

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Кафедра „Будівельні матеріали, конструкції та споруди”

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до проектування фундаментів на палях
під мостові опори і водопропускні труби**

Харків - 2010

Методичні вказівки розглянуто та рекомендовано до друку на засіданні кафедри «Будівельні матеріали,

конструкції та споруди» 25 лютого 2009 р., протокол № 6.

Призначено для студентів спеціальності 7.100502 «Залізничні споруди та колійне господарство» денної та заочної форм навчання

Укладачі:

проф. В.С. Софронов,
старш. викл. О.С. Герасименко

Рецензент

доц. С.І. Возненко

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до проектування фундаментів на палях
під мостові опори і водопропускні труби

Відповідальний за випуск Герасименко О.С.

Редактор Губарева К.А.

Підписано до друку 16.03.09 р.
Формат паперу 60x84 1/16 . Папір писальний.
Умовн.-друк.арк. 3,5. Обл.-вид.арк. 3,75.
Замовлення № Тираж 150 Ціна

Видавництво УкрДАЗТу, свідоцтво ДК 2874 від 12.06.2007 р.
Друкарня УкрДАЗТу,
61050, Харків - 50, майд. Фейербаха, 7

**УКРАЇНЬСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ**

**Кафедра «Будівельні матеріали,
конструкції та споруди»**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до проектування фундаментів на палях
під мостові опори і водопропускні труби**

Харків 2010

Методичні вказівки розглянуто та рекомендовано до друку на засіданні ка-

федри «Будівельні матеріали, конструкції та споруди» «25» лютого 2009 р.,
протокол № 6.

для студентів спеціальності 7.100502
«Залізничні споруди та колійне господарство»
денної та заочної форм навчання

Укладачі:
проф. В.С. Софронов,
ст. викл. О.С. Герасименко

ЗМІСТ

2

	Основні буквені позначення	5
	Вступ	7
1	Вихідні дані для проектування	8
1.1	Навантаження та гідрогеологічні дані	8
1.2	Склад проекту	12
1.3	Елементи фундаменту на палях	15
1.4	Послідовність проектування фундаменту на палях	16
2	Визначення розрахункових характеристик ґрунтів і навантажень	18
2.1	Визначення розрахункових характеристик ґрунтів	18
2.2	Визначення розрахункових навантажень на фундамент	19
3	Проектування фундаментів на палях	20
3.1	Аналіз гідрогеологічних умов. Визначення несучого шару ґрунту і типу паль за умовами роботи	20
3.2	Поняття про умовний R_0 , нормативний R_H і розрахунковий R опір ґрунту	22
3.3	Визначення умовного і розрахункового опору ґрунтів	22
3.4	Визначення розмірів ростверку і паль	26
3.5	Визначення напрямку забивання паль	35

3.6	Визначення несучої здатності паль за матеріалом і ґрунтом	37
3.7	Визначення кількості паль, їх розміщення у ростверку та уточнення його розмірів	41
3.7.1	Кількість вертикальних паль у фундаменті	41
3.7.2	Розміщення розрахованої кількості паль у ростверку	43
3.7.3	Уточнення розмірів ростверку	44
4	Розрахунок фундаменту на палях за граничними станами	47
4.1	Перевірка фундаменту на палях за першою групою граничного стану	47
4.1.1	Перевірка несучої здатності за ґрунтом фундаменту на палях як умовного масивного фундаменту (УМФ) мілкого закладання	47
4.1.2	Перевірка навантаження на палю	50
4.1.3	Нерівномірне розміщення паль у ростверку	51
4.2	Перевірка фундаменту на палях за другою групою граничного стану. Розрахунок осідання фундаменту	54
4.3	Методика перевірки несучої здатності підстильного шару ґрунту	66
	Список літератури	68
	Додатки	69

ОСНОВНІ БУКВЕНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Коефіцієнти:

- γ_f – надійності за навантаженням;
- γ_g – надійності за ґрунтом;
- γ_n – надійності за призначенням споруди;
- m, γ_c – умови роботи.

Характеристики ґрунтів:

- ρ_s – густина (щільність) часток ґрунту, кг/м^3 , т/м^3 ;
- ρ_d – густина (щільність) сухого ґрунту, кг/м^3 , т/м^3 ;
- ρ – густина (щільність) ґрунту, кг/м^3 , т/м^3 ;
- e – коефіцієнт пористості;
- W – вологість ґрунту, природна, частки одиниць;
- W_p – вологість на межі розкочування, частки одиниць;
- W_L – вологість на межі текучості, частки одиниць;
- S_r – ступінь вологості;
- I_L – показник текучості;
- I_p – число пластичності;

φ – кут внутрішнього тертя, градуси;
 c – питоме зчеплення, Па;
 E – модуль деформації, Па;
 R_c – межа міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів, Па;
 γ – питома вага ґрунту, Н/м³;
 γ_s – питома вага часток ґрунту, Н/м³.

Навантаження, тиск, опір:

F – горизонтальна сила, Н;
 M – момент сил, Н·м;
 N – сила, нормальна до подошви фундаменту, Н;
 F_R – рівнодіюча усіх сил, Н;
 Q – власна вага фундаменту, Н;
 p, p_{max} – середній і максимальний тиск подошви фундаменту на ґрунт, Па;
 R – розрахунковий опір ґрунту, Па;
 R_o – умовний опір ґрунту, Па;
 R_H – нормативний опір ґрунту, Па;
 σ_z – вертикальна нормальна напруга, Па;
 σ_{zg} – напруга від власної ваги ґрунту, Па;
 σ_{zp} – напруга, додаткова від зовнішнього навантаження, Па.

Геометричні характеристики:

b – ширина (менша сторона або діаметр) подошви фундаменту або палі, м;
 L, a – довжина подошви фундаменту, м;
 A – площа подошви фундаменту, м²;
 d – глибина закладання фундаменту, м;
 d_w – глибина води, м;
 l_p – робоча довжина палі, м;
 L_k – конструктивна довжина палі, м;
 b_n – розмір сторін поперечного перерізу палі, м;
 h – товщина шару ґрунту або висота насипу, м;
 e_o – ексцентриситет рівнодіючої навантажень щодо центральної осі подошви фундаменту, м;

r – радіус ядра перерізу фундаменту на рівні його підшви, м;
 W – момент опору підшви фундаменту, м³;
 z – відстань від підшви фундаменту до розрахункового перерізу у глибину, м;
 H_c – глибина товщі, що стискується, м;
 s – осідання фундаменту, м.

ВСТУП

Найважливішою частиною споруди є фундамент – частина будівлі чи споруди, переважно підземна, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, природну (складену ґрунтами) чи штучну. З метою індустріалізації робіт, підвищення надійності і зниження вартості споруд застосовують фундаменти на палях. Останнім часом їх застосовують при різних за величиною навантаженнях і довжині паль. Застосування фундаментів на палях значно зменшує обсяг земляних робіт, доцільно для споруджень без підвалів при високому горизонті ґрунтових вод. Велике значення мають фундаменти на палях для будівництва мостів і труб залізничного транспорту, а також різних гідротехнічних споруд.

Однак у наявній літературі недостатньо освітлені методичні аспекти проектування похилих і козлових паль, які застосовують при будівництві мостів і труб на залізничному транспорті, що викликало додаткові проробки цих пи-

тань.

Дані методичні вказівки складені відповідно до вимог [6, 7, 10] і призначені для студентів усіх форм і етапів навчання.

1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

1.1 Навантаження та гідрогеологічні дані

Для виконання проекту студент одержує індивідуальне завдання за шифром:

- перша цифра шифру – номер групи;
- друга та третя – порядковий номер студента за журналом групи.

Наприклад: група 5, порядковий номер у журналі групи 5 – шифр буде 505.

Номер студента за журналом групи за таблицею 1.1 визначає тип мостової опори: **1** – проміжна мостова опора (рисунок 1.1), **2** - берегова опора (рисунок 1.2), номер свердловини геологічного розрізу; а також суму абсолютних значень середньомісячних мінусових температур за зиму у районі будівництва M_t (таблиця 1.1).

Також номер студента за списком та номер групи вказують значення умовного модуля H_0 – висоти опори в метрах, за яким одночасно розраховують навантаження у меганьютонах, розміри споруди і координати прикладання навантаження у метрах.

За номером свердловини та номером групи в таблиці 1.3 надані склади шарів геологічного розрізу та їх потужність, у чисельнику – номери шарів з таблиці 1.2, а в знаменнику – їх потужність у метрах.

Таблиця 1.1 – Вихідні дані

Номер за списком	Номер свердловини	Номер за списком	Номер свердловини	Номер за списком	Номер свердловини	Тип опори	Висота опори (модуль) H_0 , м					M_t , °C
							Номер групи					
							1	2	3	4	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	30	11	20	21	10	1	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	20
2	29	12	19	22	9	2	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	22
3	28	13	18	23	8	1	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	24
4	27	14	17	24	7	2	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	26
5	26	15	16	25	6	1	8,0	8,2	8,4	8,6	8,8	28
6	25	16	15	26	5	2	8,0	8,2	8,4	8,6	8,8	30
7	24	17	14	27	4	1	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	32

8	23	18	13	28	3	2	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	34
9	22	19	12	29	2	1	10, 0	10, 2	10, 4	10, 6	10, 8	36
10	21	20	11	30	1	2	10, 0	10, 2	10, 4	10, 6	10, 8	38

Таблиця 1.3

Номер свердловини	Номер групи														
	1			2			3			4			5		
	номери шарів			номери шарів			номери шарів			номери шарів			номери шарів		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	<u>6</u> 4	<u>4</u> 3	<u>7</u> 40	<u>6</u> 2,7	<u>8</u> 4,7	<u>1</u> 50	<u>8</u> 4	<u>5</u> 5	<u>1</u> 45	<u>8</u> 4,4	<u>7</u> 5,3	<u>2</u> 52	<u>5</u> 4	<u>4</u> 5,3	<u>7</u> 60
2	<u>8</u> 4,5	<u>2</u> 5	<u>7</u> 50	<u>5</u> 2,8	<u>2</u> 4,7	<u>7</u> 49	<u>6</u> 3	<u>8</u> 6	<u>1</u> 50	<u>7</u> 3,3	<u>8</u> 5,3	<u>5</u> 35	<u>8</u> 3,2	<u>5</u> 6	<u>3</u> 50
3	<u>6</u> 3,3	<u>7</u> 4,6	<u>8</u> 39	<u>5</u> 3,2	<u>4</u> 4,8	<u>7</u> 60	<u>6</u> 4	<u>8</u> 8	<u>1</u> 50	<u>0</u> 0,9	<u>1</u> 3,8	<u>8</u> 38	<u>0</u> 1,2	<u>2</u> 5	<u>7</u> 55
4	<u>8</u> 3	<u>5</u> 6	<u>1</u> 45	<u>8</u> 3,1	<u>5</u> 4,9	<u>3</u> 50	<u>5</u> 3,5	<u>2</u> 5	<u>7</u> 49	<u>3</u> 3,3	<u>5</u> 4,5	<u>7</u> 37	<u>5</u> 3,5	<u>2</u> 6	<u>8</u> 58
5	<u>6</u> 5	<u>8</u> 5	<u>1</u> 50	<u>0</u> 4,2	<u>2</u> 5,2	<u>7</u> 55	<u>5</u> 4	<u>4</u> 5,3	<u>7</u> 60	<u>5</u> 2,9	<u>2</u> 4,4	<u>8</u> 58	<u>5</u> 3	<u>2</u> 6	<u>8</u> 58
6	<u>5</u> 4	<u>2</u> 3	<u>7</u> 49	<u>5</u> 2,9	<u>2</u> 4,9	<u>8</u> 58	<u>8</u> 3,2	<u>5</u> 6	<u>3</u> 50	<u>6</u> 3,4	<u>4</u> 5,2	<u>7</u> 40	<u>6</u> 3,5	<u>1</u> 4	<u>7</u> 65
7	<u>5</u> 3	<u>4</u> 4	<u>7</u> 60	<u>8</u> 3,8	<u>2</u> 5,5	<u>5</u> 65	<u>0</u> 1,2	<u>2</u> 5	<u>7</u> 55	<u>8</u> 2,6	<u>2</u> 5,1	<u>7</u> 50	<u>5</u> 3,9	<u>2</u> 3,5	<u>8</u> 58
8	<u>8</u> 4,9	<u>5</u> 4	<u>3</u> 50	<u>8</u> 3,3	<u>7</u> 6,3	<u>2</u> 52	<u>5</u> 3,5	<u>2</u> 6	<u>8</u> 58	<u>6</u> 2,7	<u>7</u> 6,1	<u>8</u> 39	<u>6</u> 4,1	<u>1</u> 2,9	<u>7</u> 65
9	<u>0</u> 2	<u>2</u> 3,5	<u>7</u> 55	<u>7</u> 2,7	<u>8</u> 4,9	<u>5</u> 35	<u>5</u> 3	<u>2</u> 6	<u>8</u> 58	<u>8</u> 3,4	<u>5</u> 5,8	<u>1</u> 45	<u>7</u> 4,2	<u>5</u> 5	<u>2</u> 75
10	<u>5</u> 3,9	<u>2</u> 3,5	<u>8</u> 58	<u>0</u> 1,1	<u>1</u> 4,1	<u>8</u> 38	<u>6</u> 3,5	<u>1</u> 4	<u>7</u> 65	<u>6</u> 2,9	<u>8</u> 5,7	<u>1</u> 50	<u>0</u> 1,2	<u>3</u> 3,1	<u>7</u> 66

