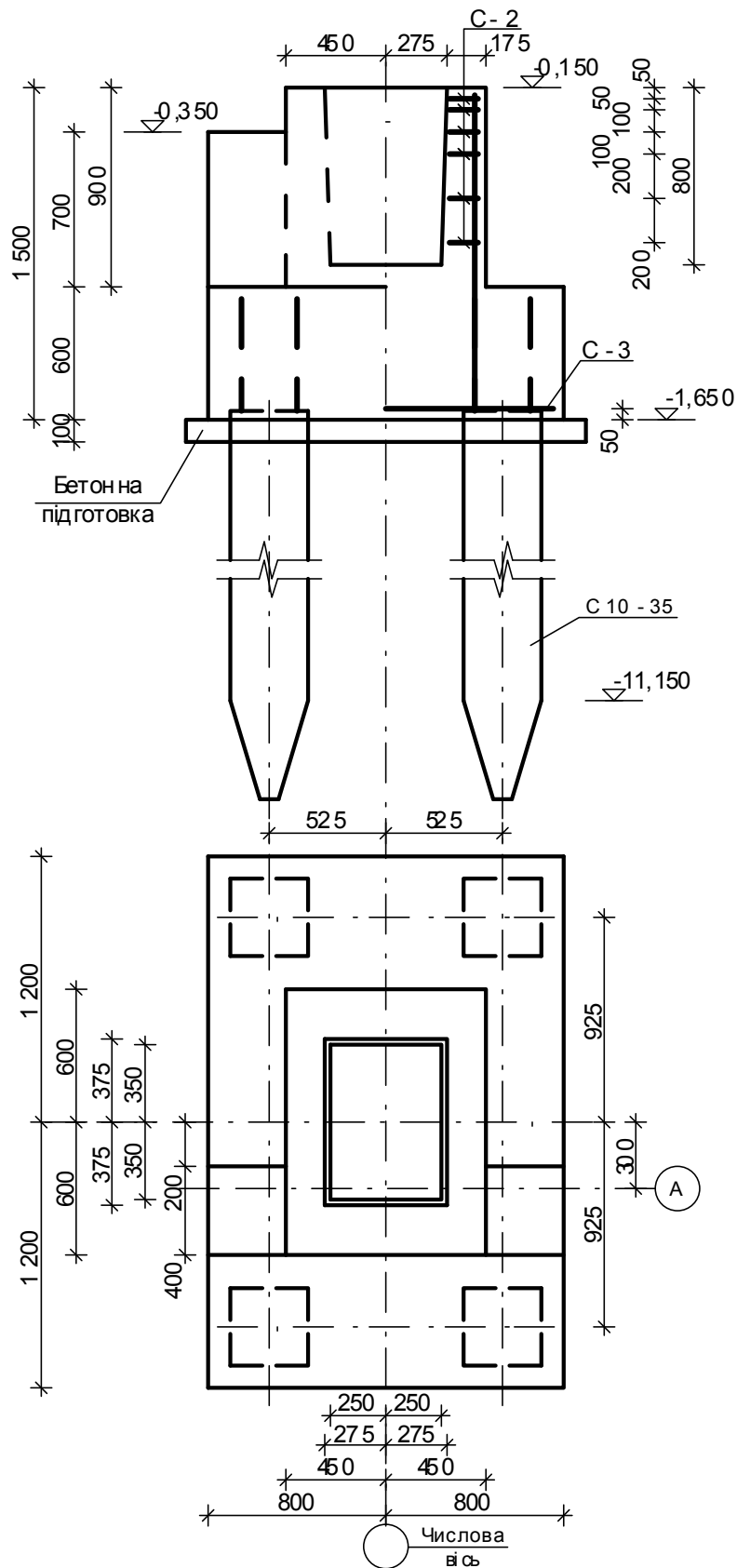


Рисунок 12 – Конструктивне рішення пальового фундаменту з забивних паль під колону

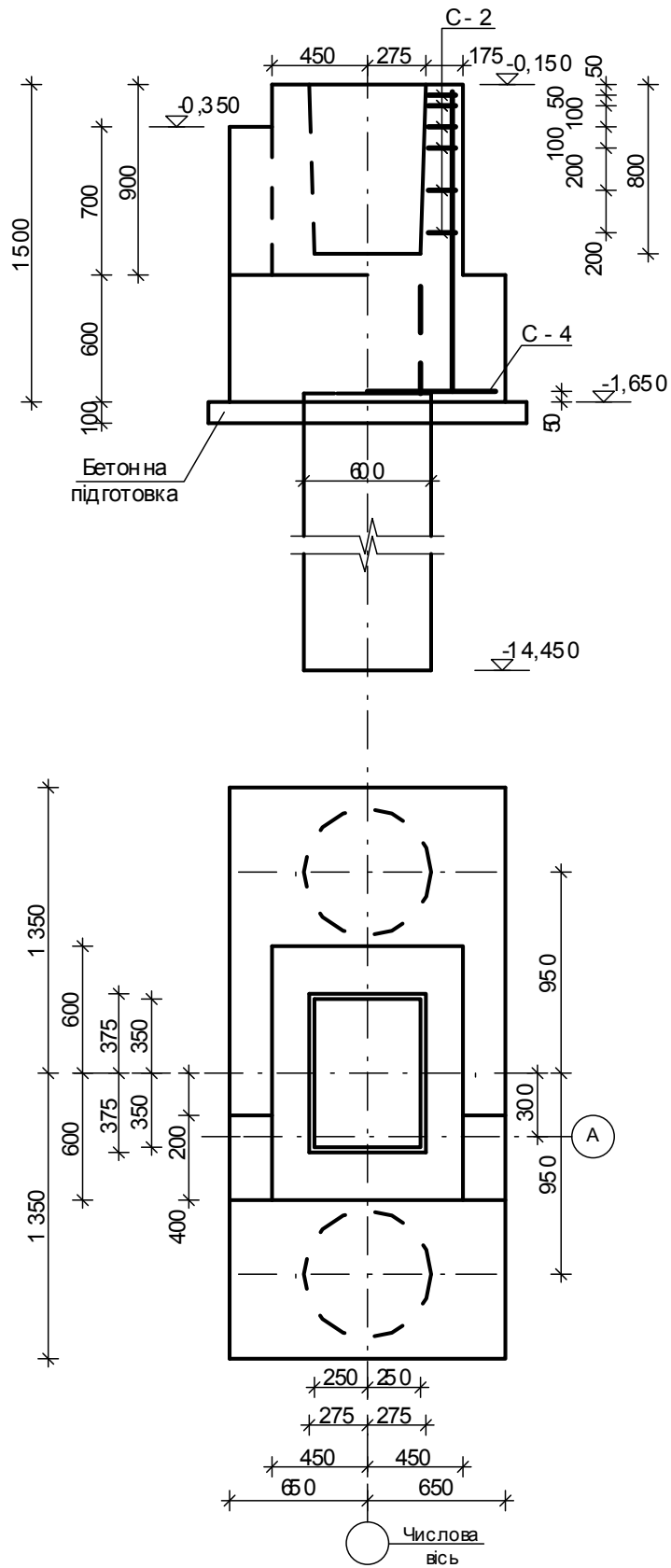


Рисунок 13 – Конструктивне рішення пального фундаменту з бурових паль під колону



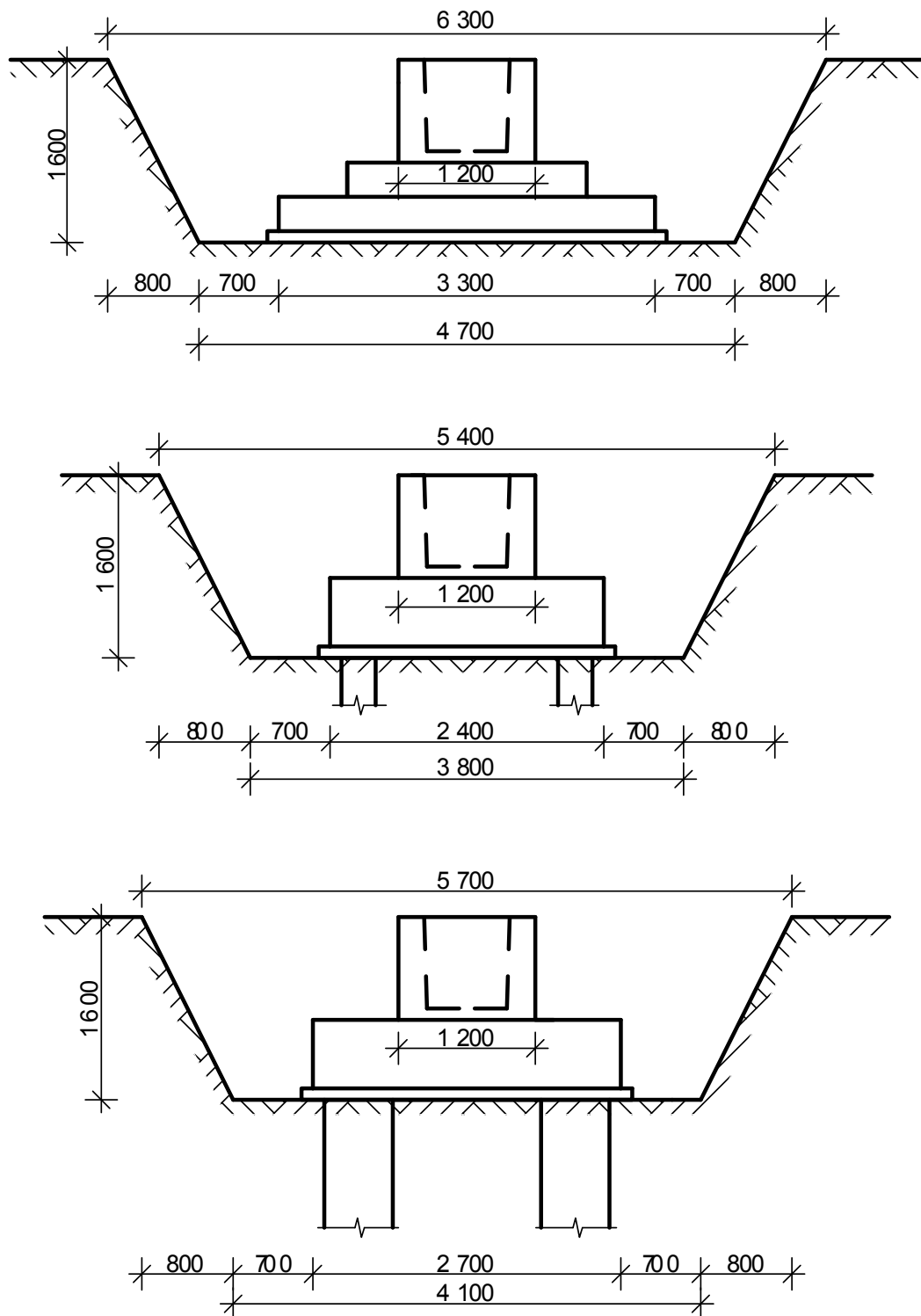


Рисунок 14 – Конструктивне рішення варіантів фундаментів і поперечний переріз траншеї

Під монолітні фундаменти передбачаємо бетонну підготовку.