11	$\frac{6}{4,1}$	$\frac{1}{2,9}$	$\frac{7}{65}$	$\frac{3}{3,5}$	$\frac{5}{5,6}$	$\frac{7}{37}$	$\frac{7}{4}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{2}{75}$	$\frac{5}{3,7}$	$\frac{2}{4,8}$	$\frac{7}{49}$	$\frac{8}{4,5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{7}{50}$
12	$\frac{7}{4,2}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{2}{75}$	$\frac{5}{3,4}$	$\frac{2}{5,9}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{0}{1,1}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{7}{66}$	$\frac{5}{3,4}$	$\frac{4}{5,8}$	$\frac{7}{60}$	$\frac{6}{3,3}$	$\frac{7}{4,6}$	$\frac{8}{39}$
13	$\frac{0}{1,2}$	$\frac{3}{3,1}$	$\frac{7}{66}$	$\frac{6}{3,9}$	$\frac{4}{6,1}$	$\frac{7}{40}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{8}{6}$	$\frac{7}{46}$	$\frac{8}{2,8}$	$\frac{5}{5,2}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{8}{3}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{1}{45}$
14	$\frac{4}{2,8}$	$\frac{8}{5,8}$	$\frac{7}{46}$	$\frac{8}{3,5}$	$\frac{2}{5,6}$	$\frac{7}{50}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{0}{3,5}$	$\frac{2}{4,4}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{6}{5}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{1}{50}$
15	$\frac{8}{4,2}$	$\frac{2}{5,3}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{6}{3,3}$	$\frac{7}{4,6}$	$\frac{8}{39}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{2}{4}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{5}{2,8}$	$\frac{2}{5,3}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{7}{49}$
16	$\frac{8}{4,4}$	$\frac{7}{5,3}$	$\frac{2}{52}$	$\frac{8}{4}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{1}{45}$	$\frac{6}{4}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{7}{40}$	$\frac{7}{4}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{2}{75}$	$\frac{6}{2,7}$	$\frac{8}{4,7}$	$\frac{1}{50}$
17	$\frac{7}{3,3}$	$\frac{8}{5,3}$	$\frac{5}{35}$	$\frac{6}{3}$	$\frac{8}{6}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{8}{4,5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{7}{50}$	$\frac{0}{1,1}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{7}{66}$	$\frac{5}{2,8}$	$\frac{2}{4,7}$	$\frac{7}{49}$
18	$\frac{0}{0,9}$	$\frac{1}{3,8}$	$\frac{8}{38}$	$\frac{6}{4}$	$\frac{8}{8}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{6}{3,3}$	$\frac{7}{4,6}$	$\frac{8}{39}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{8}{6}$	$\frac{7}{46}$	$\frac{5}{3,2}$	$\frac{4}{4,8}$	$\frac{7}{60}$

Продовження таблиці 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
19	$\frac{3}{3,3}$	$\frac{5}{4,5}$	$\frac{7}{37}$	$\frac{5}{3,5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{7}{49}$	$\frac{8}{3}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{1}{45}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{8}{3,1}$	$\frac{5}{4,9}$	$\frac{3}{50}$
20	$\frac{5}{2,9}$	$\frac{2}{4,4}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{4}{5,3}$	$\frac{7}{60}$	$\frac{6}{5}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{2}{4}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{0}{4,2}$	$\frac{2}{5,2}$	$\frac{7}{55}$
21	$\frac{6}{3,4}$	$\frac{4}{5,2}$	$\frac{7}{40}$	$\frac{8}{3,2}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{7}{49}$	$\frac{8}{3,1}$	$\frac{5}{4,9}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{5}{2,9}$	$\frac{2}{4,9}$	$\frac{8}{58}$
22	$\frac{8}{2,6}$	$\frac{2}{5,1}$	$\frac{7}{50}$	$\frac{0}{1,2}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{5}{3}$	$\frac{4}{4}$	$\frac{7}{60}$	$\frac{0}{4,2}$	$\frac{2}{5,2}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{8}{3,8}$	$\frac{2}{5,5}$	$\frac{5}{65}$
23	$\frac{6}{2,7}$	$\frac{7}{6,1}$	$\frac{8}{39}$	$\frac{5}{3,5}$	$\frac{2}{6}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{8}{4,9}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{5}{2,9}$	$\frac{2}{4,9}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{8}{3,3}$	$\frac{7}{6,3}$	$\frac{2}{52}$
24	$\frac{8}{3,4}$	$\frac{5}{5,8}$	$\frac{1}{45}$	$\frac{5}{3}$	$\frac{2}{6}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{0}{2}$	$\frac{2}{3,5}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{8}{3,8}$	$\frac{2}{5,5}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{7}{2,7}$	$\frac{8}{4,9}$	$\frac{5}{35}$
25	$\frac{6}{2,9}$	$\frac{8}{5,7}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{6}{3,5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{7}{65}$	$\frac{5}{3,9}$	$\frac{2}{3,5}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{8}{3,3}$	$\frac{7}{6,3}$	$\frac{2}{52}$	$\frac{0}{1,1}$	$\frac{1}{4,1}$	$\frac{8}{38}$
26	$\frac{5}{3,7}$	$\frac{2}{4,8}$	$\frac{7}{49}$	$\frac{7}{4}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{2}{75}$	$\frac{6}{4,1}$	$\frac{1}{2,9}$	$\frac{7}{65}$	$\frac{7}{2,7}$	$\frac{8}{4,9}$	$\frac{5}{35}$	$\frac{3}{3,5}$	$\frac{5}{5,6}$	$\frac{7}{37}$
27	$\frac{5}{3,4}$	$\frac{4}{5,8}$	$\frac{7}{60}$	$\frac{0}{1,1}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{7}{66}$	$\frac{7}{4,2}$	$\frac{5}{5}$	$\frac{2}{75}$	$\frac{8}{3,2}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{5}{3,4}$	$\frac{2}{5,9}$	$\frac{8}{58}$
28	$\frac{8}{2,8}$	$\frac{5}{5,2}$	$\frac{3}{50}$	$\frac{4}{3}$	$\frac{8}{6}$	$\frac{7}{46}$	$\frac{0}{1,2}$	$\frac{3}{3,1}$	$\frac{7}{66}$	$\frac{0}{1,2}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{6}{3,9}$	$\frac{4}{6,1}$	$\frac{7}{40}$
29	$\frac{0}{3,5}$	$\frac{2}{4,4}$	$\frac{7}{55}$	$\frac{8}{5}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{4}{2,8}$	$\frac{8}{5,8}$	$\frac{7}{46}$	$\frac{5}{3,5}$	$\frac{2}{6}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{8}{3,5}$	$\frac{2}{5,6}$	$\frac{7}{50}$
30	$\frac{5}{2,8}$	$\frac{2}{5,3}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{2}{4}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{8}{4,2}$	$\frac{2}{5,3}$	$\frac{5}{65}$	$\frac{5}{3}$	$\frac{2}{6}$	$\frac{8}{58}$	$\frac{6}{3,3}$	$\frac{7}{4,6}$	$\frac{8}{39}$

Примітка – у чисельнику надано номери шарів з таблиці 1.2, а в знаменнику – їх потужність у метрах.

1.2 Склад проекту

Курсовий проект складається з розрахунково-пояснювальної записки (з графіками, схемами і розрахунками) і графічної частини. При виконанні розрахунків і перевірок до кожної повинна бути наведена відповідна схема.

Обсяг розрахунково-пояснювальної записки до 30 сторінок форматом А4 – 297×210 мм. Графічна частина проекту виконується на одному аркуші формату А2 – 594×420 мм олівцем.

При виконанні проекту необхідно:

- для свого варіанта накреслити схему відповідної мостової опори масштабом, якщо $H_0 \leq 8\text{м}$ – М1:100, якщо $H_0 > 8\text{м}$ – М1:200;
- за таблицею 1.3 скласти у відповідному масштабі геологічний розріз за заданою свердловиною.

Послідовність і зміст розрахунків щодо проектування фундаментів на палях наведені у підрозділі 1.4.

На аркуші **графічної частини** зображують:

- геологічний переріз по свердловині відповідно до завдання (без характеристик фізичних та деформативних властивостей ґрунтів і їх стисливості);
- мостову опору у трьох проекціях у тому ж масштабі, що й геологічний розріз, при цьому площину обрізів фундаменту заглиблюють нижче поверхні ґрунту або води на $0,5 \div 0,7$ м;
- на профільній проекції мостової опори епюри природного і додаткового тисків у межах зони, що стискається в однаковому вертикальному масштабі із спорудою;
- арматурне креслення палі масштабом 1:10 з необхідними перерізами та розмірами;
- конструктивні елементи та схеми з організації і ви-

конання будівельних робіт за основними видами робіт, що виконують при будівництві фундаменту на палях.

Креслення виконуються відповідно до ЄСКД, СПДБ, ГОСТ та ДСТУ.

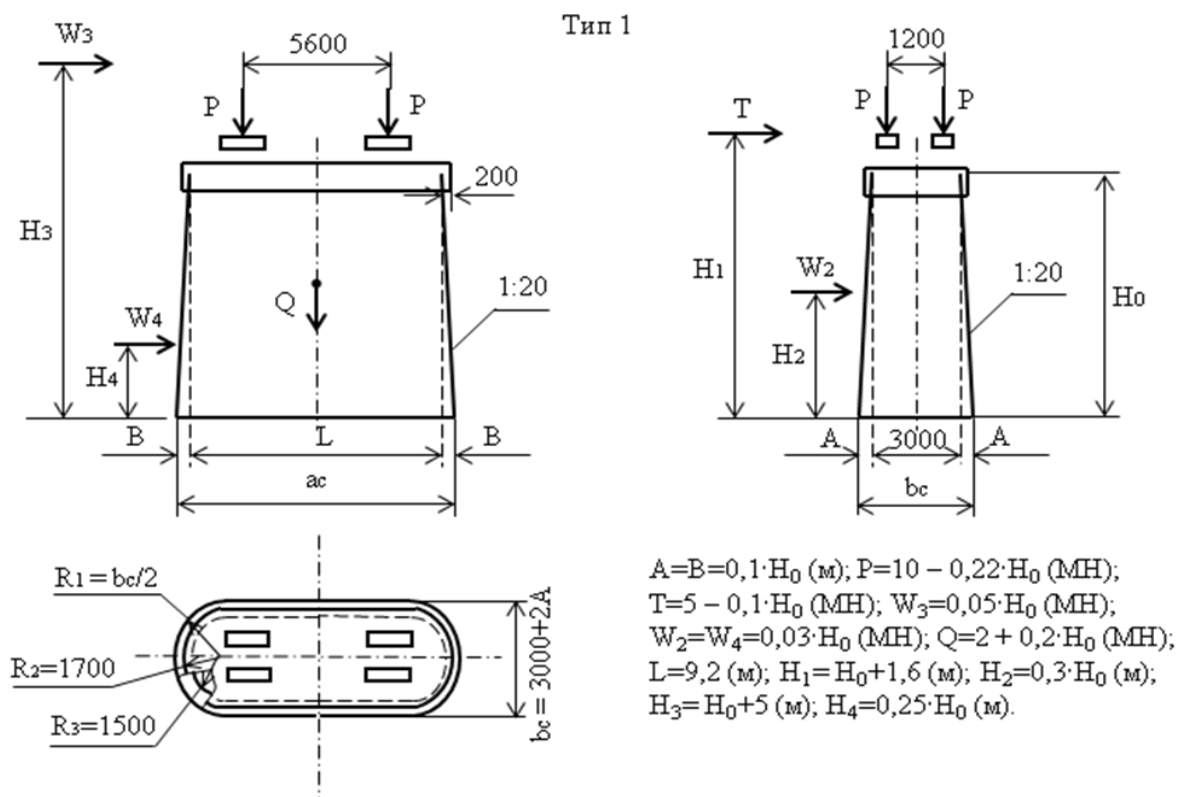


Рисунок 1.1 – Проміжна мостова опора

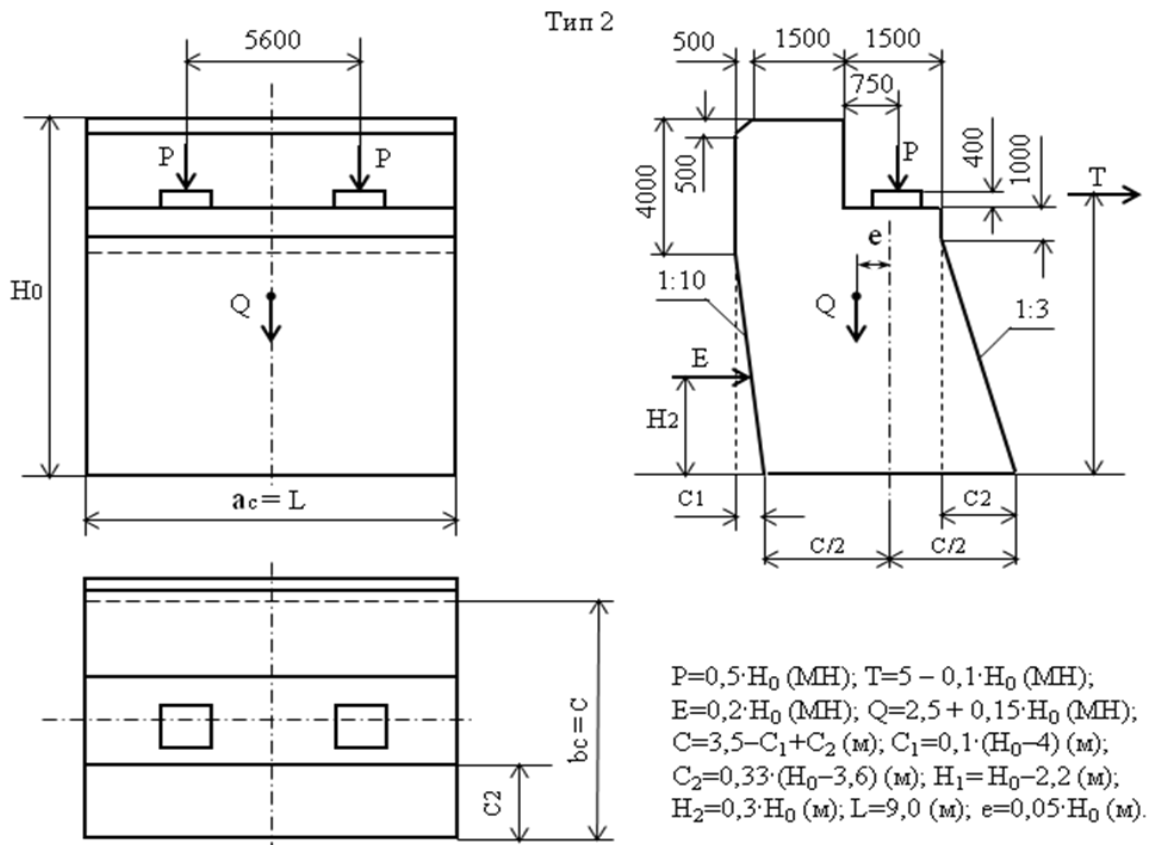
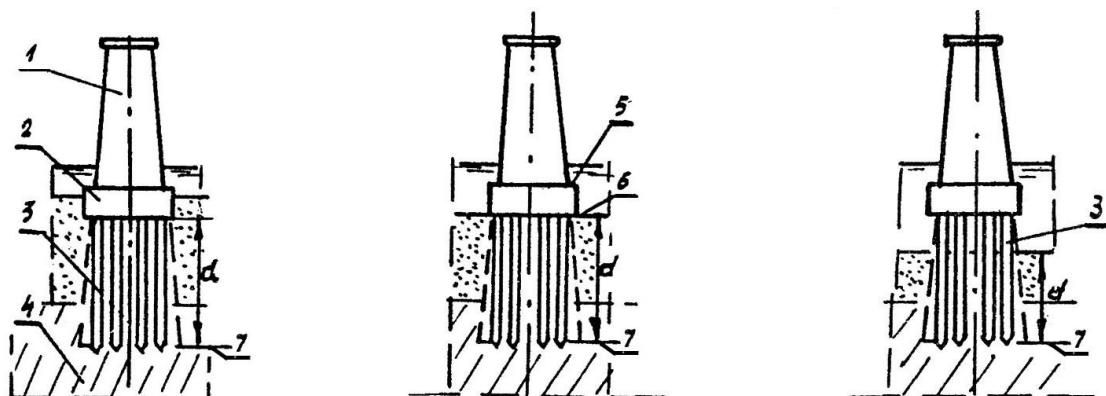


Рисунок 1.2 – Берегова мостова опора
1.3 Елементи фундаменту на палях

Елементи фундаменту на палях з низьким ростверком показані на рисунку 1.3, а з високим ростверком – на рисунку 1.4. Фундаменти на палях з низьким ростверком називають фундаментами з плитою, що торкається підшви ґрунту або заглибленою в нього, а з високим - фундаментами з плитою, яка розташована над ґрунтом.



1 – споруда; 2 – ростверк (плита); 3 – палі;

4 – основа фундаменту; 5 – обріз фундаменту; 6 – підшва плити ростверку; 7 – підшва фундаменту на палях

Рисунок 1.3 – Фундамент на палях з низьким ростверком

Рисунок 1.4 – Фундамент на палях з високим ростверком (по значення, що й до рисунку 1.3)

За типом застосування несучих елементів фундаменти бувають на палях, на палях - оболонках і палях - стовпах. За способом передачі навантаження на ґрунт палі підрозділяють на висячі, що передають навантаження на ґрунт за рахунок сил тертя і нормального опору на рівні вістря, і стояки, що обпираються на практично нестисливі ґрунти (для них сили тертя не враховують).

У даних методичних вказівках розглянуті питання проектування фундаментів на палях з низьким ростверком. Такі фундаменти застосовують у місцях можливого важкого режиму експлуатації споруд (затори льоду, наноси, що стирають), а також у заплавлених місцях і на мілководді.

Для фундаментів з низьким ростверком частіше застосовують залізобетонні палі суцільного перерізу. Ростверк цих споруд проектують з важкого бетону М200 (В15) у монолітному виконанні й бетонують на місці. До недоліків фундаментів з низьким ростверком відносяться: відносно великі обсяги допоміжних робіт з огороження та висушування котлованів; необхідність видалення великих об'ємів ґрунту при влаштуванні котловану під плиту. До переваг – застосування суцільних палей відносно простої конструкції; високопродуктивні методи занурення палей, що підвищує продуктивність праці і знижує вартість будівництва; можливість передачі горизонтальних сил на ґрунти, в які заглиблений ростверк, по його боковій грані.

1.4 Послідовність проектування фундаменту на палях

При проектуванні пального фундаменту комплекс питань вирішують у такій послідовності:

1 За нормативним значенням характеристик ґрунтів і діючих навантажень знаходять їхні розрахункові значення, які використовують при розрахунках.

2 Оцінюють гідрогеологічні умови. За характеристиками фізичних властивостей ґрунтів визначають умовний опір ґрунту R_0 і за його значенням встановлюють який із пластів ґрунту у межах геологічного розрізу може служити надійним несучим шаром – основою, на яку будуть обпіратися палі; залежно від властивостей несучого шару призначають тип палі за умовами роботи – висячі або стояки.

3 Призначають розміри ростверку, відмітки обрізу і підосви ростверку, що дозволяє при відомій глибині залягання несучого шару визначити мінімальну довжину палі і залежно від неї – розміри поперечного перерізу та тип палі.

4 Визначають напрямок забивання палі залежно від напрямку рівнодіючої постійно діючих вертикальних і невертикальних сил та залежно від кута нахилу рівнодіючої до вертикалі вибирають схему розміщення палі, після чого уточнюють довжину палі.

5 Розраховують несучу здатність палі за матеріалом і ґрунтом для визначення типу палі.

6 Визначають кількість палі за відомими навантаженням на фундамент і несучою здатністю однієї палі, розміщують їх у ростверку й уточнюють його розмір. Якщо палі обраного розміру розмістити не вдається, переходять до палі з більш високою несучою здатністю, спочатку використовуючи повну конструктивну довжину прийнятого типу палі.

7 Розраховують за першою групою граничних станів несучу здатність за ґрунтом фундаменту на палях як умовного масивного фундаменту мілкового закладання. Якщо умова міцності не виконується, збільшують кількість або довжину палі.

8 Перевіряють навантаження на палю крайнього ря-

ду або кутову, яке не повинно перевищувати допустиме навантаження на палю. Якщо перевірка не задовольняє умову міцності, необхідно виконати нерівномірне розміщення паль у ростверку або вжити інших заходів.

9 Перевіряють фундамент на дію горизонтальних сил, які сприймаються відпором ґрунту на боковій поверхні ростверку, нормальній до діючої сили, і опором усіх паль дії горизонтальних сил. Якщо перевірка не задовольняє умову міцності, необхідно збільшити висоту ростверку або кількість паль, або те й інше одночасно, або використати козлові палі.

10 Розраховують осідання фундаменту, яке не повинно перевищувати допустимої величини.

11 Завершують роботу вибором устаткування й організацією робіт із улаштуванням фундаменту.

12 Визначають техніко-економічні показання варіанта (варіантів) фундаменту, розраховують обсяги робіт, порівнюють їх за вартістю і знаходять кращий варіант. При виконанні курсової роботи визначають вартість одного варіанта.

2 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК ҐРУНТІВ І НАВАНТАЖЕНЬ

2.1 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів

У завданні на проектування приведені нормативні значення величин. Згідно зі СНиП [7] усі розрахунки основ повинні виконуватися з використанням розрахункових значень характеристик ґрунтів, які позначаються у загальному випадку через X і визначаються за формулою

$$X = X_H / \gamma_g, \quad (2.1)$$

де X_H - нормативне значення даної характеристики для кута внутрішнього тертя φ_H , питомого зчеплення C_H і модуля деформації E_H (таблиця 1.2);

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, приймається при розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g=1$, при розрахунках за несучою здатністю для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)}=1,5$, для кута внутрішнього тертя піщаних ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)}=1,1$ та пилувато - глинистих $\gamma_{g(\varphi)}=1,15$.

Приклад табличного розрахунку і запису розрахункових характеристик ґрунтів наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Нормативні значення характеристик ґрунту за пластами	Нормативні значення характеристик за групами граничного стану (ггс)					
	γ_g	I ГГС		γ_g	II ГГС	
		Норма т.	Розрах.		Норма т.	Розрах.
1	2	3	4	5	6	7

2.2 Визначення розрахункових навантажень на фундамент

Розрахунок основ за I групою граничних станів за несучою здатністю повинен виконуватись на основне сполучення навантажень, а при наявності особливих навантажень і дій – на основне і особливе сполучення [6].

Розрахунки за II групою граничних станів (за деформаціями) повинні виконуватися на основне сполучення навантажень. Розрахункові значення навантажень на вказані сполучення визначають за формулами таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Розрахункові навантаження

Сполучення навантажень	Формули для розрахунку
Основне	$N = 1,1 \times (\sum Q_i + \sum P_{i1}) + 1,2 \times \sum P_{i2}$ $F = 1,2 \times F_n$

	Для стоянів $F = 1,1 \times F_n$
Примітки	
<p>N – розрахункове сумарне вертикальне навантаження, F – розрахункове сумарне горизонтальне постійне навантаження, Q_i – власна вага споруди, фундаменту і ґрунту на його уступах, P_{i1} – навантаження від прогонових будівель, P_{i2} – навантаження від рухомого складу.</p>	

Далі усі розрахунки ведуть тільки за розрахунковими значеннями.

3 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПАЛЯХ

3.1 Аналіз гідрогеологічних умов. Визначення несучого шару ґрунту і типу палі за умовами роботи

За інженерною оцінкою гідрогеологічних умов на місцевості за заданими характеристиками фізичних і фізико-механічних властивостей ґрунтів обчислюють похідні величини, необхідні для визначення опору ґрунтів стискуванню кожного пласта розвіданої товщі.

За значенням числа пластичності I_p для **глинистих** ґрунтів, що визначається за формулою

$$I_p = W_L - W_P, \quad (3.1)$$

де W_L – вологість ґрунту на границі текучості, у частках одиниць;

W_P – вологість ґрунту на границі розкачування, у ча-

стках одиниць,

визначають назву ґрунту згідно з такими умовами:

супісок – $0,01 \leq I_p \leq 0,07$;
суглинок – $0,07 < I_p \leq 0,17$;
глина – $I_p > 0,17$.

Для **усіх видів ґрунту** обчислюють коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s \times (1 + W)}{\rho} - 1, \quad (3.2)$$

де ρ_s – густина часток ґрунту;
 ρ – середня густина ґрунту;
 W – вагова вологість ґрунту у природному стані, у частках одиниць.

Залежно від значення коефіцієнта пористості за таблицею 3.1 визначають щільність складання **піщаних ґрунтів**.

Таблиця 3.1 – Щільність складання **піщаних ґрунтів**

Види піщаних ґрунтів	Щільність складання		
	щільні	середньої щільності	пухкі
Піски гравелісті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Піски дрібні	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Для визначення водонасиченості ґрунтів та імовірного розміщення дзеркала ґрунтових вод обчислюють ступінь вологості ґрунтів

$$S_r = \frac{W \times \rho_s}{e \times \rho_w}, \quad (3.3)$$

де ρ_w – густина води, приймається 1000 кг/м^3 , 1 г/см^3 .

За ступенем вологості ґрунти поділяють на водонасичення малого ступеня – $0 < S_r \leq 0,5$; водонасичення середнього ступеня – $0,5 < S_r \leq 0,8$; насичені водою – $0,8 < S_r \leq 1$.

Імовірне розміщення горизонту ґрунтових вод визначають за верхньою межею шару ґрунту, для яких $S_r > 0,8$.

Для **глинистих ґрунтів** визначають показник текучості I_L

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (3.4)$$

Класифікація ґрунтів залежно від показника текучості наведена в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Класифікація ґрунтів залежно від показника текучості

Супіски	тверді	$I_L < 0$
	пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
	текучі	$I_L > 1$
Суглинки і глини	тверді	$I_L < 0$
	напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,5$
	м'якопластичні	$0,5 < I_L \leq 0,75$
	текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1,0$
	текучі	$I_L > 1,0$

Вивітрілі або неводостійкі скельні, сипучі піщані, пухкі піщані, глинисті текучої консистенції, а також мулисті, заторфовані, насипні й намивні ґрунти як основу у природному вигляді **не застосовують**.

3.2 Поняття про умовний R_0 , нормативний R_H і розрахунковий R опір ґрунту

За *умовний опір* R_0 ґрунту приймають опір ґрунту при

умовних значеннях глибини закладання $d=3$ м і ширини підошви $b=2$ м (для формули (3.6)).

Нормативний опір R_H ґрунту розраховують за формулою (3.6).

Розрахунковий опір ґрунту визначають за формулою $R=R_H \cdot m/\gamma_g$, $m=1$, $\gamma_g=1,4$ ($m/\gamma_g=0,7$).

3.3 Визначення умовного і розрахункового опору ґрунтів

Для кількісної оцінки несучої здатності різних пластів ґрунту визначають їх умовний опір, після аналізу величин яких приймають рішення про те, які з пластів можуть бути несучими.

Умовний опір основи з піщаних і глинистих ґрунтів осьовому стиску приймають за таблицями 3.3 і 3.4.

Для визначення умовного опору піщаного ґрунту спочатку за таблицею 3.1 визначають щільність його складання і якщо піски не пухкі, приймають R_0 за таблицею 3.3.

Величину умовного опору R_0 для твердих супісків, суглинків і глин ($I_L < 0$) слід визначати за формулою (3.5) і приймати для супісків не вище 981 кПа, для суглинків – 1962 кПа, для глин – 2943 кПа.

$$R_0 = 1,5 \times R_{MC}, \quad (3.5)$$

де R_{MC} – межа міцності при одноосьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

Після того як розміри фундаменту вже відомі, визначають нормативний опір основи в піщаних і глинистих ґрунтах осьовому стиску, Па, за формулою

$$R_H = 1,7 \{ R_0 [1 + \kappa_1 (b - 2)] + \kappa_2 \times \gamma (d - 3) \}, \quad (3.6)$$

де b – ширина (менша сторона або діаметр) подошви фундаменту, м, при ширині більше, ніж 6 м приймається $b = 6$ м;

d – глибина заглиблення фундаменту;

γ – усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від подошви фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води, припускається приймати $\gamma = 19,62$ кН/м³;

K_1, K_2 – коефіцієнти, які приймають за таблицею 3.5.

Таблиця 3.3

Піщані ґрунти і їхня вологість		Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів середньої щільності в основах, кПа
Гравійні і крупні піщані, незалежно від їхньої вологості		343
Середньої крупності	Маловологі	294
	вологі і насичені водою	245
Дрібні	Маловологі	196
	вологі і насичені водою	147
Пилуваті	Маловологі	196
	Вологі	147
	насичені водою	98
Примітка – Для щільних пісків наведені значення R_0 необхідно збільшувати на 100%, якщо їхню щільність визначено статичним зондуванням, і на 60%, якщо їхню щільність визначено за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.		