У таблиці 4 наведені обсяги основних робіт на один фундамент. Довжину траншеї під один фундамент приймаємо такою, що дорівнює кроку колон.

Таблиця 4 – Обсяги основних робіт на один фундамент

Найменування роботи	Одиниця вимір.	Формула підрахунку	Кількість
1. Фундамент мілкового закладання			
Відкопування траншеї	1000 м <sup>3</sup>	$V_3=(4,7+6,3) \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 6,0=52,89 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0529
Улаштування бетонної підготовки	м <sup>3</sup>	$V_{б.п.}=(2,1+0,2)(3,3+0,2)0,1=0,805 \text{ (м}^3\text{)}$	0,805
Улаштування монолітного залізобетонного фундаменту з бетону класу С12/15	м <sup>3</sup>	$V_6=2,1 \cdot 3,3 \cdot 0,3+1,5 \cdot 2,1 \cdot 0,3+1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 - 0,333 \cdot 0,8 \cdot (0,7 \cdot 0,5+0,75 \cdot 0,55)+\sqrt{0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 0,55}=3,996-0,304=3,692 \text{ (м}^3\text{)}$	3,692
Кількість арматури	кг	$G_a=V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 3,692 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 202 \text{ (кг)}$	202
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.}=V_3-V_6-V_{б.п.}=2,89-3,692-0,805=48,4 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0484
Ущільнення ґрунту у пазах котлована	100 м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.}=V_{зас.}=48,4 \text{ м}^3$	0,484
2. Фундамент із забивних паль			
Відкопування траншеї	1000м <sup>3</sup>	$V_3=(3,8+5,4) \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 6,0 = 44,16 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0442
Занурення паль С10-35	м <sup>3</sup>	$0,35^2 \cdot 10 \cdot 4 = 4,9 \text{ (м}^3\text{)}$	4,9
Кількість паль	п.м	$10 \times 4 = 40 \text{ п.м}$	40
Улаштування бетонної підготовки	м <sup>3</sup>	$(1,6+0,2)(2,4+0,2)0,1 = 0,468 \text{ (м}^3\text{)}$	0,468
Улаштування монолітного залізобетонного ростверка	м <sup>3</sup>	$V_6=1,6 \cdot 2,4 \cdot 0,6+1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 - V_{стак} = 3,276 - 0,304 = 2,972 \text{ (м}^3\text{)}$	2,972
Кількість арматури ростверка	кг	$G_a = V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 2,972 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 163 \text{ (кг)}$	163
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} = 44,16 - 2,972 - 0,468 = 40,72 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0407
Ущільнення ґрунту у пазах котлована	100м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 40,72 \text{ м}^3$	0,407
3. Фундамент з бурових паль			
Відкопування траншеї	1000 м <sup>3</sup>	$V_3 = 0,5(4,1+5,7)1,6 \cdot 6,0 = 47,0 \text{ (м}^3\text{)}$	0,047
Улаштування бурових паль Ø600 мм під захистом обсадної труби	м <sup>3</sup>	$0,25 \cdot \pi \cdot 0,6^2 \cdot 20 \cdot 2 = 11,3 \text{ (м}^3\text{)}$	11,3
Улаштування бетонної підготовки	м <sup>3</sup>	$(1,3+0,2)(2,7+0,2) \cdot 0,1 = 0,435 \text{ (м}^3\text{)}$	0,435
Улаштування монолітного залізобетонного ростверка	м <sup>3</sup>	$V_6 = 1,3 \cdot 2,7 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 - 0,304 = 2,774 \text{ (м}^3\text{)}$	2,774
Кількість арматури ростверка класу А240С	кг	$G_a = V_6 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 2,774 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 152 \text{ (кг)}$	152
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} = 47,0 - 2,774 - 0,435 = 43,8 \text{ (м}^3\text{)}$	0,0438
Ущільнення ґрунту у пазах котлована	100 м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 43,8 \text{ м}^3$	0,438

### 3. Конструювання та визначення обсягів робіт з улаштування фундаменту під стіну

Конструктивне рішення фундаменту під зовнішню стіну у трьох варіантах наведено на рис. 15–17.

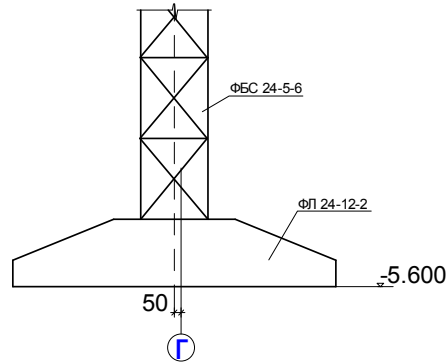


Рисунок 15 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті мілкого закладання

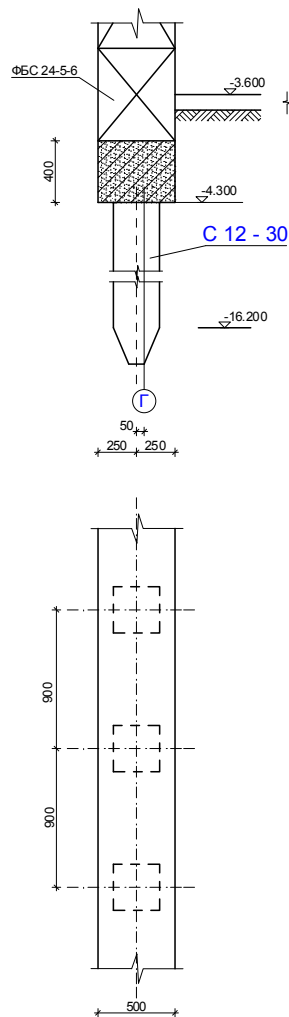


Рисунок 16 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті з забивних паль

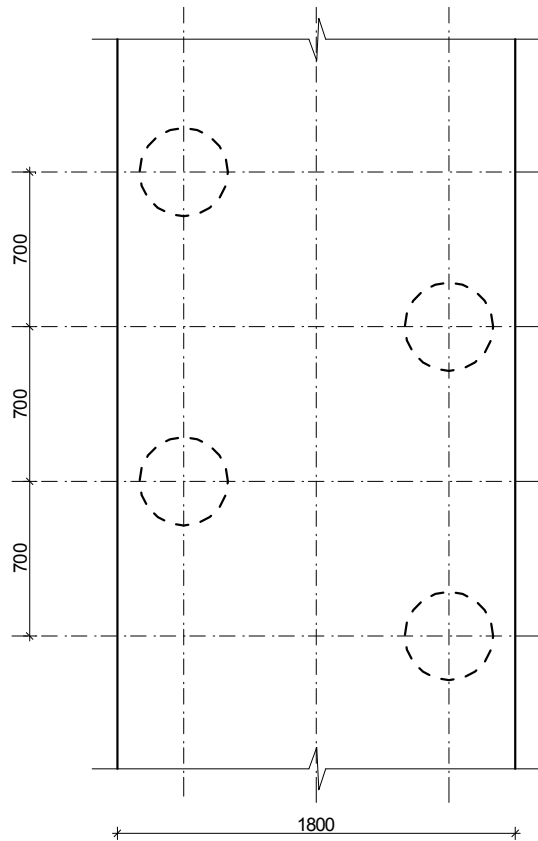
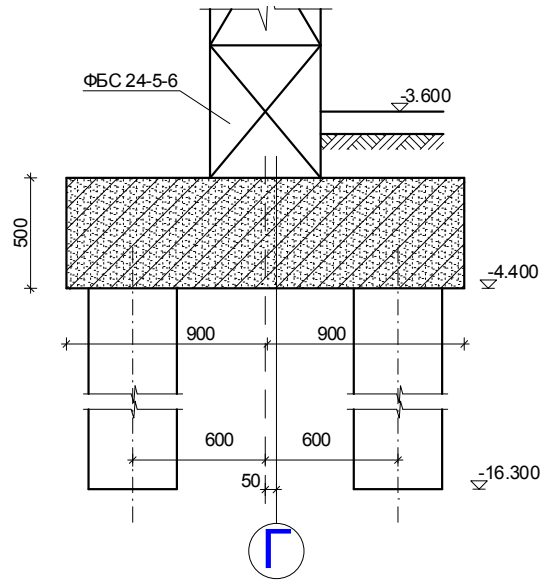


Рисунок 17 – Конструктивне рішення фундаменту у варіанті з бурових паль діаметром 400 мм

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування котлована до рівня підшви фундаменту. Глибину котлована приймаємо на 0,1 м більшу глибини закладання з метою улаштування бетонної підготовки.

Для пісків при глибині котлована більшій 5 м відношення висоти укосу до його закладання 1:1 (згідно з нормами на виконання земляних робіт).

Потрібні збірні залізобетонні вироби:

1. Плити фундаментні ФЛ.24.12-2.

Марка бетону 150, маса 2,845 т, об'єм 1,138 м<sup>3</sup>, витрати сталі, приведені до класу А240С, складають 31,11+4,6 = 35,71 кг.

2. Блоки фундаментні стінові ФБС24-5-6, маса 1,63 т, об'єм 0,679 м<sup>3</sup>.

Поперечний переріз котлована і конструктивне рішення варіантів фундаментів до нульової позначки наведені на рисунку 18.