Таблиця 3.4

Назва ґрунту	Коефіцієнт пористості, e	Умовний опір глинистих ґрунтів, кПа, при I_L
--------------	----------------------------	--

		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супіски при $I_p \leq 0,05$	0,5	343	294	245	196	147	98	-
	0,7	294	245	196	147	98	-	-
Суглинки при $0,10 \leq I_p \leq 0,15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	-
	1,0	294	245	496	147	98	-	-
Глина при $I_p > 0,20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	-
	1,1	294	245	196	147	98	-	-

Примітки

1 Для проміжних значень I_p та e R_o визначають інтерполяцією.
2 При значеннях числа пластичності I_p у межах 5-10 і 15-20 потрібно приймати середні значення R_o , що дані у таблиці 3.3 відповідно для супісків, суглинків і глин.

Таблиця 3.5

Ґрунт	Коефіцієнти	
	K_1, M^{-1}	K_2
Гравій, галька, пісок гравійний, крупний і середньої крупності	0,10	3,0
Пісок дрібний	0,08	2,5
Пісок пилуватий, супісок	0,06	2,0
Суглинок і глина тверді і напівтверді	0,04	2,0
Суглинок і глина тугопластичні і м'якопластичні	0,02	1,5

Розрахунковий опір осьовому стиску основ з невивітрілих скельних ґрунтів R , кПа, слід визначати за формулою

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (3.7)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, що приймається рівним 1,4;

R_c – границя міцності при осьовому стиску зразків скельного ґрунту, кПа.

Розрахунковий опір, який визначено за формулою (3.6)

для глин або в основах фундаментів мостів, розміщених у межах постійних водотоків, слід підвищувати на величину, яка дорівнює $14,7 \times d_w$, кПа, де d_w – глибина води, м, від найнижчого рівня межі.

Після визначення і аналізу умовних опорів пластів основ необхідно зробити висновок про переважність використання того чи іншого пласта як несучого для фундаменту на палях.

Визначення типу фундаменту на палях за умовами роботи виконують, оцінюючи міцність ґрунтів несучого шару. У випадку, коли палі обпираються на практично нестискувані ґрунти (скелясті, гравійні, глини у твердому стані), фундамент зводиться на палях – стояках (рисунок 3.1), в іншому випадку – на висячих палях (рисунок 3.2). Для фундаменту на палях – стояках перевірку фундаменту як умовного масивного і розрахунок осідання не виконують.

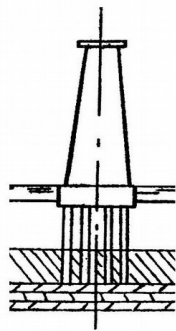


Рисунок 3.1 – Фундамент на палях-стояках

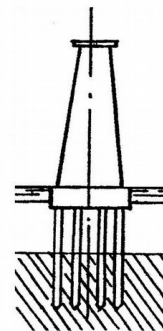


Рисунок 3.2 – Фундамент на висячих палях

3.4 Визначення розмірів ростверку і паль

Застосування дерев'яних паль обмежується рядом факторів, головними з яких є можливість загнивання паль у зв'язку з порушенням режиму консервації і відносно висока вартість мачтового лісу в центральних районах Європи. У зв'язку з цим рекомендується (переважно) застосовувати залізобетонні палі, які є довговічними, можуть вироблятися різних розмірів і типів, не загнивають і не вимагають режи-

му консервації.

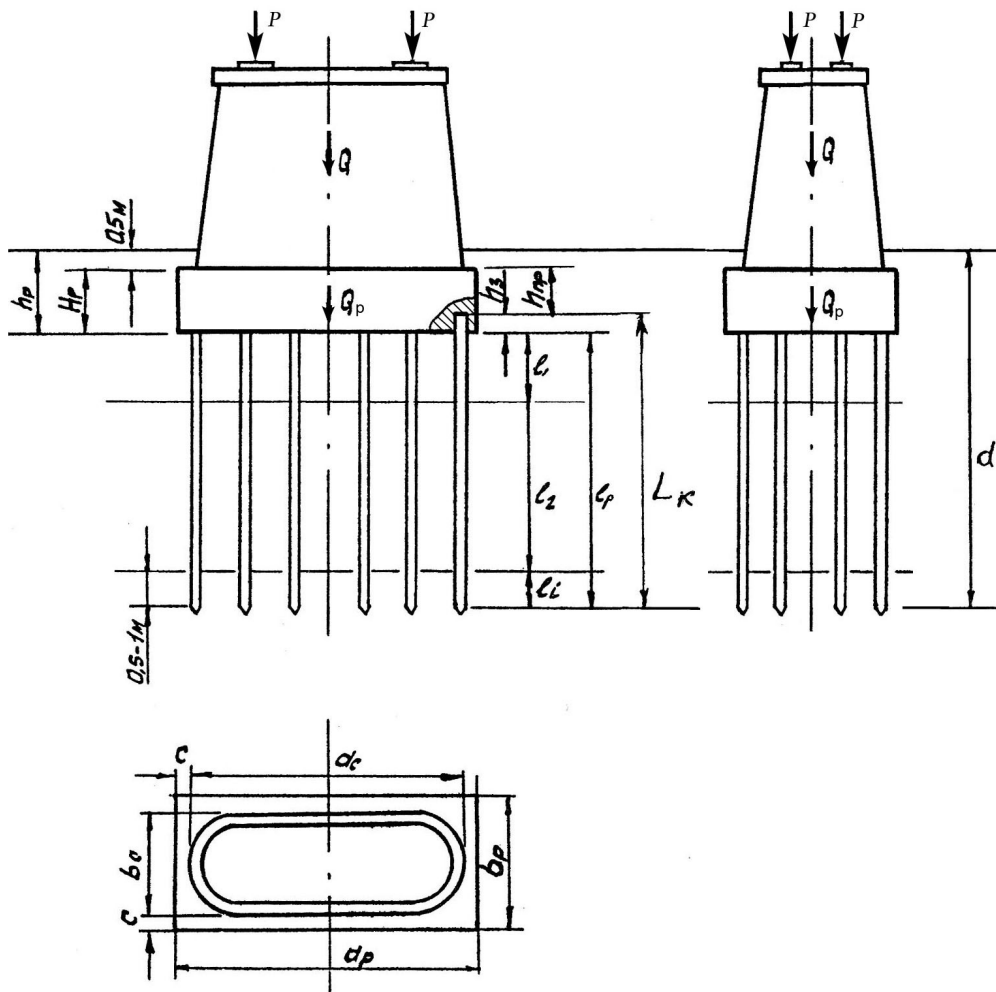
Між матеріалом і можливими розмірами палі є відомий взаємозв'язок. Залізобетонні палі можуть мати довжину до 20 м, крім того, нарощуватися у процесі занурювання. Тобто глибина залягання несучого шару визначає довжину палі, її переріз, а також разом з іншими факторами матеріал палі.

Для визначення довжини палі необхідно знати позначки глибини закладання підшви ростверку і вістря палі: різниця цих позначок визначить робочу довжину палі l_p . Тому виникає необхідність у визначенні розмірів ростверку і глибини закладання його підшви відносно поверхні ґрунту або дна водоймища.

Розміри ростверку в плані визначаються величиною і формою споруди. Спочатку призначають мінімальні розміри. Якщо споруда в плані $a_c \times b_c$, м (рисунок 3.3), то розміри ростверку визначають за формулами:

$$a_p = a_c + 2 \times C; \quad b_p = b_c + 2 \times C, \quad (3.8)$$

де C – величина обрізу фундаменту, яка для мостів дорівнює 0,25 – 0,5 м.



d – глибина закладання підшви фундаменту на палях відносно розрахункової поверхні; h_p – глибина закладання підшви ростверку у ґрунт; H_p – висота ростверку; h_{pr} – товщина ростверку над головою палі; l_i – товщина i -го шару ґрунту, що пройшла палю; l_p – робоча довжина палі; L_k – конструктивна довжина палі; c – обріз ростверку; b_c , a_c – ширина і довжина споруди в плані; b_p , a_p – ширина і довжина ростверку в плані

Рисунок 3.3 - Схема фундаменту на палях для визначення розмірів ростверку і палей

У випадку необхідності збільшення розміру ростверку в плані його виконують під кутом жорсткості матеріалу не більше 30° (кут нахилу до вертикалі площини, яка проведена через внутрішні ребра уступів).

Глибина закладання підшви ростверку h_p визначається відповідно таким міркуванням:

а) у крупноуламкових, а також крупних і середньої крупності піщаних ґрунтах на будь-якому рівні, незалежно від глибини промерзання, при умові залягання товщі зазначених ґрунтів нижче глибини промерзання і відсутності при промерзанні напірних ґрунтових вод;

б) у глинистих і суглинистих, а також дрібних і пилуватих піщаних ґрунтах – нижче глибини промерзання, не менше 0,25 м;

в) у руслі ріки на будь-якому рівні (у тому числі вище дна русла ріки) при відсутності промерзання води до дна, але не менше ніж $\delta+0,25$ м, нижче рівня низького льодоставу, де δ – товщина льоду, м;

г) при наявності льодоходу, карчоходу або стираючих кладку наносів з розрахунком, щоб палі не піддавались їх дії.

При достатніх глибинах водоймища і низькому ростверку обріз фундаменту необхідно розміщати на 0,5 м нижче рівня льодоставу.

Розрахункову глибину промерзання d_f , м, визначають за формулою

$$d_f = K_h \times d_{fn} \times \gamma_c, \quad (3.9)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання ґрунту, м;

K_h – коефіцієнт теплового режиму будівлі, для мостових опор $K_h=1$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, $\gamma_c=1,1$.

Нормативну глибину промерзання ґрунтів d_{fn} , м, визначають за формулою

$$d_{fn} = d_0 \times \sqrt{M_t}, \quad (3.10)$$

де M_t – сума абсолютних середньомісячних мінусових температур за період зими у районі будівництва (надано у вихідних даних);

d_0 – глибина промерзання, яка дорівнює для глин і суглинків 0,23 м, для супісків, пісків пилуватих і

дрібних – 0,28 м, для пісків середньої крупності, крупних і гравелистих – 0,30 м, для крупноуламкових ґрунтів – 0,34 м.

Приклад.

Для глини при $M_t=36$ $d_{fn} = 0,23_0 \times \sqrt{36} = 0,23 \times 6 = 1,38\text{м.}$

Якщо на споруду діє постійна горизонтальна сила, необхідні конструктивні рішення для передачі її на основу фундаменту. При наявності у межах глибини закладання ростверку і паль ґрунтів, які мають характеристики, що визначають їх опір зсуву, горизонтальні сили можуть бути передані на ґрунт по боковій поверхні відповідної грані ростверку та паль.

Якщо ґрунти у цих межах не можуть мати достатнього опору зсуву, як наприклад, мул або торф, необхідно застосовувати козлові палі або палі оболонки.

На берегові опори діє постійна горизонтальна сила E (від тиску ґрунту насипу на підходах до мосту), рисунок 3.4.

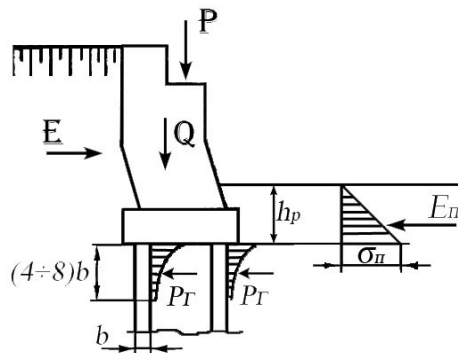


Рисунок 3.4 – Схема для визначення h_p

Силі E протидіє сила від пасивного тиску ґрунту E_n , яка виникає на площі $h_p \times a_p$, де h_p – глибина закладання підшви ростверку у ґрунт, від величини якої залежить величина сили E_n ; a_p – довжина ростверку. Окрім того, палі одержують опір ґрунту по поверхні на товщині ґрунту $(4-8) \cdot b$, величина якого P_r наведена у таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Допустиме горизонтальне навантаження на

одну палю P_r

Ґрунти під подошвою ростверку на глиби- ну, кб	Розрахункова глибина закладення залізобетон- ної палі в ґрунті, кб	P_r , кН, для залі- зобетонних паль розмі- рами в перерізі, см		
		30×30	35×35	40×40
Піски середньої щі- льності, супіски, су- глинки і глини тугопластичні	6·b	60	70	80
Піски і супіски пилу- ваті, пухкі, суглинки і глини м'якопласти- чні, злежалі мули	7·b	25	30	35
Супіски, суглинки і глини текучопласти- чні	8·b	10	15	20

Рівновага діючих сил буде забезпечена при виконанні умови опору зсуву

$$E \leq \frac{m}{\gamma_n} \times F_{yt},$$

де m – коефіцієнт за таблицею 3.7;

F_{yt} – утримуюча сила, $F_{yt} = E_n + n \times P_r$;

E_n – сила від пасивного тиску σ_p ,

$$E_n = \frac{\sigma_n \times h_p}{2} = a_p \times \gamma \times h_p \times \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi_p}{2} \right) \times \frac{h_p}{2} = \frac{a_p \times \gamma \times h_p^2 \times \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi_p / 2)}{2}.$$

Таблиця 3.7

Кількість паль	Коефіцієнт m
1÷5	0,85
6÷10	0,90
> 11	1,00

Також можна записати $E_n = E - n \times P_r$.

Тобто

$$\frac{m}{\gamma_n} \times \frac{a_p \times \gamma \times h_p^2 \times \operatorname{tg} 2\left(45 + \frac{\varphi_p}{2}\right)}{2} = E - \frac{m}{\gamma_n} \times n \times P_r,$$

звідки з урахуванням опору від сили тертя підшви ростверку по ґрунту множником 0,7 h_p дорівнює

$$h_p = 0,7 \times \operatorname{ctg} \left(45 + \frac{\varphi_p}{2}\right) \sqrt{\frac{2 \times (E - m/\gamma_n \times n \times P_r)}{a_p \times \gamma \times m/\gamma_n}}, \quad (3.11)$$

де a_p – довжина сторони ростверку, розміщеної нормально до напрямку горизонтальної сили;

γ – питома вага ґрунту (при $Sr > 0,8$ береться у зваженому стані);

h_p – глибина закладання підшви ростверку у ґрунт;

φ_p – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту;

0,7 – коефіцієнт, який враховує сили тертя по підшві ростверку;

m – коефіцієнт умов роботи, приймають за таблицею 3.7;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, $\gamma_n = 1,1$;

n – кількість паль у ростверку;

P_r – допустиме горизонтальне навантаження на одну палю, що приймається за таблицею 3.6.