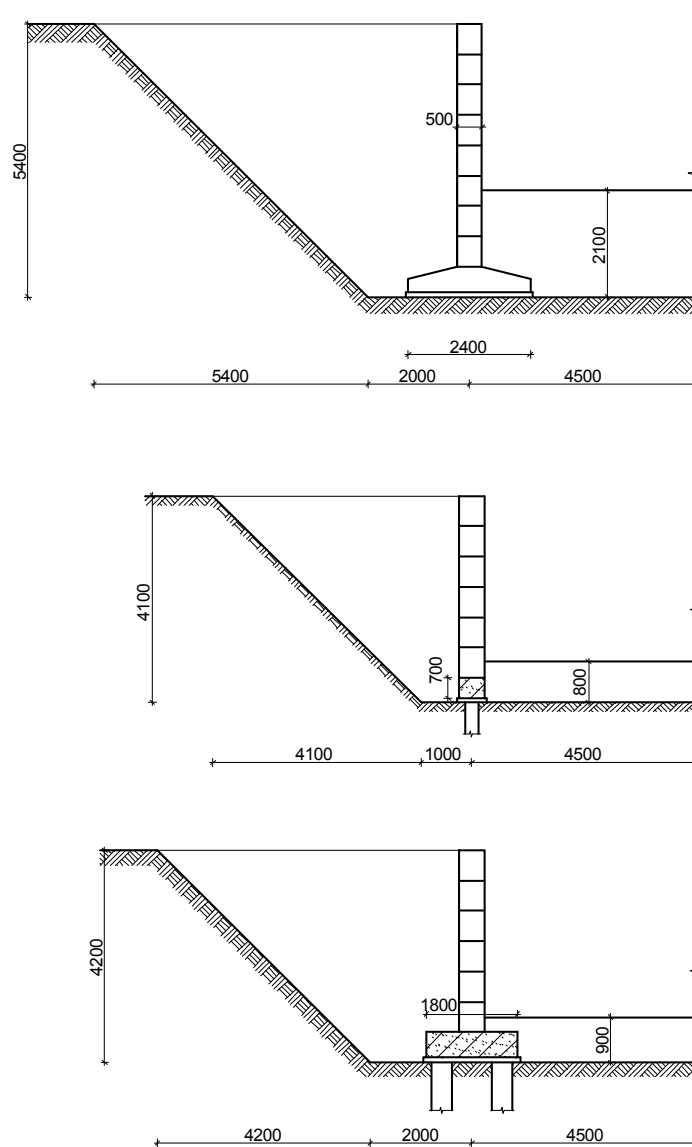


Рисунок 18 – Конструктивне рішення варіантів фундаментів і поперечний переріз котлована

Обсяги робіт визначаємо для ділянки фундаменту довжиною 6,0 м.

Під збірні фундаментні плити передбачаємо піщану підготовку, під монолітні ростверки – бетонну підготовку.

У таблиці 5 наведені обсяги основних робіт на 6 м довжини фундаменту.

Таблиця 5 – Обсяги основних робіт на 6 м довжини фундаменту

Найменування роботи	Од.вимір	Формула підрахунку	Кількість
<b>1. Фундамент мілкового закладання</b>			
Відкопування котлована	1000 м <sup>3</sup>	$V_3 = 0,5(6,5+11,9)5,4 \cdot 6,0 = 298,1 \text{ (м}^3\text{)}$	0,298
Улаштування піщаної підготовки	м <sup>3</sup>	$V_{б.п.} = (2,4+0,2) \cdot 6,0 \cdot 0,1 = 1,56 \text{ (м}^3\text{)}$	1,56
Укладання блоків і плит фундаменту	шт.	$n = 6,0/1,2 + (6,0/2,4) \cdot 8 = 5,0 + 20,0 = 25,0 \text{ (шт.)}$	25,0
Кількість блоків і плит фундаменту	м <sup>3</sup>	$V_6 = 1,138 \cdot 5,0 + 0,679 \cdot 20,0 = 5,69 + 13,58 = 19,27 \text{ (м}^3\text{)}$	19,27
Кількість арматури, приведеної до класу А-І (з урахуванням петель)	кг	$G_a = (31,11 + 4,6) \cdot 5 = 35,71 \cdot 5 = 178,55 \text{ (кг)}$	179
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} - V_{підв.} = 298,1 - (5,69 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,0) - 15,6 \cdot 0,1 - 3,3 \cdot 4,25 \cdot 6,0 = 202,2 \text{ (м}^3\text{)}$	0,202
Ущільнення ґрунту у пазухах траншеї	100 м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 202,2 \text{ м}^3$	2,022
<b>2. Фундамент з забивних паль</b>			
Відкопування котлована	1000 м <sup>3</sup>	$V_3 = 0,5(5,5+9,7)4,1 \cdot 6,0 = 187,0 \text{ (м}^3\text{)}$	0,187
Ванурення паль С12-30	м <sup>3</sup>	$0,3^2 \cdot 12 \cdot (6,0/0,9) = 7,2 \text{ (м}^3\text{)}$	7,2
Кількість паль	п.м	$12 \cdot (6,0/0,9) = 80 \text{ (п.м)}$	80
Улаштування бетонної підготовки	м <sup>3</sup>	$(0,5 + 0,2) \cdot 6,0 \cdot 0,1 = 0,42 \text{ (м}^3\text{)}$	0,42
Улаштування монолітного з/б стрічкового ростверка	м <sup>3</sup>	$V_6 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 6,0 = 1,2 \text{ (м}^3\text{)}$	1,2
Кількість арматури ростверка класу А240С	кг	$G_a = V_6 \cdot 0,01 \cdot 7850 = 1,2 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 66,0 \text{ (кг)}$	66
Укладання блоків фундаменту	шт.	$N = (6,0/2,4) \cdot 6 = 15 \text{ (шт.)}$	15
Кількість блоків фундаменту	м <sup>3</sup>	$V_6 = 0,679 \cdot 15 = 10,2 \text{ (м}^3\text{)}$	10,2
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} - V_{підв.} = 187,0 - 1,2 - 0,5 \cdot 0,3 \cdot 6,0 - 4,2 \cdot 0,1 - 4,25 \cdot 3,3 \cdot 6,0 = 100,33 \text{ (м}^3\text{)}$	0,1003
Ущільнення ґрунту у пазухах траншеї	100 м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 100,3 \text{ (м}^3\text{)}$	1,003
<b>3. Фундамент з бурових паль</b>			
Відкопування котлована	1000 м <sup>3</sup>	$V_3 = 0,5(6,5+10,7)4,2 \cdot 6,0 = 216,7 \text{ (м}^3\text{)}$	0,217
Влаштування паль Ø400 мм довжиною 12 м	м <sup>3</sup>	$0,25 \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 12 \cdot (6,0/0,7) = 12,9 \text{ (м}^3\text{)}$	12,9
Улаштування бетонної підготовки	100 м <sup>2</sup>	$(1,8+0,2) \cdot 6,0 = 12,0 \text{ (м}^2\text{)}$	0,12
Улаштування монолітного залізобетонного ростверка	м <sup>3</sup>	$V_6 = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 6,0 = 5,4 \text{ (м}^3\text{)}$	5,4
Кількість арматури ростверка класу А240С	кг	$G_a = V_6 \cdot 0,01 \cdot 7850 = 5,4 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 287,0 \text{ (кг)}$	297
Укладання блоків фундаменту	шт.	$n = (6,0/2,4) \cdot 6 = 15 \text{ (шт.)}$	15
Кількість блоків фундаменту	м <sup>3</sup>	$V_6 = 0,679 \cdot 15 = 10,2 \text{ (м}^3\text{)}$	10,2
Зворотне засипання ґрунту	1000 м <sup>3</sup>	$V_{зас.} = V_3 - V_6 - V_{б.п.} - V_{підв.} = 216,7 - 5,4 - 0,5 \cdot 0,3 \cdot 6,0 - 12,0 \cdot 0,1 - 4,25 \cdot 3,3 \cdot 6,0 = 125,1 \text{ (м}^3\text{)}$	0,125
Ущільнення ґрунту у пазухах траншеї	100 м <sup>3</sup>	$V_{ущіл.} = V_{зас.} = 125,1 \text{ м}^3$	1,251

### ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3

**Тема:** визначення можливих напружених зон при просіданні основи

**Мета роботи:** визначити групу складності ґрунтових умов за просадочністю та зони виникнення просідань в межах просадної товщі при інтенсивному змочуванні зверху.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблицях 6 і 7.

Таблиця 6 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкого закладання на просідаючих ґрунтах

Варіант завдання	Глибина закладання фундаменту, м	Тиск по підшві, кПа	Розміри підшви (для стрічкових фундаментів, ширина b), м	Розміри котлована, м	№ варіанта ґрунтових умов за табл. 7
1	2,4	270	b = 2,4	10×14	1
2	2,1	310	3,4×3,6	12×17	2
3	1,5	320	2,1×2,4	10×18	3
4	1,5	300	b = 1,6	12×22	4
5	2,3	210	1,8×2,4	14×34	5
6	3,0	280	2,1×2,7	3×27	6
7	2,5	240	3,3×3,6	5×42	7
8	1,5	240	b = 3,2	11×34	8
9	2,0	270	b = 1,2	10×18	9
10	2,0	240	b = 2,8	13×42	10
11	1,8	310	1,8×2,7	4×31	11
12	1,8	270	b = 2,8	13×24	12
13	1,5	200	2,7×2,7	15×48	13
14	1,7	345	1,5×1,5	10×24	14
15	1,5	260	b = 0,9	12×60	15
16	1,8	300	b = 0,8	14×14	16
17	1,6	280	b = 1,0	10×32	17
18	1,7	230	b = 1,4	9×22	18
19	2,3	200	b = 2,0	13×32	19
20	1,9	290	1,8×1,8	10×10	20
21	1,8	200	b = 2,4	15×15	21
22	2,7	270	2,4×2,7	15×48	22
23	1,7	220	b = 1,8	10×50	23
24	3,0	250	b = 2,2	11×15	24
25	2,8	210	b = 3,0	12×12	25
26	2,8	260	2,7×2,7	11×35	26
27	3,2	290	b = 3,4	14×14	27
28	1,8	250	b = 2,8	13×24	28
29	1,2	230	2,1×2,1	14×25	29
30	1,5	190	b = 1,6	10×32	30
31	1,9	220	1,8×2,4	11×35	31
32	1,2	240	b = 1,6	13×24	32

Таблиця 7 – Інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків

<b>Варіант 1</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Супісок непросідаючий	1-4	26,9	17,2	0,22	-	-	-	-			
<b>Суглинок лесовий, макропористий, туго пластичний</b>	4,5	26,8	16,8	0,20	88	0,008	0,013	0,039			
	5,5	26,9	16,7	0,19	100	0,005	0,034	0,087			
	6,5	26,9	16,7	0,19	115	0,007	0,032	0,052			
	7,5	26,8	16,6	0,20	160	0,003	0,015	0,046			
	8,5	26,9	16,6	0,20	168	0,005	0,019	0,045			
9,5	26,8	16,7	0,20	175	0,009	0,019	0,040				
<b>Варіант 2</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						50	100	150	200	250	300
Суглинок жовто-бурий рослинними домішками, просідаючий	0–1,4	26,8	16,8	0,24	100	-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтий з карбонатними включеннями, просідаючий	2,0–2,2	26,8	17,4	0,18	160	0,001	0,003	0,008	0,023	0,046	0,067
	3,0–3,2	26,8	17,3	0,18	200	0,002	0,002	0,004	0,009	0,015	0,020
	4,0–4,2	26,9	17,4	0,19	200	0,001	0,001	0,005	0,011	0,016	0,026
	5,0–5,2	26,9	17,5	0,19	250	0,001	0,002	0,002	0,004	0,010	0,017
<b>Варіант 3</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Суглинок лесоподібний, твердий	1,5	26,8	16,8	0,19	100	0,015	0,028	0,055			
	2,5	26,8	16,7	0,19	50	0,012	0,024	0,036			
	3,5	26,8	16,8	0,18	70	0,010	0,037	0,041			
	4,5	26,8	16,8	0,18	83	0,015	0,027	0,032			
	5,5	26,7	16,7	0,21	80	0,013	0,021	0,029			
	6,5	26,8	16,7	0,20	100	0,008	0,015	0,020			
	7,5	26,8	16,8	0,20	120	0,015	0,022	0,025			
	8,5	26,8	16,8	0,19	150	0,008	0,017	0,023			
<b>Варіант 4</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Суглинок лесоподібний, макропористий	2,0	26,7	16,5	0,21	63	0,016	0,022	0,028			
	4,0	26,8	16,4	0,20	100	0,016	0,026	0,030			
	6,0	26,7	16,5	0,20	95	0,018	0,023	0,030			
	8,0	26,7	16,5	0,20	87	0,017	0,025	0,032			
	10,0	26,7	16,5	0,19	195	0,013	0,018	0,025			
	12,0	26,8	16,6	0,19	230	0,010	0,012	0,017			