Приклад. Розрахуємо необхідну глибину закладання ростверку h_p при таких вихідних умовах: $E=2\text{МН}$; кількість паль ще не визначена, тому умовно приймаємо $n=20$ шт.; паля $b_p=0,3\text{м}$ ($30 \times 30\text{см}$); $P_r=25\text{кН}$; $\varphi_p=20^\circ$; $a_p=10\text{ м}$; ґрунт – супісок пилюватий, насичений водою, $\gamma_{зс}=0,01\text{ МН/м}^3$.

$$h_p = 0,7 \times \operatorname{ctg} \left(45 + \frac{20}{2}\right) \sqrt{\frac{2 \times (2 - 1/1,1 \times 20 \times 0,025)}{10 \times 0,01 \times 1/1,1}} = 2,88\text{м}.$$

Приймаємо $h_p = 3\text{ м}$.

Після остаточного визначення величин b_p , n , P_r розрахунок повторюють і якщо h_p не збільшилось, тоді змін

прийнятих розмірів не роблять. Якщо опір паль не враховувати, h_p збільшиться до 3,25 м.

Глибину закладання ростверку приймають як найбільшу, яка одержана при аналізі усіх міркувань. Висота ростверку H_p визначається як різниця відміток глибини закладання площини обрізів і підшви ростверку. Глибина закладання площини обрізів приймається рівною 0,5 м. При відсутності постійних горизонтальних сил (як у проміжних мостових опор) мінімальна висота ростверку дорівнює 1 м, середня – 1,5÷3,0 м, краще приймати $H_p \geq 2$ м.

За відомими розмірами ростверку визначають його вагу, кН,

$$G_p = a_p \times b_p \times H_p \times \gamma_b, \quad (3.12)$$

де γ_b – питома вага бетону, приймаємо 24 кН/м³.

Нижній кінець паль, згідно зі СНиП [10], слід занурювати в малостисливі ґрунти, прийняті за несучий шар, не менше: в крупноуламкові ґрунти, гравелісти, крупні і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,1$ – на 0,5 м, в інші види ґрунтів – на 1,0 м.

Таким чином, якщо відомі позначки закладання підшви ростверку і вістря палі, їх різниця визначить робочу довжину палі l_p . Взаємне розміщення поверхні ґрунту, ростверку, несучого шару необхідно вказати на схемі згідно з рисунком 3.3.

Повна або конструктивна довжина палі визначається за формулою

$$L_k = l_p + 2 \times b_n, \quad (3.13)$$

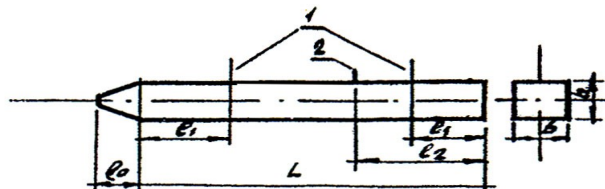
де $2 \times b_n$ – половина периметра поперечного перерізу палі.

Вибір типу і розміру залізобетонних паль виконують

згідно з таблицею 3.8.

При виборі розмірів палі слід врахувати, що застосування легкого типу палі спрощує виконання робіт, збільшує ступінь використання обладнання, але зможе привести до збільшення розмірів плити ростверку та ускладнення конструкції. Приблизні розміри залізобетонних палі можна прийняти за таблицею 3.8, враховуючи, що необхідна довжина палі повинна складати близько 0,8 її максимальної довжини, як запас на випадок необхідності збільшення довжини палі при уточнених розрахунках.

Градація довжини палі приймається: при $L < 6$ м – через 0,5 м; при $L \geq 6$ м – через 1,0 м. При проектуванні фундаментів на палях для мостів і труб розрахункова довжина палі повинна бути не менше 4 м, при цьому вістря палі заглиблюють нижче розрахункової глибини розмиву не менше ніж на 4 м. Для фундаментів промислових або цивільних споруд паля може бути коротше 4 м. Розташування монтажних петель і штиря наведені на рисунку 3.5.



1 – підйомні петлі; 2 – штир для фіксації місця стропування при піднятті на копер (при $l \leq 8$ м $l_1=0,2 L$, $l_2=0,3 L$; при $l > 8$ м $l_1=0,2 L$, $l_2=0,3 L-0,1$ м)

Рисунок 3.5 – Палі суцільні квадратного перерізу

Таблиця 3.8 – Номенклатура залізобетонних палі

Марка палі	Розмір сторін попереч-	Довжина призма-тичної частини L ,	Довжина вістря l_0 , мм	Клас міцності бетону
------------	------------------------	-------------------------------------	---------------------------	----------------------

	ного пере- різу b_n , мм	мм		
3 ненапруженою арматурою ГОСТ 19804.1-79				
C3-30÷C12-30	300	3000-12000	250	B-25
C8-35÷C16-35	350	8000-16000	300	B-30
C13-40÷C16-35	400	13000-16000	350	B-30
3 напруженою стержневою арматурою ГОСТ 19804.2-79				
CH9-30÷CH15-30	300	900-15000	250	B-40
CH10-95÷CH20-35	350	10000-20000	300	B-40
CH18-40÷CH20-40	400	13000-20000	350	B-40
3 напруженою дротовою арматурою				
CHпр3-30÷CHпр15-30	300	3000-15000	250	B-40
CHпр8-35÷CHпр20-35	350	8000-20000	300	B-40
CHпр13-40÷CHпр20-40	400	13000-20000	300	B-40

Необхідно врахувати, що зменшення довжини паль приведе до зростання осідання споруди.

3.5 Визначення напрямку забивання паль

Палі, що занурені в напрямку рівнодіючої усіх сил, не мають згинаючих навантажень, тому їх доцільно занурювати в напрямку рівнодіючої.

Для визначення напрямку рівнодіючих усіх сил в ріні підошви ростверку знаходять суму горизонтальних і вертикальних сил (рисунок 3.6) і розраховують $tg \alpha$ за формулою

$$tg \alpha = \frac{F_H}{N}, \quad (3.14)$$

де F_H – сума горизонтальних сил, Н;

N – сума вертикальних сил, Н;

α – кут нахилу рівнодіючої усіх сил відносно

вертикальної осі.

А також величину рівнодіючу усіх сил, N , за формулою

$$F_R = \sqrt{(N)^2 + (F_H)^2}. \quad (3.15)$$

Залежно від величини кута α приймають рішення про напрямок і схему забивання палі. Якщо кут $0 < \alpha \leq 7^\circ$, палі забивають вертикально (рисунок 3.7), якщо $7^\circ < \alpha \leq 15^\circ$, палі забивають похило, за напрямком рівнодіючої за паралельно-похилою (рисунок 3.8) або віяловою (рисунок 3.9) схемами. Якщо кут $\alpha > 15^\circ$, то палі забивають під кутом нахилу до вертикалі менше або рівним 15° за козловою схемою (рисунок 3.10) або комбінованою (рисунок 3.11).

При виборі схеми розміщення палі у фундаментах необхідно враховувати, що несиметричне, похиле, козлове або комбіноване розміщення палі приймають переважно при постійних за величиною і напрямком діючих силах. Якщо неvertикально направлені сили можуть міняти свій напрямок, то приймають симетричне розміщення палі за однією із розглянутих схем (рисунки 3.7÷3.9 або 3.11).

За технічними можливостями устаткування для занурювання палі нахили не повинні перевищувати: для палі – 3:1; палі-оболонок і палі-стовпів діаметром 1,0÷1,2 м – 4:1, діаметром 1,6 м – 5:1 та 2 м – 6:1.

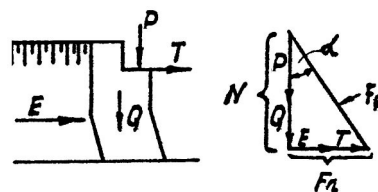


Рисунок 3.6 – Визначення напрямку рівнодіючої всіх сил



Рисунок 3.7 –
Вертикальна схе-
ма забивання палі

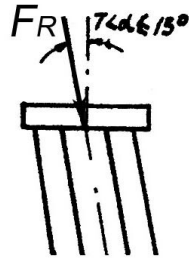


Рисунок 3.8 –
Похила схема
забивання палі

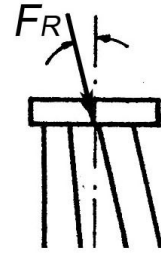


Рисунок 3.9 – Вія-
лова схема заби-
вання палі

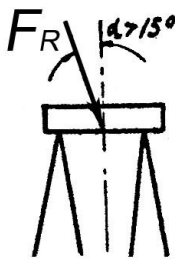


Рисунок 3.10 –
Козлова схема
забивання палі

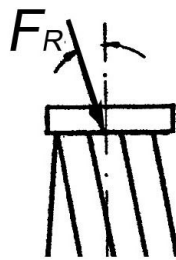
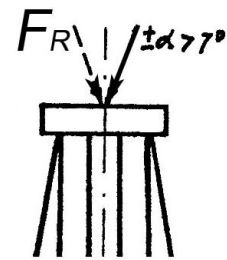


Рисунок 3.11 – Комбіновані схеми
забивання палі



3.6 Визначення несучої здатності палі за матеріалом і ґрунтом

Несуча здатність залізобетонних палі за матеріалом, Φ_M , МН, визначається за формулою

$$\Phi_M = S_{\sigma} \times R_b + S_a \times R_a, \quad (3.16)$$

де S_{σ} – площа поперечного перерізу бетону палі, m^2 ;
 R_b – розрахунковий опір стиску бетону палі (таблиця 3.9);
 S_a – площа поперечного перерізу повздовжньої арматури палі, m^2 (приймають 1-3% від S_{σ} , спочатку краще приймати 1%);

R_a – розрахунковий опір арматури А-II, приймають рівним 250 МПа .

Розрахунковий опір бетону різних класів при розрахунку конструкцій мостів і труб за граничними станами першої і другої групи приймають за таблицею 3.9 згідно із ГОСТ [2].

Таблиця 3.9 – Розрахунковий опір бетону різних класів

Вид опору	Умовне позначення	Розрахунковий опір бетону, МПа, класів				
		В20	В25	В30	В35	В40
При розрахунках за граничними станами першої групи						
При осьовому стиску	R_b	10,5	13,0	15,5	17,5	20,0
При осьовому розтягу	R_{bt}	0,85	0,95	1,10	1,15	1,25
При зрізі у монолітному бетоні	R_{bcut}	$R_{bcut}=0,1 R_b$				

Визначення несучої здатності палі за ґрунтом

Опір ґрунту занурюваної палі дією повздовжнього навантаження називається несучою здатністю палі за ґрунтом Φ_r , МН. Згідно зі СНиП [10] несучу здатність висячої палі за ґрунтом визначають як суму опорів ґрунту під вістрям і по боковій поверхні занурюваної палі за формулою

$$\Phi_r = m \times (m_R \times R \times S + U \times \sum_1^k m_f \times f_i \times l_i), \quad (3.17)$$

де m – коефіцієнт умов роботи для паль-оболонок у ґрунті, приймають рівним $m=1$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,

- $M\Gamma a$, визначають за таблицею А.1 (додаток А);
- S – площа обпирання на ґрунт палі, m^2 , приймається за площею поперечного перерізу палі бруто або за площею перерізу поперечного камуфлетного розширення за його найбільшим діаметром;
- U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, m ;
- f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на боковій поверхні палі, $M\Gamma a$, визначають за таблицею А.2 (додаток А);
- l_i – товща i -го ґрунту, який прилягає до бокової поверхні, m , не повинна перевищувати 2 м, тому товщина пласта кожного виду ґрунту, що прилягає до бокової робочої поверхні палі, розбивається на шари не більше як 2 м, при цьому складових під знаком суми буде стільки, на скільки підшарів була розбита робоча довжина палі;
- m_R, m_f – коефіцієнт умов роботи відповідно під нижнім кінцем і по боковій поверхні палі, які враховують вплив способу занурення паль на розрахунковий опір ґрунту, що приймають незалежно один від одного за таблицею А.3 (додаток А);
- k – кількість шарів ґрунту.

Несуча здатність Φ_r , МН, палі квадратної з круглою запоною, прямокутної і круглої із запоною, яка працює на висмикування, визначають за формулою

$$\Phi_r = m \times U \times \sum_1^k m_f \times t_i \times l_i, \quad (3.18)$$

де m – коефіцієнт умов роботи, що приймається для паль, які занурюють у ґрунт на глибину менше 4 м, $m=0,6$; на глибину 4 м і більше $m=0,8$ - для усіх будівель і споруд, окрім опор повітряних ліній електропередач.

Несуча здатність Φ_r , МН, **палі-стояка** забивної квадратної, прямокутної, круглої діаметром до 0,8 м, а та-

кож палі-оболонки, набивної палі і палі-стовпа, які обпираються на практично нестислий ґрунт, визначається за формулою

$$\Phi_r = m \times R \times S, \quad (3.19)$$

де m – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймається $m=1$;

S – площа, m^2 , обпирання на ґрунт палі, палі-оболонки або палі-стовпа, яку приймають для паль суцільного перерізу рівною площі перерізу, а для паль квадратних з круглою запоною, круглих із запоною і паль-оболонок – площі поперечного перерізу нетто – при відсутності заповнення їх бетоном на висоту не менше 3 м;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка, набивної палі і палі-оболонки, який приймають:

а) для забивних паль, що обпираються нижнім кінцем на скелясті і крупноуламкові (щебеністі, галечникові, деревинні і гравійні) ґрунти з піщаним заповнювачем, а для паль фундаментів опор мостів у випадку обпирання на глинисті ґрунти твердої консистенції – $R=20$ МПа;

б) для паль-оболонок, набивних бетонних паль і палі-стовпів, закладених у скелястий ґрунт, не менше як на 0,5 м, за формулою

$$R = \frac{R_{сж}^H}{\gamma_g} \left(\frac{h_3}{d_3} + 1,5 \right), \quad (3.20)$$

де $R_{сж}^H$ – середнє арифметичне значення тимчасового опору скелястого ґрунту одноосьовому стиску у водонасиченому стані;

h_3 – розрахункова глибина закладання палі-оболонки або набивної палі в скелястий ґрунт, м;

d_3 – зовнішній діаметр закладеної у скелястий ґрунт ча-

стини палі-оболонки, набивної палі і палі-стовпа, м;

в) для паль-оболонок, що рівномірно обпираються на поверхню незруйнованого скелястого ґрунту, прикритого шаром ґрунтів, які не розмиваються, завтовшки не менше трьох діаметрів палі-оболонки, за формулою

$$R = \frac{R_{СЖ}^H}{\gamma_g} \quad (3.21)$$

Після визначення несучої здатності палі за матеріалом Φ_M і ґрунтом Φ_G доцільно порівняти їх значення. Здається очевидним, що в оптимальних випадках $\Phi_M = \Phi_G$. У тому випадку, коли $\Phi_M > \Phi_G$, значний резерв матеріалу палі за міцністю не використовується, доцільно збільшити довжину паль, зменшивши відповідно їх кількість.