Продовження таблиці 7

<b>Варіант 5</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Супісок непросідаючий	1-4	26,9	18,1	0,21	-	-	-	-			
Суглинок, макропористий	5,0	26,9	16,6	0,20	30	0,025	0,031	0,045			
	6,0	26,9	16,5	0,20	53	0,021	0,028	0,041			
	7,0	26,9	16,6	0,19	110	0,012	0,018	0,033			
	8,0	26,9	16,6	0,19	137	0,013	0,015	0,028			
	9,0	26,8	16,5	0,19	167	0,011	0,015	0,025			
<b>Варіант 6</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Суглинок непросідаючий	1-5	26,8	17,2	0,27	-	-	-	-			
Суглинок, макропористий	5,5	26,9	16,1	0,21	100	0,010	0,059	0,072			
	6,5	26,9	15,9	0,20	50	0,024	0,046	0,068			
	7,5	26,9	16,0	0,19	69	0,020	0,046	0,062			
	8,5	26,9	15,9	0,19	68	0,023	0,051	0,075			
	9,5	26,9	16,0	0,19	72	0,024	0,038	0,053			
	10,5	26,9	16,0	0,20	75	0,022	0,040	0,061			
<b>Варіант 7</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						50	100	150	200	250	300
Суглинок твердий, жовто-бурий з рослинними домішками непросідаючий	0-1,5	26,8	16,8	0,18	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтий, сіро-жовтий, твердий просідаючий	2,0	26,8	17,3	0,15	170	0,002	0,006	0,008	0,012	0,018	0,025
	3,0	26,8	17,5	0,14	120	0,004	0,008	0,013	0,017	0,024	0,031
	4,0	26,9	17,6	0,17	250	0,001	0,002	0,004	0,006	0,010	0,014
	5,0	26,8	17,2	0,21	220	0,002	0,003	0,005	0,009	0,012	0,018
<b>Варіант 8</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа				
							100	200	300		
Супісок Напівтвердий	2,0	26,8	13,4	16,4	0,22	70	0,027	0,055	0,050		
	3,0	26,8		16,2	0,21	80	0,022	0,048	0,051		
Супісок напівтвердий, карбонатний,	4,0	26,8	15,2	17,7	0,16	160	0,004	0,018	0,029		
	5,0	26,8		17,6	0,15	140	0,006	0,020	0,023		
	6,0	26,8		16,4	0,15	140	0,006	0,021	0,025		

Продовження таблиці 7

<b>Варіант 9</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа				
							100	200	300		
Суглинок напівтвердий	2,5	26,8	14,3	17,3	0,21	100	0,011	0,033	0,071		
Супісок напівтвердий, лесоподібний	3,5	26,8	14,9	17,6	0,18	150	0,004	0,021	0,040		
	4,5	26,8		17,5	0,18	150	0,005	0,018	0,034		
	5,5	26,8		17,4	0,17	150	0,005	0,015	0,027		
<b>Варіант 10</b>											
Вид ґрунту	Гли- бина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						50	100	150	200	250	300
Суглинок жовто-бурий, гумусова ний	1,0-1,6	26,8	16,9	0,21		-	-	-	-	-	-
Суглинок, сіро-жовтий, напівтвердий, з карбонатами	2,0-2,3	26,8	18,2	0,21	130	0,003	0,004	0,012	0,023	0,029	0,037
	3,0-3,3	26,8	18,1	0,20	230	0,001	0,001	0,002	0,005	0,013	0,017
	4,0-4,3	26,8	18,3	0,21	220	0,001	0,001	0,003	0,006	0,015	0,022
	5,0-5,3	26,9	18,2	0,22	220	0,003	0,004	0,006	0,008	0,012	0,018
<b>Варіант 11</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Суглинок Напівтвердий	2,0	26,8	16,9	0,21	160	0,005	0,031	0,042			
Суглинок напівтвердий, жовто-сірий	3,0	26,8	17,5	0,20	190	0,004	0,011	0,019			
	4,0	26,8	17,4	0,19	190	0,005	0,013	0,020			
	5,0	26,8	17,5	0,18	190	0,005	0,012	0,021			
<b>Варіант 12</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						100	200	300			
Суглинок напівтвердий	1,8	26,9	17,9	0,20	150	0,005	0,015	0,016			
Суглинок напівтвердий, темно-жовтий	2,8	26,8	17,0	0,20	120	0,005	0,021	0,035			
	4,1	26,8	17,0	0,19	110	0,008	0,030	0,035			
	5,2	26,8	17,1	0,19	200	0,005	0,010	0,022			
	6,1	26,8	17,0	0,20	250	0,005	0,007	0,012			
	7,1	26,8	17,1	0,20	230	0,003	0,005	0,013			
<b>Варіант 13</b>											
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
						50	100	150			
Рослинний шар	0-1,6	26,9	17,4	0,21	-	Непросадковий					
Суглинок твердий з карбонатами, жовтий і жовто-сірий	2,5	26,8	17,1	0,16	200	0,003	0,009	0,031			
	3,3	26,8	17,0	0,16	200	0,004	0,010	0,032			
	4,3	26,8	17,1	0,16	200	0,003	0,009	0,030			
	5,3	26,8	17,1	0,16	270	0,002	0,005	0,013			

Продовження таблиці 7

<b>Варіант 14</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
							50	100	150	200	250	300
Рослинний шар	0,7	26,9		17,5	0,23		-	-	-	-	-	-
Суглинок, тугопластичний, сильно гумусований, просідючий	0,7-1,8	26,8	14,3	17,7	0,24	90	0,005	0,013	0,019	0,025	0,029	0,030
	4,0-4,5	26,8	14,8	17,5	0,18	150	0,003	0,005	0,010	0,015	0,022	0,031
Суглинок твердий, жовтий, просідючий	5,0-5,5	26,8	14,1	17,6	0,25	270	0,004	0,004	0,004	0,006	0,008	0,014
<b>Варіант 15</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
							100	200	300			
Суглинок напівтвердий	1,7	26,8	13,9	16,9	0,22	70	0,033	0,035	0,041			
	2,5	26,8		16,5	0,20	80	0,020	0,022	0,031			
Суглинок твердий, жовтий, карбонатний	3,2	26,8	14,9	17,7	0,19	150	0,005	0,014	0,033			
	4,0	26,8		17,3	0,18	150	0,003	0,017	0,037			
	5,0	26,8		17,6	0,20	150	0,005	0,016	0,030			
	6,0	26,8		17,2	0,18	150	0,005	0,014	0,033			
<b>Варіант 16</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа						
						100	200	300				
Суглинок напівтвердий	1,5	27,0	16,7	0,20	120	0,007	0,027	0,033				
Суглинок твердий, карбонатний	2,0	27,1	17,0	0,19	200	0,005	0,011	0,023				
	3,0	27,1	16,9	0,19	120	0,008	0,017	0,028				
	4,0	27,0	16,9	0,19	160	0,008	0,017	0,033				
	5,0	27,0	17,0	0,18	150	0,005	0,016	0,028				
	6,0	27,0	16,8	0,18	180	0,005	0,011	0,021				
<b>Варіант 17</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа						
						100	200	300				
Суглинок напівтвердий, гумусований, бурий	1,2	26,8	17,6	0,22	150	0,005	0,025	0,022				
Суглинок твердий, з лінзами піску, жовтий	2,2	26,8	17,3	0,17	170	0,006	0,013	0,028				
	3,0	26,8	17,3	0,17	190	0,006	0,012	0,020				
	4,2	26,8	17,2	0,16	100	0,010	0,013	0,028				
	5,2	26,8	17,3	0,17	170	0,006	0,015	0,030				
	6,2	26,8	17,4	0,16	220	0,005	0,007	0,015				

## Продовження таблиці 7

<b>Варіант 18</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа			
						50	100	150	
Суглинок напівтвердий, з ходами землероїв, гу- мусований жовто-бурий	1,4	26,8	17,1	0,23	120	0,005	0,028	0,032	
Суглинок тугопластичний, жовтий, сіро-жовтий	2,1	26,8	17,5	0,22	150	0,004	0,017	0,038	
	3,1	26,8	17,4	0,22	170	0,007	0,013	0,031	
	4,0	26,8	17,4	0,22	220	0,001	0,007	0,017	
<b>Варіант 19</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа			
						100	200	300	
Суглинок твердий, жов- то-бурий гумусований, з домішками решток рос- лин	2,0	26,8	17,3	0,19	80	0,015	0,025	0,031	
Суглинок напівтвердий карбонатний, жовтий, лесоподібний	3,0	26,8	17,9	0,16	140	0,003	0,017	0,030	
	4,0	26,8	17,8	0,17	170	0,006	0,015	0,025	
	5,0	26,8	17,8	0,17	140	0,005	0,013	0,020	
<b>Варіант 20</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа			
						100	200	300	
Суглинок жовто-бурий	2,0	26,8	17,0	0,15	140	0,008	0,015	0,023	
Суглинок жовтий, лесоподібний	3,0	26,6	16,5	0,18	110	0,009	0,025	0,037	
	4,0	26,6	16,6	0,18	100	0,010	0,028	0,035	
Лес	5,0	26,5	15,7	0,18	90	0,012	0,040	0,063	
	6,0	26,5	15,8	0,18	90	0,013	0,036	0,060	
	7,0	26,5	15,9	0,18	100	0,010	0,030	0,045	
	8,0	26,5	15,8	0,19	140	0,008	0,028	0,039	
<b>Варіант 21</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
							100	200	300
Суглинок напівт- вердий	2,0	26,8	18,2		0,11	88	0,012	0,024	0,039
	3,0	26,8	17,2	15,5	0,11	142	0,005	0,015	0,022
Суглинок напівт- вердий, карбона- тний	4,0	26,8	17,2		0,12	150	0,004	0,013	0,020
	5,0	26,8	17,3		0,15	178	0,003	0,012	0,018
	6,0	26,8	17,4		0,15	186	0,004	0,011	0,021

Продовження таблиці 7

<b>Варіант 22</b>								
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Суглинок лесоподібний	2,5	26,8	17,5	0,16	120	0,008	0,020	0,033
	3,5	26,8	17,4	0,16	110	0,009	0,022	0,035
Лес світло-жовтий	4,5	26,5	16,8	0,14	100	0,010	0,045	0,063
	5,5	26,5	16,9	0,15	110	0,008	0,041	0,060
	6,5	26,5	16,9	0,15	120	0,008	0,036	0,053
<b>Варіант 23</b>								
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий, з ходами землероїв, гумусований бурий	1,0	26,8	16,4	0,22	70	0,027	0,055	0,046
	2,0	26,8	16,5	0,22	70	0,026	0,050	0,040
Суглинок напівтвердий з карбонатами кальцію, жовтий, темно-жовтий	3,0	26,8	17,7	0,16	160	0,004	0,017	0,029
	4,0	26,8	17,8	0,16	140	0,006	0,020	0,023
<b>Варіант 24</b>								
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Насипний ґрунт	0-2,0	27,0	19,0	0,20	Непросадковий			
Суглинок напівтвердий, жовто-бурий гумусований, просідаючий	2,5	26,8	17,9	0,20	70	0,025	0,052	0,058
	3,5	26,8	17,8	0,20	75	0,023	0,048	0,053
Суглинок твердий, жовтий, з карбонатний, просідаючий	4,5	26,8	17,8	0,19	160	0,008	0,019	0,036
	5,5	26,8	17,8	0,19	150	0,008	0,013	0,018
	6,5	26,8	17,7	0,18	150	0,007	0,012	0,023
	7,5	26,8	17,7	0,18	200	0,006	0,010	0,014
<b>Варіант 25</b>								
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий, гумусований, жовто-бурий з рослинними домішками	2,0	26,8	17,4	0,20	300	0,004	0,007	0,010
	3,0	26,8	17,3	0,20	200	0,007	0,010	0,017
Суглинок твердий, макропористий з карбонатами кальцію, жовтий, просідаючий	4,0	26,8	17,4	0,16	150	0,004	0,016	0,025
	5,0	26,8	17,4	0,16	140	0,006	0,022	0,038
	6,0	26,8	17,5	0,17	160	0,005	0,020	0,035

## Продовження таблиці 7

<b>Варіант 26</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа						
						100	200	300				
Суглинок лесоподібний	2,5	26,5	16,8	0,16	90	0,015	0,030	0,043				
	3,5	26,5	16,9	0,16	90	0,014	0,032	0,044				
Лес	4,5	26,5	15,7	0,14	70	0,021	0,037	0,048				
	5,5	26,5	15,8	0,14	80	0,020	0,032	0,042				
	6,5	26,5	15,8	0,14	80	0,018	0,033	0,043				
	7,5	26,5	15,7	0,14	90	0,015	0,027	0,039				
<b>Варіант 27</b>												
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа						
						100	200	300				
Суглинок твердий жо- вто-бурий гумусований з домішками рослинних решток	1,2	26,8	16,8	0,18	160	0,003	0,019	0,033				
Суглинок твердий жо- втий, жовто-сірий, ле- соподібний з карбона- тними включеннями	2,0	26,8	17,2	0,21	190	0,007	0,011	0,024				
	3,0	26,8	17,1	0,21	130	0,008	0,015	0,029				
	4,0	26,8	17,2	0,21	150	0,004	0,016	0,025				
	5,0	26,8	17,0	0,22	170	0,005	0,013	0,020				
	6,0	26,8	17,1	0,22	220	0,002	0,019	0,021				
<b>Варіант 28</b>												
Вид ґрунту	Глиби- на, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
							50	100	150	200	250	300
Насипний шар	0-1,3	26,9		16,8	0,19		-	-	-	-	-	-
Суглинок твердий з карбонатами, жовтий, просідаючий	1,5	26,8	14,8	17,7	0,20	90	0,001	0,014	0,018	0,028	0,032	0,038
	2,5	26,8		17,8	0,21	140	0,005	0,004	0,015	0,019	0,027	0,032
	3,2	26,8		17,7	0,19	200	0,002	0,002	0,005	0,011	0,014	0,018
	4,4	26,8		17,9	0,19	200	0,001	0,004	0,006	0,010	0,012	0,015
	5,4	26,9		17,6	0,20	200	0,003	0,006	0,008	0,010	0,011	0,014
<b>Варіант 29</b>												
Вид ґрунту	Глиби- на, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа					
							50	100	150	200	250	300
Суглинок на- півтвердий гумусований	0-1,6	26,8	14,9	17,0	0,19		-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтий, напі- втвердий з карбонатними включеннями, просідаючий	2,5	26,8	14,5	17,2	0,19	120	0,004	0,006	0,023	0,037	0,042	0,048
	3,0	26,8		17,3	0,20	120	0,002	0,006	0,023	0,024	0,044	0,034
	4,5	26,8		17,1	0,20	110	0,003	0,007	0,026	0,033	0,040	0,050
	5,0	26,8		17,2	0,21	150	0,004	0,006	0,010	0,012	0,017	0,025

Продовження таблиці 7

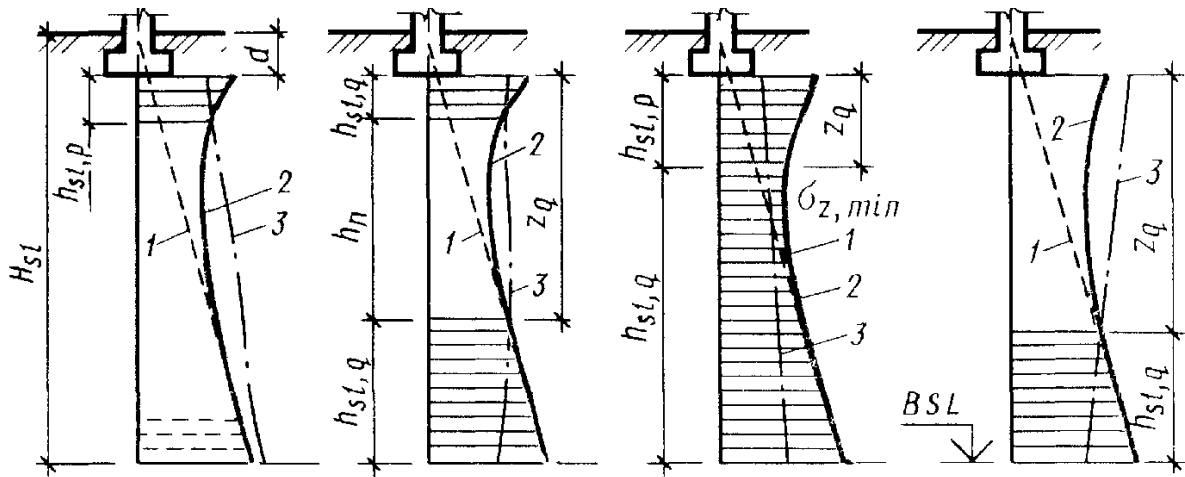
<b>Варіант 30</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
							100	200	300
Насипний ґрунт	0-0,6	26,9	14,5	16,6	0,14	-	-	-	-
Суглинок лесовий, твердий жовто-бурий, просідаючий	2,0	26,9		16,7	0,15	110	0,009	0,018	0,031
Суглинок лесовий, жовтий, твердий просідаючий	3,0	26,6	13,5	15,4	0,14	60	0,017	0,040	0,058
	4,0	26,7		15,6	0,15	125	0,015	0,035	0,050
	5,0	26,6		15,5	0,16	115	0,016	0,038	0,051
	6,0	26,6		15,7	0,16	120	0,014	0,033	0,049
<b>Варіант 31</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
							100	200	300
Суглинок лесовий, твердий жовто-бурий, просідаючий	2,5	26,8	13,8	16,1	0,17	100	0,010	0,021	0,035
	3,5	26,9		16,2	0,17	110	0,009	0,018	0,032
	4,5	26,8		16,3	0,18	90	0,011	0,023	0,049
Суглинок лесовий, світло-бурий, напівтвердий, просідаючий	5,5	27,0	14,6	17,2	0,18	160	0,007	0,012	0,022
	6,5	27,0		17,3	0,19	200	0,006	0,010	0,018
<b>Варіант 32</b>									
Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$p_{sl}$ , кПа	$\epsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
							100	200	300
Суглинок напівтвердий	1,0	26,8	16,8	13,8	0,22	80	0,016	0,028	0,033
	2,0	26,8	16,8	13,8	0,22	90	0,014	0,024	0,032
Суглинок напівтвердий, карбонатний	3,0	26,8	17,4	14,5	0,20	100	0,010	0,020	0,031
	4,0	26,8	17,4	14,5	0,20	130	0,008	0,013	0,018
	5,0	26,7	17,9	15,8	0,13	-	0,001	0,006	0,007

### Теоретичні відомості

При проектуванні будинків і споруд на просідаючих ґрунтах товщину зони просідання  $H_{sl}$  розділяють на дві складові, що необхідно при розробці геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рис. 19):

$h_{sl,p}$  – товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження  $S_{sl,p}$ , при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де  $\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zp}) + \sigma_{zg} > p_{sl}$  (рис. 19) або глибині, де значення  $S_{sl} - S_{sl,g} > 0$ , якщо  $\sigma_z > p_{sl}$  (якщо зони  $h_{sl,p}$  і  $h_{sl,g}$  зливаються);

$h_{sl,g}$  – товщину нижньої зони просідання, де можливе просідання ґрунту від власної ваги  $S_{sl,g}$ , тобто, починаючи з глибини  $z_g$ , де  $\sigma_{z,g} = p_{sl}$  і до нижньої межі просадкової товщі.



$d$  – глибина закладання фундаменту;  $H_{sl}$  – глибина товщі просідання;  $h_{sl,p}$  – верхня зона просідання ґрунту від зовнішнього навантаження;  $h_{sl,g}$  – нижня зона просідання ґрунту від власної ваги;  $\sigma_{zp,0}$  – вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшови фундаменту;  $\sigma_{zg,d}$  – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні закладання підшови фундаменту; 1 – розподілення вертикальних напружень від власної ваги ґрунту за глибиною; 2 – розподілення сумарних вертикальних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження  $\sigma_z = \sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg}$ ; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання  $p_{sl}$

Рисунок 19 – Схеми основи (принципові) для розрахунку просідання під окремо розташованим фундаментом

При побудові епюри напружень від власної ваги ґрунту  $\sigma_{z,g}$  значення питомої ваги ґрунту приймають при його насиченні водою до ступеня вологості  $S_r \geq 0,8$ .