Якщо $\Phi_M < \Phi_G$, то довжина палі прийнята надто великою. Однак це рішення може бути виправданим, якщо шар розміщується на значній глибині, у той час як розташований вище шар ґрунтів знаходиться у текучому стані і для нього $R=0$.

3.7 Визначення кількості паль, їх розміщення у ростверку та уточнення його розмірів

3.7.1 Кількість вертикальних паль у фундаменті

Кількість вертикальних паль у фундаменті на палях визначають за формулою

$$n = \frac{F_R}{P_C} \quad (3.22)$$

де n – кількість паль;

F_R – рівнодіюча розрахункових сил, Н, яка визначається за формулою (3.15);

P_c – розрахунковий опір палі, Н

$$P_c = \frac{\Phi}{\gamma_g}, \quad (3.23)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, $\gamma_g = 1,4$;

Φ – менше із значень Φ_M або Φ_T , які розраховані за формулами (3.16)÷(3.19).

Кількість похилих палей визначають за формулою

$$n = \frac{F_\gamma}{P_c}, \quad (3.24)$$

де F_γ – сила, яка діє на похилі палі, що забиті під кутом γ до вертикалі, Н (рисунок 3.12), розраховується за формулою

$$F_\gamma = F \times \alpha \cos \alpha \times (\alpha - \gamma) / \cos \alpha. \quad (3.25)$$

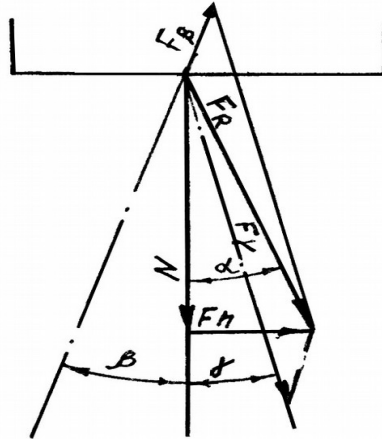
Козлові палі (рисунок 3.10) містять стиснуті і розтягнуті палі, зусилля в яких визначають за формулами:

– для стиснутих $F_\gamma = \frac{N \times \sin \beta + F_n \times \cos \beta}{\sin(\gamma + \beta)}$; (3.26)

– для розтягнутих $F_\beta = \frac{F_n \times \cos \gamma - N \times \sin \gamma}{\sin(\gamma + \beta)}$. (3.27)

Кількість стиснутих n_γ і розтягнутих n_β палей визначають за формулами:

$$n_\gamma = \frac{F_\gamma}{P_c}; \quad n_\beta = \frac{F_\beta}{P_c}. \quad (3.28)$$

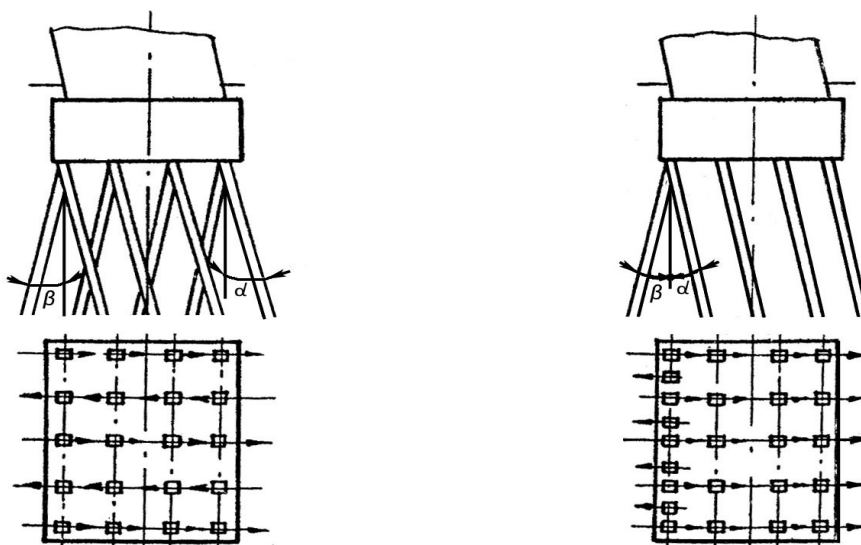


N, F_h – сума вертикальних і горизонтальних сил;
 α, β, γ – кути між вертикаллю і осями відповідно рівнодіючої сил F_α , розтягнутих паль силою F_β , стиснутих паль силою F_γ

Рисунок 3.12 – Схема для визначення напрямку забивання козлових паль

У деяких випадках $n_\gamma \approx n_\beta$, однак частіше $n_\gamma > n_\beta$, отже, не всі палі повинні бути козловими. У цьому випадку їх кількість приймають рівного меншому із значень n_γ або n_β , а останні палі залишають похилими.

Приклад розміщення похилих і козлових паль у ростверку показано на рисунку 3.13.



а) козлова схема забивання паль

б) комбінована схема забивання паль

Рисунок 3.13 – Варіанти розміщення паль у ростверку

3.7.2 Розміщення розрахованої кількості паль у ростверку

Відстань між осями забивних висячих паль на рівні їх вістря повинна бути не менше $3b_p$ і не більше $6b_p$. У цьому випадку забезпечується робота групи висячих паль як умовного масивного фундаменту. Якщо відстань між палями призначена більша, ніж $6b_p$, несуча здатність фундаменту визначається складанням несучих здатностей одиночних паль.

Відстань між палями-стояками повинна бути не менше ніж $1,5b_p$. При палях-стояках умовний масивний фундамент не утворюється і перевірка фундаменту як масивного не виконується.

Відстань між палями-оболонками або стовпами на рівні підшви плити ростверку повинна бути не менше 1 м .

Відстань від краю плити ростверку до грані палі або палі-оболонки приймається не менше ніж $0,25\text{ м}$. Збільшення цієї відстані приводить або до зростання розмірів плити ростверку і перевитрати бетону, або до зменшення відстані між рядами крайніх паль, що зменшує стійкість фундаменту при дії бокових сил і збільшує навантаження на палі крайнього ряду.

Таким чином, відхід від вказаного розміру в бік його збільшення є недоцільним і в будь-якому разі повинен бути обґрунтований.

При розміщенні паль у плиті ростверку доцільно прагнути до парної кількості рядів паль, тому що ряд паль, розміщений вздовж центральної осі плити, при розрахунку навантаження на палі крайнього ряду не приймає додаткових зусиль від діючого моменту сил, що приводить

до перенавантаження палей у крайніх рядах.

При малій кількості рядів палей (3÷5) з метою одержання парної кількості рядів палей доцільно змінити переріз палей, перерахувати їх несучу здатність і змінити кількість, добиваючись парної кількості рядів, особливо вздовж меншої сторони ростверку.

3.7.3 Уточнення розмірів ростверку

Уточнення розмірів ростверку в плані виконують за розрахованим значенням палей і прийнятою схемою їх розміщення, яку необхідно накреслити в пояснювальній записці. Якщо розрахована кількість палей розміщується у ростверку прийнятих раніше розмірів у плані, то останні залишаються без змін. В іншому випадку при кількості нерозміщених палей, що не перевищує 20 % від загальної їх кількості, доцільне збільшення плити ростверку, який може бути із уступчатим розвитком. Якщо в плиті ростверку не розміщується близько 50 % усіх палей, доцільно відмовитися від фундаменту на суцільних палях і перейти до інших типів, наприклад, до палей – оболонки або опускних колодязів.

Призначену раніше висоту ростверку H_p , м, уточнюють з конструктивних міркувань і умов міцності за формулою

$$H_p = h_3 + h_{np}, \quad (3.29)$$

де h_3 – глибина закладання палей у ростверк, призначається не менше двох розмірів стовбура палі, а при товщині стовбура більше 0,6 м приймають 1,2 м (рисунок 3.14). За товщину палі або палі-оболонки приймають:

а) при круглому або багатокутному обрисі – діаметр описаного кола;

б) при квадратному перерізі – бік квадрата. Допускає-

ться замурування залізобетонних паль і паль-оболонок у бетон плити ростверку на величину $0,15$ м при умові, що додатково в плиту ростверку закладають випуски головної арматури без виконання крюків на довжину не менше 20 діаметрів стержнів головної арматури при періодичному профілі і 40 діаметрів стержнів при гладкому профілі арматури. При цьому випуски арматури відгинають під кутом 45° і об'єднують з арматурою сіток, одна з яких укладається на відстані $0,15 - 0,20$ м від підшви ростверку, а інша – на рівні кінців відігнутих стержнів. Сітки складаються з перехресно розміщених стержнів розподільної арматури $\varnothing 12-20$ мм з кроком $0,1 - 0,2$ м (рисунок 3.15);

$h_{\text{ПР}}$ – продавлювана товща бетону над головою палі, м, що визначається з умови рівноваги

$$\Phi = h_{\text{ПР}} \times U_C \times R_{\text{bcut}}, \quad (3.30)$$

$$h_{\text{ПР}} = \frac{\Phi}{U_C \times R_{\text{bcut}}}, \quad (3.31)$$

де Φ – максимальна несуча здатність палі зі значень Φ_M або Φ_G , які розраховані за формулами (3.16)÷(3.19);
 U_C – периметр поперечного перерізу палі;
 R_{bcut} – граничний опір бетону ростверку на зріз (за таблицею 3.9).

Навантаження від палі передається на бетон ростверку по площі поперечного перерізу палі, але міцність бетону при стискуванні приблизно у 10 разів більша, ніж на зріз, тому руйнування виникає по площі зрізу, яка мінімально дорівнює добутку $h_{\text{ПР}}U_C$ (рисунок 3.14).

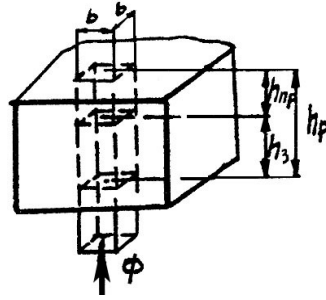


Рисунок 3.14 – Схема до розрахунку висоти ростверку з умов непродавлювання його головою палі

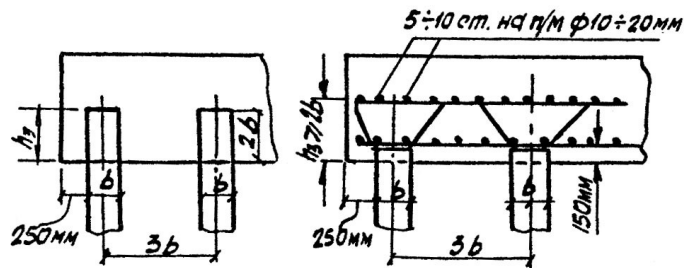


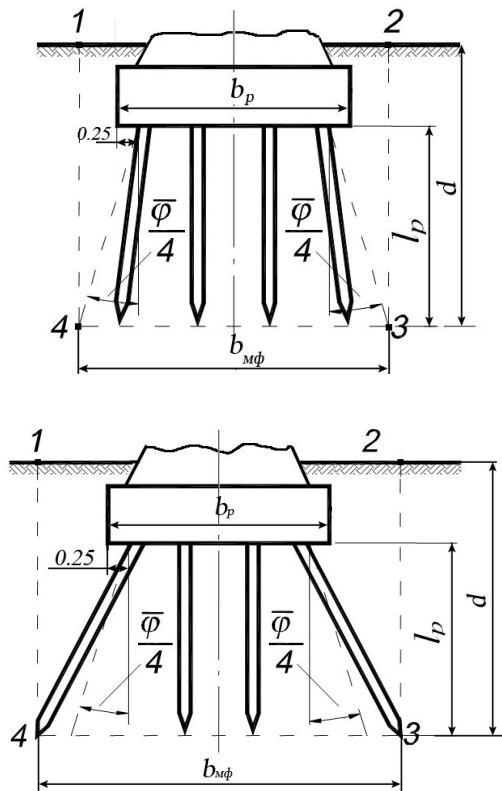
Рисунок 3.15 – Схеми закладання паль у ростверки фундаментів на палях під мостові опори

4 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ НА ПАЛЯХ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

4.1 Перевірка фундаменту на палях за першою групою граничного стану

4.1.1 *Перевірка несучої здатності за ґрунтом фундаменту на палях як умовного масивного фундаменту (УМФ) мілкого закладання*

УМФ визначають у формі прямокутного паралелепіпеда за контуром 1-2-3-4 (рисунок 4.1).



а) умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим у ґрунті при куті нахилу паль менше, ніж $\bar{\varphi} / 4$

б) умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим у ґрунті при куті нахилу паль більше, ніж $\bar{\varphi} / 4$

Рисунок 4.1 – Схема формування фундаменту на палях як умовного масивного мілкого закладання:
1-2-3-4 – контур масивного фундаменту

Зазначене на рисунку 4.1 середнє значення розрахункових кутів тертя ґрунтів $\bar{\varphi}$, град, прорізаних палями, слід визначати за формулою

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i \times h_i}{l_p}, \quad (4.1)$$

де φ_i – розрахункове значення кута внутрішнього тертя i -го шару ґрунту, що розташований у межах глибини занурення паль у ґрунт;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

l_p – робоча довжина паль, м.