Питома вага ґрунту при  $S_r = 0,9$  може бути визначена за формулою

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left( 1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right), \quad (12)$$

де  $\gamma_s$ ,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_w$  – відповідно, питома вага частинок ґрунту, питома вага сухого ґрунту та питома вага води.

Залежно від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи потрібно розрізняти ґрунтові умови, в яких:

а) виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні  $h_{sl,p}$ , відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;

б) виникають просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні  $h_{sl,p}$  і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи  $h_{sl,g}$ ;

в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання в верхній зоні  $h_{sl,p}$ , має місце лише просідання в нижній зоні  $h_{sl,g}$ .

Ґрунтові умови, в яких просідання від власної ваги не виникає або не перевищує 5 см (або зона виникнення просідань від власної ваги має по-



тужність не більше 2 м), відносять до групи складності 1. Якщо на майданчику можливе просідання від власної ваги, що перевищує 5 см, ґрунтові умови відносять до групи складності 2.

Величина просідань основи при замочуванні визначається в межах зон їх виникнення, тому визначення зон виникнення просідань є обов'язковим етапом проектування фундаментів на просадкових ґрунтах.

Просідання ґрунтів від власної ваги  $S_{sl,g}$  при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках з водонесучих мареж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють в зоні  $h_{sl,g}$  для напружень від дії власної ваги ґрунту за формулою

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (13)$$

де  $\varepsilon_{sl,i}$  – відносна просадочність  $i$ -го шару ґрунту;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару;

$k_{sl,i}$  – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану ґрунту;

$n$  – кількість шарів, на які розділена зона просідання  $h_{sl,g}$ .

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

$k_{sl} = 1$  при  $H_{sl} \leq 15$  м,  $k_{sl} = 1,25$  при  $H_{sl} \geq 20$  м,  $k_{sl}$  – за інтерполяцією при  $15 < H_{sl} < 20$ .

### Приклад розрахунку

#### Вихідні дані

Варіант завдання	Глибина закладання фундаменту, м	Тиск по підшві, кПа	Розміри підшви (для стрічкових фундаментів ширина $b$ ), м	Розміри котлована, м	№ варіанта ґрунтових умов
33	1,5	280	1,5×1,8	13×31	33

#### Варіант 33

Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий	1,2	26,8	16,9	0,17	110	0,005	0,025	0,022
	2,2	26,8	16,8	0,16	100	0,010	0,013	0,028
Суглинок напівтвердий, карбонатний	3,0	26,8	18,7	0,18	105	0,0097	0,013	0,028
	4,0	26,7	18,6	0,18	143	0,007	0,014	0,025
	5,0	26,7	18,8	0,19	160	0,007	0,012	0,023
	7,0	26,7	18,7	0,19	140	0,008	0,013	0,021
	9,0	26,8	18,8	0,19	167	0,006	0,012	0,022

Необхідно визначити групу складності ґрунтових умов за просадочністю і зони виникнення просідань в межах посадочної товщі при інтенсивному замочуванні зверху.

Для визначення групи складності ґрунтових умов визначаємо можливе просідання від власної ваги ґрунту після його повного замочування. Розбивання ґрунтової товщі на шари виконуємо відповідно до глибин відбирання проб на просадочність. Для побудови епюри тиску від власної ваги ґрунту в умовах повного водонасичення попередньо визначаємо питому вагу ґрунтів в умовах повного водонасичення за формулою (12).

$$\text{Для глибини 1.2 м } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{16,9}{1+0,17} = 14,4 \text{ (кН/м}^3\text{)},$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left( 1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right) = 14,4 \left( 1 + \frac{0,9 \cdot (26,8 - 14,4) \cdot 10}{14,4 \cdot 26,8} \right) = 18,6 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Аналогічні підрахунки виконуємо для інших глибин, результати заносимо у таблицю 8.

Тиск від власної ваги ґрунту на відповідних глибинах

$$\sigma_{zg,i} = \sum_1^i \gamma_{sat,j} h_j. \quad (14)$$

Наприклад, для глинин 1,2 м та 2,2 м

$$\sigma_{zg,1} = 18,6 \cdot 1,2 = 22,32 \text{ (кПа):}$$

$$\sigma_{zg,2} = 22,32 + 18,6 \cdot (2,2 - 1,2) = 40,92 \text{ (кПа):}$$

Таблиця 8 – Результати розрахунків

Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	w	$\gamma_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\sigma_{zg}$ , кПа	$p_{sl}$ , кПа
Суглинок напівтвердий	1,2	26,8	16,9	14,4	0,17	18,6	22,32	110
	2,2	26,8	16,8	14,5	0,16	18,6	40,92	100
Суглинок напівтвердий, карбонатний	3,0	26,8	18,7	15,8	0,18	19,5	56,52	105
	4,0	26,7	18,6	15,8	0,18	19,5	76,02	143
	5,0	26,7	18,8	15,8	0,19	19,5	95,52	160
	7,0	26,7	18,7	15,7	0,19	19,4	134,32	140
	9,0	26,8	18,8	15,8	0,19	19,5	173,32	167

На рис. 20 наведені епюри тиску від власної ваги ґрунту та початкового просадочного тиску.

Як бачимо з рис. 20, на глибині від 8,0 м до 9,0 м можливе просідання від власної ваги ґрунту, оскільки напруження від ваги ґрунту перевищує початковий просадочний тиск.

За формулою (13) визначимо просідання ґрунту від власної ваги у шарі товщиною  $h_i = 1$  м на глибині від 8,0 до 9,0 м.

Тиск від власної ваги ґрунту на глибині 8,0 м складає 153,82 кПа. Середній тиск від власної ваги ґрунту на глибині 8,5 м складає  $\sigma_{zg\text{б} \text{сеп.}} = (153,82+173,32)/2 = 163,6$  (кПа).

За таблицею вихідних даних при тискові 163,6 кПа на глибині 8,5 м відносна просадковість складає  $\varepsilon_{sl} = 0,0101$ .

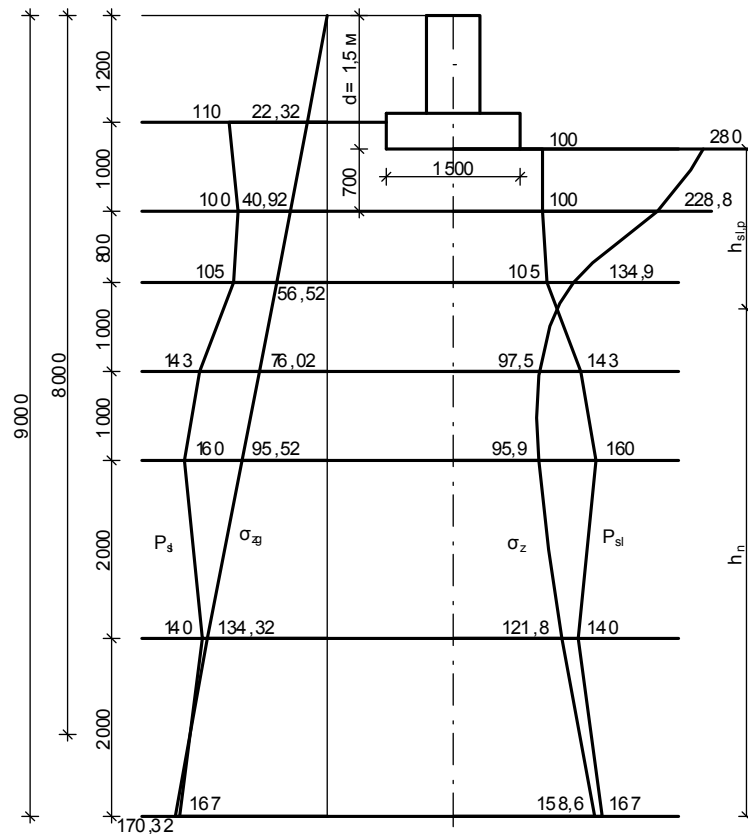


Рисунок 20 – Епюри напружень у ґрунті від власної ваги та зовнішнього навантаження

$k_{sl} = 1$  при  $H_{sl} \leq 15$  м, тоді за формулою (13)

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i} = 0,0101 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,0101(\text{м}) = 1,001 \text{ см.}$$

Оскільки просідання від власної ваги не перевищує 5 см та зона виникнення просідань від власної ваги має потужність менше 2 м, ґрунтові умови відносять до групи складності 1.

Для визначення зон виникнення просідань в межах просадочної товщі будуюмо додатково епюри напружень від навантаження фундаменту  $\sigma_{zp}$  і ваги ґрунту, вийнятого з котлована  $\sigma_{z\gamma}$ , що дозволяє побудувати сумарну епюру напружень у ґрунті  $\sigma_z = \sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg}$ . Положення фундаменту у ґрунті наведене на рис. 20.

Розрахунки виконуємо у табличній формі (табл. 9).

Таблиця 9 – Результати розрахунку зон виникнення просідань

Глибина від підшови фундаменту, м	$\gamma_{\text{sat}}, \text{кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{zy,i}, \text{кПа}$	$\frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}, \text{кПа}$	$p_{sb}, \text{кПа}$
0	18,6	27,9	0	1	27.9	0	1	280	280	100
0,7	18,6	40,92	0.108	0.999	27.88	0.933	0.771	215.8	228,8	100
1,5	19,5	56,52	0.231	0.995	27.76	2	0.379	106.1	134,9	105
2,5	19,5	76,02	0.385	0.979	27.31	3.333	0.174	48.8	97,5	143
3,5	19,5	95,52	0.538	0.949	26.49	4.667	0.096	26.9	95,9	160
5,5	19,4	134,3	0.846	0.860	24	7.333	0.041	11.5	121,8	140
7.5	19,5	173,3	1.154	0.755	21.06	10	0.022	6.3	158,6	167

На рис. 20 побудована еюра сумарних напружень у ґрунті під підшо-вою фундамента та накладена на неї еюра початкового просадочного тиску. Отже, маємо маємо зону виникнення просідань від навантаження фундамента  $h_{sl,p}$  товщиною 2,0 м. Решта частина товщі – нейтральна зона, де просідання на виникає.

#### ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4

**Тема: визначення величини просідання основи.**

**Мета роботи:** визначити величину просідання основи за даними попереднього завдання, використовуючи визначені зони просідання.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблицях 6 та 7.

#### Теоретичні відомості

Просідання ґрунтів  $S_{sl}$  основи при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках з водонесучих мареж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють в відповідних зонах  $h_{sl,p}$  і  $h_{sl,g}$  для сумарних напружень від дії власної ваги ґрунту і розподілених навантажень від системи фундаментів за формулою

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

де  $\varepsilon_{sl,i}$  – відносна просадочність  $i$ -го шару ґрунту;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару;

$k_{sl,i}$  – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану ґрунту;

$n$  – кількість шарів, на які розділена зона просідання  $h_{sl}$  відповідно до літологічного розрізу і горизонтів визначення  $\varepsilon_{sl,i}$ . При цьому товщина шарів не має перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не має перевищувати 200 кПа.

Коефіцієнти  $k_{sl,i}$  у формулі (15):

при  $b \geq 12$  м – приймають такими, що дорівнюють 1 для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання;

при  $b \leq 3$  м – обчислюються за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 (p - p_{sl,i}) / p_o, \quad (16)$$

де  $p$  – середній тиск під подошвою фундаменту,  $\text{кПа}$ ;

$p_{sl,i}$  – початковий тиск просідання ґрунту  $i$ -го шару,  $\text{кПа}$ ;

$p_o$  – тиск, що дорівнює 100  $\text{кПа}$ ;

при  $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$  обчислюються інтерполяцією поміж значеннями  $k_{sl,i}$ , які знайдені при  $b = 3 \text{ м}$  та  $b = 12 \text{ м}$ .

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги потрібно приймати:

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

### Приклад розрахунку

Просідання визначаємо для фундаменту, розглянутого у попередньому прикладі. Зони виникнення просідань наведені на рис. 20. Виходячи з рис. 20 просідання відбувається лише в ґрунті на глибину 2,0 м під подошвою фундаменту.

Зберігаємо розбивання на шари, передбачене при побудові епюр. Третій під подошвою шар буде мати товщину 0,5 м. Для його нижньої межі додатково визначаємо сумарне напруження в ґрунті.

Результати розрахунків зводимо до таблиці 10.

Коефіцієнт  $k_{sl,i}$  визначаємо за формулою (16), використовуючи дані табл. 10.

$$k_{sl,1} = 0,5 + 1,5 (280 - 100) / 100 = 3.2;$$

$$k_{sl,2} = 0,5 + 1,5 (280 - 102) / 100 = 3.17;$$

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 (280 - 115) / 100 = 2.98.$$

Відносну просадочність  $\varepsilon_{sl,i}$  визначаємо інтерполяцією за таблицею вихідних даних попереднього прикладу залежно від глибини розміщення середини шару і діючого напруження  $\sigma_{icер}$ .

Таблиця 10 – Результати розрахунку величини просідання основи

Глибина від подошви фундаменту, м	$\gamma_{\text{sat}}, \text{кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$\sigma_{z\gamma,i}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{zg} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zp}, \text{кПа}$	$p_{sl}, \text{кПа}$
0	18,6	27,9	27,9	280	280	100
0,7	18,6	40,92	27,88	215,8	228,8	100
1,5	19,5	56,52	27,76	106,1	134,9	105
2,0	19,5	66,27	27,58	70,11	108,8	124
2,5	19,5	76,02	27,31	48,8	97,5	143
3,5	19,5	95,52	26,49	26,9	95,9	160
5,5	19,4	134,3	24	11,5	121,8	140
7,5	19,5	173,3	21,06	6,3	158,6	167

Продовження таблиці 10

Глибина від підшови фундаменту, м	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}$ , кПа	$p_{sl}$ , кПа	$\sigma_{icер}$ , кПа	$\kappa_{sl,i}$	$\varepsilon_{sl,i}$	$h_i$ , м	$S_{sl,i}$ , м
0	280	100					
0,7	228,8	100	245,4	3,2	0,0213	0,7	0,0477
1,5	134,9	105	181,9	3,17	0,0124	0,8	0,0314
2,0	108,8	124	121,9	2,98	0,0096	0,5	0,0143
2,5	97,5	143					
3,5	95,9	160					
5,5	121,8	140					
7,5	158,6	167					
						$\Sigma =$	0,0935

Отже, просідання основи складає  $s_{sl} = 0,0935 \text{ м} = 9,35 \text{ см}$ .

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5

**Тема: розрахунок фундаментів на ґрунтовій подушці.**

**Мета роботи:** визначити геометричні розміри ґрунтової подушки під фундамент, що забезпечують відсутність просідання. Попередньо визначити потрібні розміри підшови фундаменту, виходячи з властивостей ущільненого ґрунту. Розміри котлована прийняти 15×48 м.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблицях 11 та 7.

### Теоретичні відомості

Одним з варіантів створення штучної основи при проектуванні фундаментів на просідаючих ґрунтах є влаштування ґрунтової подушки. При влаштуванні ґрунтових подушок просідаючий ґрунт в межах всієї або частини деформованої зони замінюється місцевим глинистим ґрунтом, який укладається пошарово з заданою щільністю, що забезпечує ліквідацію просадочних властивостей. Вважається, що така щільність забезпечується при досягненні питомою вагою сухого ґрунту величини  $\gamma_d = 16 \text{ кН/м}^3$ . Перевагою ґрунтових подушок є відсутність динамічних впливів, недоліком – потреба у викопуванні глибокого котлована.

Найбільша ефективність ущільнення досягається при оптимальній вологості ґрунтів  $w_0$ , що визначається за результатами дослідного ущільнення. Для лесових ґрунтів оптимальна вологість зазвичай знаходиться в межах  $w_0 = w_p - (0,01 - 0,03)$ .

Товщина ґрунтової подушки визначається з умови повної ліквідації просадочних властивостей ґрунтів в межах деформованої зони (зони, де можливе виникнення просідань).

При ущільненні ґрунту подушки характеристики його міцності покращуються, що дозволяє прийняти розміри підшови фундаменту меншими, ніж на природному ґрунті.

Таблиця 11 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту на ґрунтовій подушці

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, М	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов за табл. 7
	N <sub>e</sub> , кН	M <sub>e</sub> , кНм	Q <sub>e</sub> , кН				
1	1200	150	25	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	1
2	1900	75	30	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	2
3	2200	180	20	0,000	-	0,4×0,6 (МК)	3
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	4
5	1500	60	45	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	5
6	2000	260	50	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	6
7	2200	120	40	-0,600	-	0,6×0,6 (МК)	7
8	2400	100	38	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	8
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)	9
10	3000	100	60	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	10
11	175	10	30	0,000	-	b = 0,51*	11
12	1500	60	42	-1,000	-	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	12
13	1600	-	47	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	13
14	1700	80	33	-1,000	2,4	0,4×0,6 (МК)	14
15	270	15	15	-1,000	-	b = 0,51*	15
16	2500	100	50	-1,000	2,2	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	16
17	2700	-	39	-0,500	2,3	0,6×0,8 (МК)	17
18	2900	120	70	-0,500	-	0,6×0,8 (ЗБК мон.)	18
19	220	20	40	-0,500	-	b = 0,51*	19
20	500	50	29	-0,400	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	20
21	600	60	22	-0,500	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	21
22	700	70	50	-0,700	1,8	0,4×0,4 (МК)	22
23	330	45	50	-0,800	-	b = 0,51*	23
24	1800	70	35	0,000	-	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	24
25	2000	90	50	0,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	25
26	450	80	60	0,000	2,4	b = 0,51*	26
27	1000	250	40	-0,500	2,4	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	27
28	8000	350	70	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	28
29	400	31	15	-1,500	-	b = 0,51*	29
30	2400	180	44	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	30
31	2600	90	50	-0,500	2,4	0,6×0,6 (ЗБК збір.)	31
32	2800	100	26	0,000	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	32

При ущільненні з метою ліквідації просадкових властивостей ґрунтів ширина  $b_s$  і довжина  $l_s$  подушки понизу приймаються такими, що дорівнюють

$$\begin{aligned} b_s &= b(1 + 2k_h); \\ l_s &= l + 2bk_h, \end{aligned} \quad (17)$$

де  $b$  та  $l$  – відповідно, ширина і довжина подошви фундаменту;  
 $k_h$  – коефіцієнт, що враховує характер розподілу горизонтальних деформацій в основі фундаментів при просідання ґрунтів, дорівнює:  
 при  $p = 150\text{--}200$  кПа  $k_h = 0,3$ ; при  $p = 250\text{--}300$  кПа  $k_h = 0,35$ ;  
 при  $p = 350\text{--}400$  кПа  $k_h = 0,4$ .

Ширина ґрунтової подушки за межами фундаментів має бути не менша 0,6 м з кожної сторони зверху та 0,4 м з кожної сторони знизу.

### Приклад розрахунку

Вихідні дані

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвала, м	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов за табл. 7
	$N_e$ , кН	$M_e$ , кНм	$Q_e$ , кН				
33	3380	350	90	-0,600	1,7	0,6×0,6 (МК)	33

#### Варіант 33

Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий	1,2	26,8	16,9	0,17	110	0,005	0,025	0,022
	2,2	26,8	16,8	0,16	100	0,010	0,013	0,028
Суглинок напівтвердий, карбонатний	3,0	26,8	18,7	0,18	105	0,0097	0,013	0,028
	4,0	26,7	18,6	0,18	143	0,007	0,014	0,025
	5,0	26,7	18,8	0,19	160	0,007	0,012	0,023
	7,0	26,7	18,7	0,19	140	0,008	0,013	0,021
	9,0	26,8	18,8	0,19	167	0,006	0,012	0,022

Потрібно підібрати розмір подошви фундаменту під металеву колону будинку. Приймаємо як варіант створення штучної основи ґрунтову подушку.

Глибина закладання фундаменту визначається наявністю підвалу і конструктивним рішенням фундаменту під металеву колону. Приймаємо висоту бази 0,7 м, а висоту тіла фундаменту, з метою забезпечення анкерування анкерних болтів, – 1,2 м. Тоді глибина закладання подошви фундаменту  $d = 3,6$  м. При цьому відмітка подошви фундаменту -4,200 м (рис. 21).