Розміри УМФ у плані $b_{мф}$ та $a_{мф}$, м (рисунок 4.1):

$$b_{\text{мф}} = b_p - 2 \times 0,25 + 2l_p \times \text{tg} \bar{\varphi} / 4; \quad (4.2)$$

$$a_{\text{мф}} = a_p - 2 \times 0,25 + 2l_p \times \text{tg} \bar{\varphi} / 4, \quad (4.3)$$

$$\text{вага УМФ} \quad Q_{\text{мф}} = a_{\text{мф}} \times b_{\text{мф}} \times d \times \bar{\gamma}, \quad (4.4)$$

де $a_{\text{мф}}$, $b_{\text{мф}}$, d – довжина, ширина та глибина УМФ;
 $\bar{\gamma}$ – середня питома вага УМФ, приймається рівною 22000 Н/м³.

Середній p , Па, та максимальний тиск p_{max} , Па, в рівні підшви УМФ перевіряють за формулою

$$p = \frac{N_c}{a_{\text{мф}} \times b_{\text{мф}}} \leq \frac{R_n}{\gamma_n}; \quad (4.5)$$

$$p_{\text{max}} = p + \frac{6a_{\text{мф}} \times (3M_c + 2F_h \times d)}{b_{\text{мф}} \times (k \times d^4 / c_b + 3a_{\text{мф}}^3)} \leq \frac{\gamma_c R_n}{\gamma_n}, \quad (4.6)$$

де N_c – нормальна складова тиску умовного фундаменту на ґрунт основи, Н, визначається з урахуванням ваги ґрунтового масиву 1-2-3-4 разом з розташованими в ньому ростверком і палями,
 $N_c = 1,1 \times (2P + Q_c + Q_{\text{мф}})$;

p , p_{max} – середній і максимальний тиски в площині підшви фундаменту, Па;

F_h , – горизонтальна складова зовнішнього навантаження, Н, $F_h = 1,2 \times 0,8 \times (W_4 + T) + 1,1 \times E$;

M_c – момент щодо головної осі горизонтального перетину умовного фундаменту в рівні розрахункової поверхні ґрунту, Н·м;

K – коефіцієнт пропорційності, що визначає підвищення з глибиною коефіцієнта постелі ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту, і прийнятий за таблицею 4.1;

c_b – коефіцієнт постелі ґрунту в рівні підшви умовного фундаменту, Н/м³, визначається за такими

формулами: при $d \leq 10$ м $C_b = 10K$; при $d > 10$ м $C_b = Kd$;

R_H – нормативний опір основи з декількох ґрунтів осьовому стиску, що обчислюється за формулою (3.6);

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди ($\gamma_n = 1,4$).

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнта K

Ґрунти	Коефіцієнт K , кН/м ⁴
Текучо-пластичні глини і суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490 – 1960
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq I_L \leq 1$); пилуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961 – 3920
Тугопластичні і напівтверді глини та суглинки ($0 \leq I_L < 0,5$); тверді супіски ($I_L < 0$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$); середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921 – 5880
Тверді глини і суглинки ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881 – 9800
Піски гравелисті та галька з піщаним наповнювачем ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	9801 – 19600

4.1.2 Перевірка навантаження на палю

Перевірку навантаження на палю крайнього ряду N_K , N , при складному напруженому стані виконують за формулою

$$N_K = \frac{F_R}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum y_i^2} \leq P_c, \quad (4.7)$$

для кутової палі - за формулою

$$N_y = \frac{F_R}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum x_i^2} \leq P_c, \quad (4.8)$$

де N_K – розрахункове навантаження на голову палі крайнього ряду, Н;

N_y – розрахункове навантаження на голову кутової палі, Н;

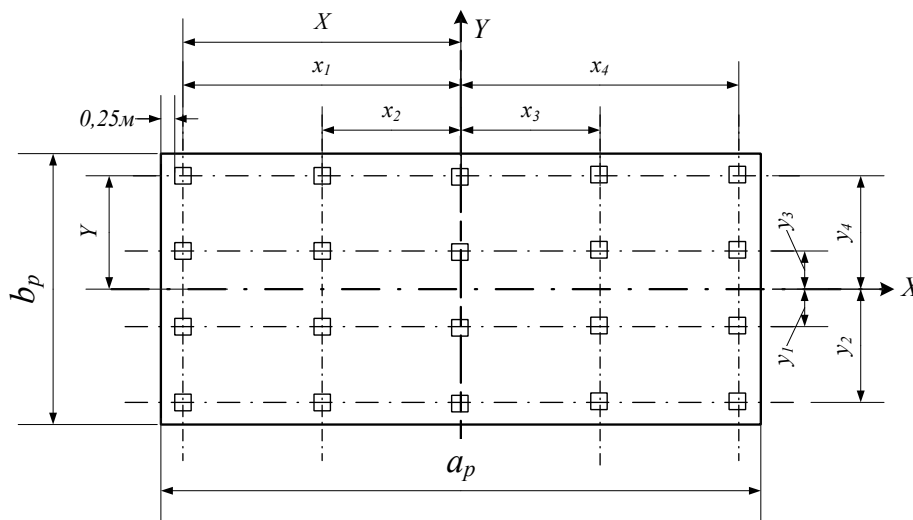
P_c – припустиме навантаження на палю, Н, що дорівнює розрахунковому опору палі, визначеному за формулою (3.22);

F_R, M_x, M_y – відповідно рівнодіюча вертикальних сил і моменти щодо головних осей у площині підшви плити ростверку, Нм;

n – кількість палей у ростверку;

Y, X – відстані від головних осей, що проходять через центр ваги фундаменту, до осей палі, для якої визначається навантаження (рисунок 4.2), м;

y_i, x_i – відстані від осей, що проходять через центр ваги фундаменту на палях, до осей усіх палей (рисунок 4.2), м.



X, Y – відстані від головних осей ростверку до осей крайнього ряду палей; x_i, y_i – відстані від головних осей ростверку до

центра голови кожної палі

Рисунок 4.2 - Схема до розрахунку навантаження на палю крайнього ряду

4.1.3 Нерівномірне розміщення паль у ростверку

Якщо перевірка навантаження на палю крайнього ряду не задовольняється, а перевантаження виникає за рахунок постійних за величиною та напрямком сил, доцільно розмістити палі у ростверку нерівномірно, з неоднаковими відстанями між рядами паль, які сприймають навантаження від діючого моменту сил, із зменшенням відстані між палями у місцях більших навантажень, що призведе до більш рівномірного їх навантаження.

Для розміщення рядів рівномірно навантажених паль необхідно у рівні підшви плити ростверку побудувати епюру максимальних і мінімальних тисків і розбити її площу на кількість рівновеликих за площею трапецій відповідно кількості рядів паль у цьому напрямку.

Центри ваги цих трапецій покажуть розташування рядів рівномірно навантажених паль.

Тиск у рівні підшви ростверку визначають за формулою

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{a_p \times b_p} \pm \frac{M_x}{W}, \quad (4.9)$$

де N – сума вертикальних сил, що діють вище рівня підшви ростверку, Н;

W – момент опору площі підшви ростверку $W = \frac{a_p \times b_p^2}{6}$, м³.

За розрахованими значеннями p_{\max} і p_{\min} будують епюру тисків у підшві ростверку (рисунок 4.3) і переходять до розділення її на рівновеликі площі.

Розділення виконують графічно у такій послідовності:

1 Продовжуємо паралельні сторони епюри тисків до їх перехрещення у точці Д.

2 На прямій АД, як на діаметрі, описуємо півколо.

3 З точки Д радіусом ДВ описуємо дугу до перетину з півколом у точці В, з якої проводимо пряму ВС перпендикулярно до АД.

4 З точки С проводимо пряму ОС₄, на якій відкладаємо стільки довільних, але рівних між собою відрізків, скільки рядів паль у цьому напрямку (СС₁; С₁С₂; С₂С₃; С₃С₄).

5 Точку С₄ з'єднуємо з А, а з точок С₁, С₂, С₃ проводимо паралельно прямій С₄А прямі С₁К₂, С₂К₂, С₃К₃.

6 З точок К₁, К₂, К₃ проводимо перпендикуляри до АД до перетину з півколом у точках А₁, А₂, А₃.

7 З точки Д, як з центра, радіусами ДА₁, ДА₂, ДА₃ засікаємо на прямій АД точки А'₁, А'₂, А'₃, у яких встановлюємо до прямої АД перпендикуляри А₁Б, А₂Б₂, А₃Б₃, тоді площі трапецій будуть однакові (АББ₃А₃=А₃Б₃Б₂А₂= Б₂А₂Б₁А₁= А₁Б₁ГВ).

8 З центрів ваги цих площ (О₁, О₂, О₃, О₄) опускаємо перпендикуляри до перетину з осями рядів на плані підосши ростверку, отримані точки дадуть центри рядів паль.

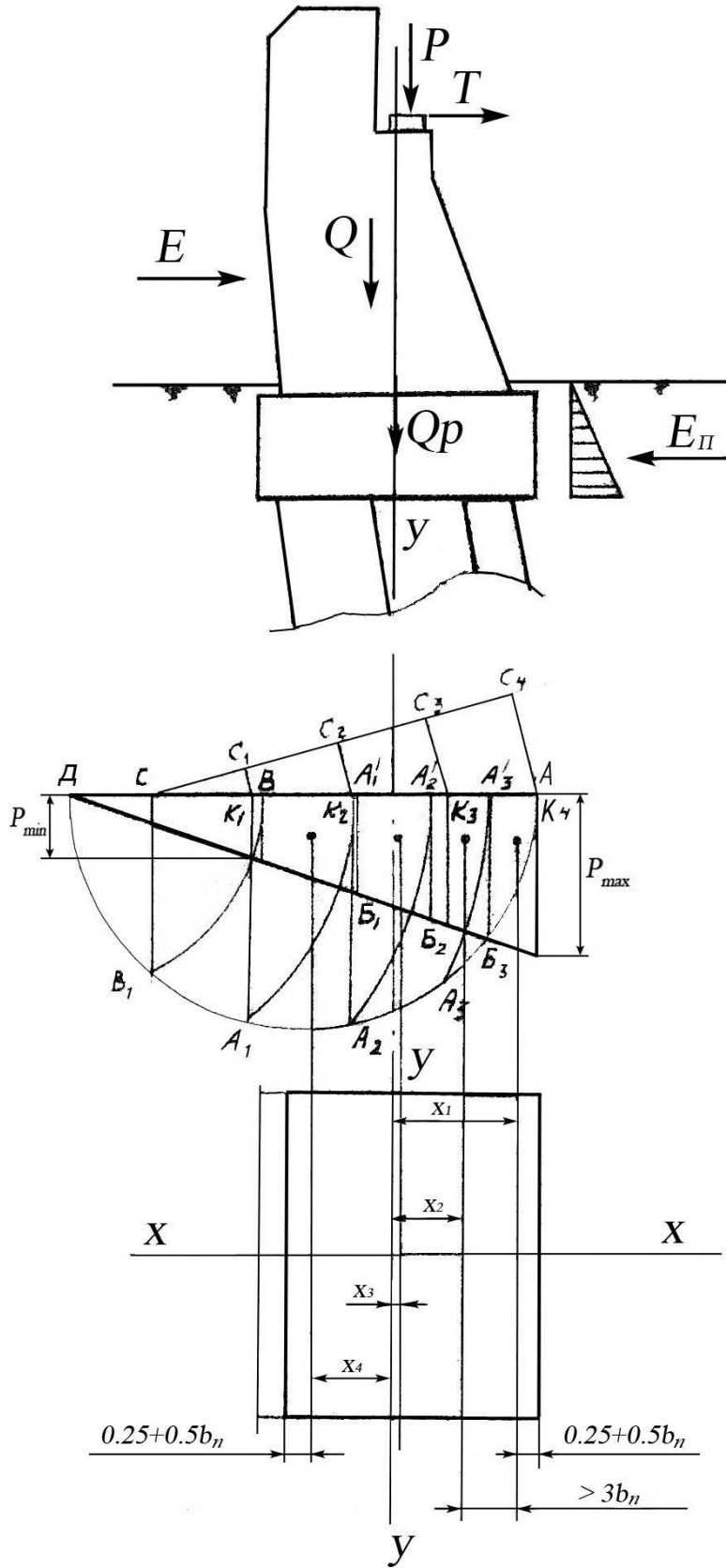


Рисунок 4.3 – Схема до побудови нерівномірного розміщення паль у ростверку

Після такого розміщення навантаження на палі кожного ряду будуть однаковими. Далі необхідно перевірити відстані між рядами паль, які при паралельному забиванні не повинні бути менше $3b_c$. Якщо при розміщенні осей паль відстань між ними стала менше $3b_c$, тоді необхідно збільшити їх до необхідних, для чого їх зсувають у бік більших відстаней.

Після уточнення положення рядів паль перевіряють величину звисання ростверку (відстань від грані ростверку до грані палі), яка дорівнює 0,25 м. Якщо звисання стало більше 0,25 м, зайва частина може бути зменшена з боку протилежному напрямку рівнодіючої горизонтальних сил.

4.2 Перевірка фундаменту на палях за другою групою граничного стану. Розрахунок осідання фундаменту

Згідно із СНиП [7] розрахунок ведуть за середнім значенням величин тиску на ґрунт від постійних навантажень за методом пошарового підсумовування осідань шарів, з яких складається товща, що стискається.

Розподіл напружень у товщі основи приймається за теорією однорідного ізотропного лінійно деформованого півпростору за умови обмеженого розвитку зон пластичної деформації під подошвою фундаменту.

Напруги в стисливій основі розподіляються за нелінійним законом, тому товща, що стискається, розбивається на елементарні шари, у межах яких властивості ґрунтів приймаються незмінними, з осереднюваними значеннями.

Повне осідання s , м, розраховують шляхом підсумовування осідань елементарних шарів s_i , м, у межах товщі за формулою

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i \leq s_{дон} , \quad (4.10)$$

де n – кількість шарів основи у межах товщі, що стискає-

ться;

$S_{доп}$ – припустима величина осідання для споруди даного типу.