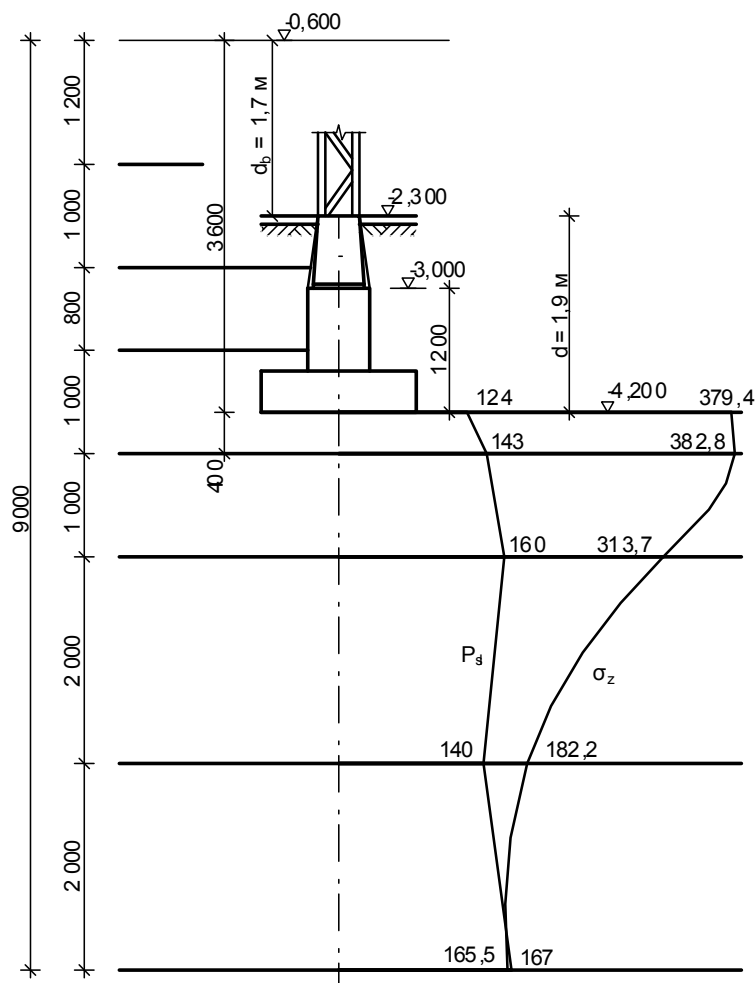


Рисунок 21 – Розрахункова схема фундаменту

Задаємось значеннями характеристик міцності ущільненого лесового ґрунту  $c_{II}$  та  $\varphi_{II}$  за таблицею 10.6 довідника [13].

При ступені ущільнення  $k_{com} = 0,93$  і досягненні питомою вагою сухого ґрунту  $\gamma_d = 16 \text{ кН/м}^3$  у стані водонасичення  $c_{II} = 25 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_{II} = 24^0$ .

Умовний розрахунковий опір лесового суглинку після ущільнення за табл. Е.4 [3]  $R_0 = 250 \text{ кПа}$ .

Потрібна площа подошви фундаменту в першому наближенні

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{3380}{250 - 20 \cdot 1,9} = 15,95 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо співвідношення сторін подошви фундаменту, виходячи з наявності моментного навантаження 1,1. Ширина подошви фундаменту у першому наближенні  $b = \sqrt{\frac{A}{1,1}} = \sqrt{\frac{15,95}{1,1}} = 3,8 \text{ (м)}$ . Довжина подошви фундаменту у першому наближенні  $l = 3,8 \cdot 1,1 = 4,19 \text{ (м)}$ . Виходячи з кратності 300° мм, приймаємо  $b=3,9 \text{ м}$ ,  $l = 4,2 \text{ м}$ .

Фактичне значення розрахункового опору ґрунту після ущільнення [3] з урахуванням замочування ґрунту під подошвою:

усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище подошви фундаментів,  $\kappa\text{H}/\text{м}^3$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,9 \cdot 1,2 + 16,8 \cdot 1,0 + 18,7 \cdot 0,8 + 18,6 \cdot 0,6}{3,6} = 17,5 \text{ (}\kappa\text{H} / \text{м}^3\text{)};$$

усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів,  $\kappa\text{H}/\text{м}^3$ , з урахуванням виважувальної дії води,

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,7} = 9,8 \text{ (}\kappa\text{H} / \text{м}^3\text{)};$$

$$\text{при } e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1 = \frac{26,7}{18,7} (1 + 0,19) - 1 = 0,7;$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II}' + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot C_{II}) = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 3,9 \cdot 9,8 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 17,5 + (3,87 - 1) \cdot 1,7 \cdot 17,5 + 6,45 \cdot 25) = \\ &= 402,8 \text{ (}\kappa\text{Па)}. \end{aligned}$$

Робимо перевірку граничних умов [3] для фундаменту розмірами  $3,9 \times 4,2 \text{ м}$

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{3380}{3,9 \cdot 4,2} + 20 \cdot 1,9 = 244,3 \text{ (}\kappa\text{Па)} < R = 402,8 \kappa\text{Па};$$

$$\begin{aligned} p_{max,x} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{ф.зр} \cdot d = 244,3 + \frac{(350 + 90 \cdot 1,9) \cdot 6}{4,2^2 \cdot 3,9} = 244,3 + 45,3 = 289,7 \text{ (}\kappa\text{Па)} < 1,2R = \\ &= 483,4 \kappa\text{Па}; \end{aligned}$$

$$p_{min,x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{ф.зр} \cdot d = 244,3 - 45,3 = 199,0 \text{ (}\kappa\text{Па)} > 0;$$

Граничні нерівності виконуються зі значним запасом.

Потрібна площа подошви фундаменту в другому наближенні

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{3380}{400 - 20 \cdot 1,9} = 9,34 \text{ (}\text{м}^2\text{)}.$$

Ширина подошви фундаменту у другому наближенні

$$b = \sqrt{\frac{A}{1,1}} = \sqrt{\frac{9,34}{1,1}} = 2,91 \text{ (м)}.$$

Довжина підшви фундаменту у другому наближенні

$$l = 2,91 \cdot 1,1 = 3,2 \text{ (м)}.$$

Виходячи з кратності 300 мм, приймаємо  $b=3,0$  м,  $l = 3,3$  м.

Фактичне значення розрахункового опору ґрунту після ущільнення [3], з урахуванням замочування ґрунту під підшвою дорівнює

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} (M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II} + M_C \cdot C_{II}) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 9,8 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 17,5 + (3,87 - 1) \cdot 1,7 \cdot 17,5 + 6,45 \cdot 25) =$$

$$= 396,5 \text{ (кПа)}.$$

Робимо перевірку граничних умов [3] для фундаменту розмірами  $3,0 \times 3,3$  м

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{m1} d = \frac{3380}{3,0 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,9 = 379,4 \text{ (кПа)} < R = 396,5 \text{ кПа};$$

$$p_{max,x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{ф.зр} \cdot d = 379,4 + \frac{(350 + 90 \cdot 1,9) \cdot 6}{3,3^2 \cdot 3,0} = 379,4 + 95,7 = 475,1 \text{ (кПа)} < 1,2R =$$

$$= 475,8 \text{ кПа};$$

$$p_{min,x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{ф.зр} \cdot d = 379,4 - 95,7 = 283,7 \text{ (кПа)} > 0;$$

Граничні нерівності виконуються.

Визначимо потужність зони виникнення просідань. Результати наведені у таблиці 12 та на рисунку 21.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви фундаменту від рівня природного рельєфу з урахуванням насичення ґрунту водою (див. табл. 8)

$$\sigma_{zg,0} = 18,6 \cdot 2,2 + 19,5 \cdot 1,4 = 68,22 \text{ (кПа)}:$$

Таблиця 12 – Визначення зони просідання шару ґрунту під підшвою фундаменту

Глибина від підшви фундаменту, м	$\gamma_{sat}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{zy,i}$ , кПа	$\frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}$ , кПа	$p_{sl}$ , кПа
0	19,5	68,22	0	1	68,22	0	1	379,4	379,4	124
0,4	19,5	76,02	0,053	0,999	68,22	0,267	0,989	375,0	382,8	143
1,4	19,5	95,52	0,187	0,997	68,04	0,933	0,754	286,2	313,7	160
3,4	19,4	134,32	0,453	0,968	66,04	2,267	0,3	113,9	182,2	140
5,4	19,5	173,32	0,72	0,903	61,61	3,6	0,142	53,8	165,5	167

Як видно з рис. 21, просідання будуть виникати по всій потужності просадочної товщі, отже, потрібна товщина ґрунтової подушки  $h_s = 5,4$  м.

При такому варіанті влаштування фундаменту потрібна глибина котлована буде складати  $3,6+5,4 = 9,0$  (м).

Визначаємо за формулою (17) розміри ґрунтової подушки внизу під окремий фундамент (при  $p = 350\text{--}400$  кПа  $k_h = 0,4$ )

$$b_s = b(1 + 2k_h) = 3,0 \cdot (1 + 2 \cdot 0,4) = 5,4(\text{м});$$

$$l_s = l + 2bk_h = 3,3 + 2 \cdot 3,0 \cdot 0,4 = 5,7(\text{м}).$$

Розширення ґрунтової подушки в кожну сторону від зовнішніх граней фундаменту складе

$$\Delta b = (5,4 - 3,0) = 1,2 \text{ (м)} > 0,4 \text{ м};$$

$$\Delta l = (5,7 - 3,3) = 1,2 \text{ (м)} > 0,4 \text{ м}.$$

Отже, потрібна товщина ґрунтової подушки  $h_s = 5,4$  м, розміри подушки під окремий фундамент внизу  $5,4 \times 5,7$  м.

## ЛІТЕРАТУРА:

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : [підручник] / [Зоценко М. Л., Коваленко В. І/, Яковлев А. В. та ін.]. – Полтава : ПНТУ, 2004. – 568 с.
2. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений : учеб. пособие / Под ред. Б. И. Далматова. – [3-е изд.]. – М. : Изд-во АСВ; СПб. : СПбГАСУ, 2006. – 428 с.
3. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009 зі зміною № 1 та № 2. – [Чинний від 2012-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с. – (Національні стандарти України).
4. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 [Чинний від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 10 с. – (Національні стандарти України).
5. Пособие по проектированию оснований и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
6. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-82) / НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 567 с.
7. Проектування основ і фундаментів : навчальний посібник / [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М., Титко О. В.]. – Вінниця : ВНТУ, 2003 – 140 с.
8. Основи і фундаменти: самостійна та індивідуальна робота студентів. Ч.°1. Проектування основ і фундаментів у звичайних умовах для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» : навч. пос. / І.В.°Маєвська, Н. В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 85 с.
9. Основи і фундаменти: самостійна та індивідуальна робота студентів. Ч.°2. Проектування основ і фундаментів у особливих ґрунтових умовах для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» : навч. пос. / І. В. Маєвська, Н. В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 98 с.
10. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)/Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. – М. : ЦИТП, 1978. – 76 с.
11. Ваганов І. І. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з основ та фундаментів для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 1. Фундаменти мілкового закладання / [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М.] – Вінниця : ВНТУ, 2009 – 57 с.
12. Ваганов І. І. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з основ та фундаментів для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 2. Пальові фундаменти / [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В.] – Вінниця : ВНТУ, 2010 – 77 с.
13. Основания и фундаменты : справочник/ [Швецов Г. И., Носков И. В., Слободян А. Д., Госькова Г. С.] ; под ред. Г. И. Швецова. – М. : Высш. шк., 1991. – 383 с.