Осідання елементарного шару обчислюють за формулою

$$s_i = 0,8 \times \frac{\bar{\sigma}_{zpi} \times h_i}{E_i}, \quad (4.11)$$

де E_i – модуль деформації ґрунтів, задається у вигляді середніх значень у межах шару або даними компресійного випробування ґрунтів, Па;

h_i – товщина елементарного шару, приймається не більше $0,4b_{мф}$ і $h_i \leq 2$ м при будівництві мостів і труб та не більше $0,2b_{мф}$ для промислово-цивільних споруд, де $b_{мф}$ – ширина подошви фундаменту;

$\bar{\sigma}_{zpi}$ – середній вертикальний тиск, додатковий до природного тиску, Па, що обчислюється у межах кожного елементарного шару за формулою

$$\bar{\sigma}_{zpi} = (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}) / 2, \quad (4.12)$$

де $\sigma_{zpi} = \alpha_i \times \sigma_{zp0}$, (4.13)

де α_i – коефіцієнт розсіювання напруг із глибиною, береться відповідно до таблиці 4.2;

σ_{zp0} – вертикальний додатковий тиск під подошвою фундаменту, Па, що обчислюється за формулою

$$\sigma_{zp0} = p - \sigma_{zg0}, \quad (4.14)$$

де p – повний середній тиск під подошвою фундаменту, що обчислюється за формулою (4.5);

σ_{zg0} – природний тиск у рівні подошви фундаменту, Па, що обчислюється за формулою

$$\sigma_{zg0} = \bar{\gamma} \times d, \quad (4.15)$$

де $\bar{\gamma}$ – середнє значення питомої ваги ґрунту в межах глибини закладання підшви фундаменту d , відлічуваної від денної поверхні ґрунту або дна водоймища.

Примітка – При розташуванні у водотривких ґрунтах, над якими є шар меженної або ґрунтової води, необхідно врахувати її тиск на покрівлю шару водотривкого ґрунту.

Поле деформацій на відміну від поля напруг не поширюється на нескінченно велику глибину й обмежується стиснутою товщею основи Z , верхньою границею якої є рівень підшви фундаменту, а нижньою – рівень, на якому задовольняється умова

$$\sigma_{zpi} = 0,2 \times \sigma_{zgi}, \quad (4.16)$$

де σ_{zgi} – природна напруга в i -му шарі від власної ваги розташованих вище шарів ґрунту, Па, що обчислюється за формулою

$$\sigma_{zgi} = \bar{\gamma} \times d + \sum_{i=1}^{i=n} h_i \times \gamma_i, \quad (4.17)$$

де h_i і γ_i – товщина шару ґрунту і його питома вага.

Таким чином, для розрахунку осідання фундаменту необхідно визначити осідання кожного елементарного шару і підсумувати їх у межах стиснутої товщі H_c .

На величину стиснутої товщі основи істотно впливають властивості ґрунтів, що змінюються залежно від гідрогеологічних умов, які досить різноманітні. Тому першорядним завданням є врахування різниці у гідрогеологічній ситуації, що визначає розрахункове значення питомої ваги ґрунтів і пов'язаних з ним природних напруг. Якщо в товщі водоне-

проникних ґрунтів, що не є водотривким ґрунтом, (наприклад, пісок) розташований горизонт ґрунтових вод WL (рисунк 4.4), то значення питомої ваги піску вище WL і нижче його будуть розрізнятися. Питому вагу ґрунту нижче WL доцільно визначати за формулами:

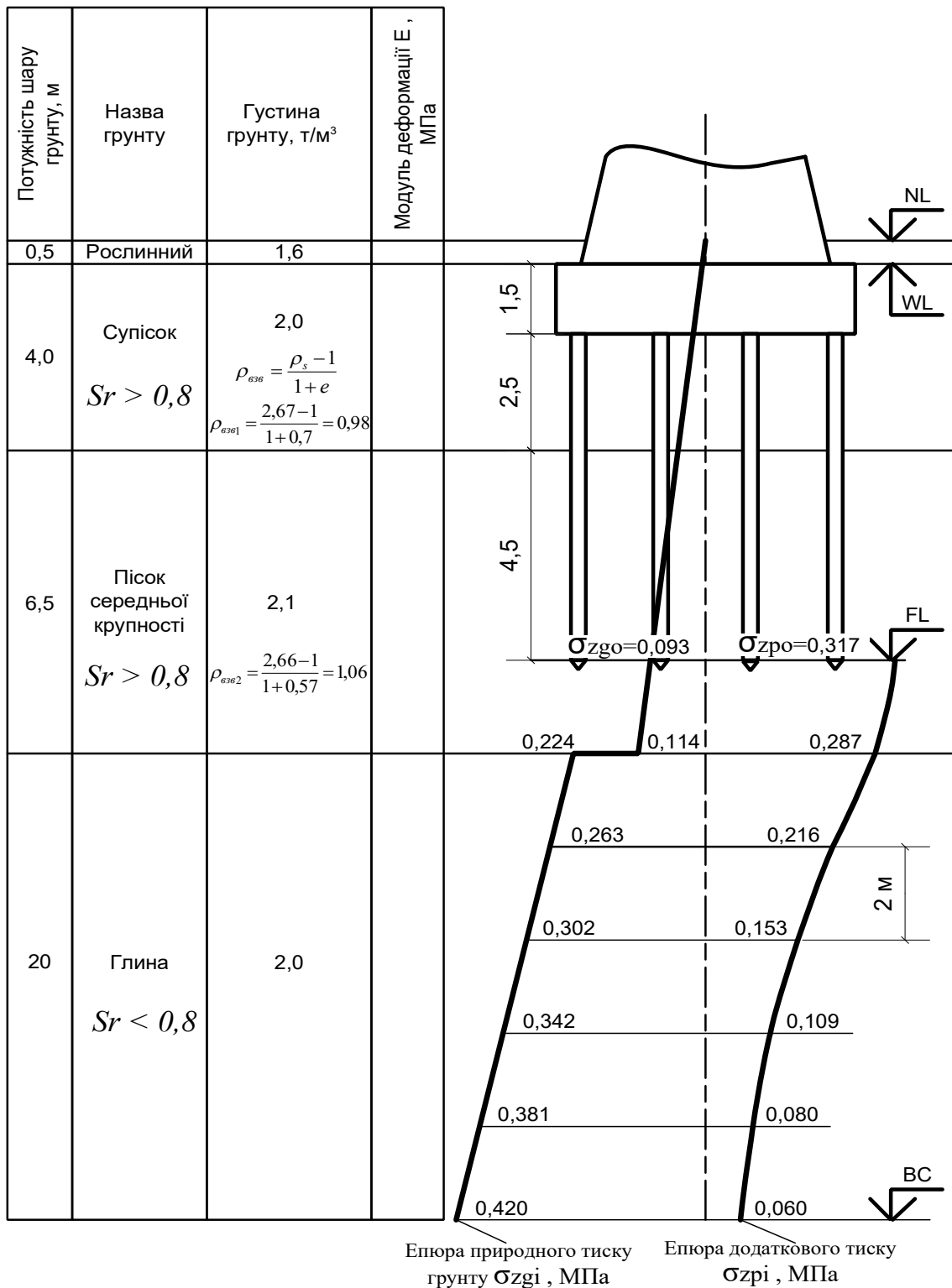
$$\gamma_{ze} = \gamma - \gamma_w; \quad \gamma_{ze} = g \times \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}, \quad (4.18)$$

де γ – питома вага ґрунту, Н/м³;
 γ_w – питома вага води, Н/м³;
 g – прискорення вільного падіння, м/с²;
 ρ_s – густина часток ґрунту, кг/м³;
 ρ_w – густина води, кг/м³;
 e – коефіцієнт пористості ґрунту.

Досить часто під водоносним шаром пісків розташовується глинистий ґрунт, що при ступені вологості $S_r < 0,8$ зазвичай є водотривким шаром ґрунту. У цьому випадку необхідно врахувати, що на покрівлю водотривкого шару діє повний природний тиск, який включає тиск шару ґрунту і води

$$\sigma_{zgi}' = \sigma_{zgi} + \gamma_w \times h_w, \quad (4.19)$$

де γ_w і h_w – питома вага і товща води над покрівлею водотриву.



NL - позначка поверхні ґрунту; FL - позначка підшви фундаменту;
 WL - рівень підземних вод; BC - нижня границя товщі ґрунту,
 що стискається

Рисунок 4.4 – Схема до розрахунку осідання фундаменту на палях

Розрахунок осідання можна виконувати у табличній формі (див. таблицю 4.3) у такій послідовності:

1 Спочатку встановлюють товщину елементарного шару h_i , яка для першого шару буде дорівнювати z . Далі z буде збільшуватися кратно h_i . Значення z заносять у таблицю 4.3. Перше значення $z = 0$.

2 Розраховують значення природних тисків на межах пластів, на межах зміни гідрогеологічної ситуації, рівні підосви фундаменту, результати заносять у таблицю 4.3.

3 Визначають додатковий тиск на рівні підосви фундаменту σ_{zp0} і, помножуючи його на коефіцієнт α для кожного нового значення z , розраховують значення σ_{zpi} на границях елементарних шарів.

4 Знаходять середні значення тисків і заносять їх до таблиці 4.3.

5 Далі, якщо деформативні характеристики ґрунтів надані середніми значеннями модуля деформації для одного або декількох пластів ґрунту, тоді є усі дані для розрахунку осідання. Якщо деформативні характеристики ґрунтів надані результатами компресійних випробувань, модуль деформації E знаходять, виконуючи такі дії:

- за даними випробувань $e=f(P)$ будують компресійну криву (рисунок 4.5). Спочатку беруть з таблиці 4.3 середнє значення природного тиску для першого елементарного шару σ_{zg1} і відкладають його по відповідній осі, з одержаної точки встановлюємо перпендикуляр до перетину з компресійною кривою, з якого проводять горизонталь до перетину з віссю e і одержують початкове значення коефіцієнта пористості e_1'' , що мав ґрунт до будівництва споруди;

- для даного елементарного шару з таблиці 4.3 беруть суму середніх значень природного і додаткового тиску, а далі, діючи, як раніше, визначають значення e_1^k , яке встановлюється після будівництва споруди;

- знаходять коефіцієнт стисливості

$$a_i = \frac{e_i^H - e_i^K}{\sigma_{zpi}}; \quad (4.20)$$

- розраховують модуль деформації для першого елементарного шару ґрунту

$$E_i = \beta \frac{1 + e_i^H}{a_i}, \quad (4.21)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який визначається за таблицею 4.4.

Таблиця 4.3

z_i , м	$z_i / b_{\text{мф}}$	α_i	σ_{zgi} , МПа	σ_{zpi} , МПа	$\bar{\sigma}_{zgi}$, МПа	$\bar{\sigma}_{zpi}$, МПа	$\bar{\sigma}_{zgi} +$ $\bar{\sigma}_{zpi}$, МПа	e_i^H	e_i^K	a_i	E_i , МПа	s_i , м	$s = \sum s_i$, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14

Таблиця 4.4 - Значення коефіцієнта β для різних ґрунтів

Ґрунти	β
Великоуламкові	0,8
Піски і супіски	0,74
Суглинки	0,62
Ґлини	0,43

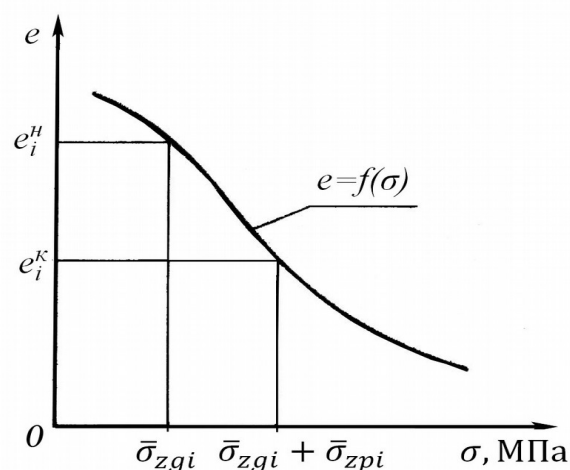


Рисунок 4.5 – Компресійна крива для пласта ґрунту стискуваної товщі

6 Далі за формулою (4.11) розраховують осідання

цього шару і заносять його у таблицю 4.3.

7 Вказані дії періодично повторюють для наступних елементарних шарів ґрунту, доки не буде виконуватися умова (4.16). У тому рівні і буде розташована нижня границя стискуваної зони ВС (рисунок 4.4), у межах якої за формулою (4.10) розраховують повне осідання фундаменту.

8 Величина розрахованого осідання не повинна перевищувати допустимих значень $s_{доп}$, тобто $s \leq s_{доп}$.

Допустиме рівномірне осідання опори мосту

$$s_{доп} = 1,5 \cdot 10^{-2} \sqrt{L}, \quad (4.22)$$

де L – довжина меншого примикаючого прогону мосту.

Різниця рівномірних осідань суміжних опор

$$\Delta s = 7,5 \cdot 10^{-3} \sqrt{L}. \quad (4.23)$$

Приклад розрахунку осідання опори мосту

Характеристики ґрунтів, позначки фундаменту та епюри тисків наведені на рисунку 4.4.

Визначаємо вертикальний тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви УМФ з урахуванням зважуючої дії води. Для цього знаходимо середню питому вагу ґрунту

$$\bar{\gamma} = \frac{9,81(1,6 \times 0,5 + 0,98 \times 4 + 1,06 \times 4,5)}{0,5 + 4 + 4,5} = 10,3 \text{ кН/м}^3,$$

тоді за формулою (4.15) $\sigma_{z_{го}} = 10,3 \times (0,5 + 4 + 4,5) = 93,10 \text{ кПа}$.

Середній тиск під підшвою УМФ $P=410 \text{ кПа}$ був визначений раніше при розрахунку за I групою граничного стану.

Додатковий тиск під підшвою УМФ за формулою

$$(4.14) \sigma_{zpo} = 410 - 93,1 = 316,90 \text{ кПа} .$$

При розмірі УМФ у плані 6×12 співвідношення його сторін $\frac{a_{мф}}{b_{мф}} = \frac{12}{6} = 2$.

Максимальна товщина елементарних шарів, на які розділяємо товщу ґрунту, що стискається, дорівнює $0,4 \times b_{мф} = 0,4 \times 6 = 2,4$ м (але не повинна перевищувати 2 м), бо $2,4 > 2$, приймаємо $h_i = 2$ м.

Оскільки значення модуля деформації для ґрунтів нижче подошви фундаменту у цьому прикладі не дано, то визначаємо його за даними компресійного випробування ґрунтів. З цією метою будуємо компресійну криву (рисунок 4.6).

На компресійній кривій для середніх значень природного σ_{zgi} і додаткового σ_{zpi} тисків у кожному елементарному шарі знаходять початкове e_i'' і кінцеве e_i^k значення коефіцієнтів пористості, за якими визначають модуль деформації.

Так, у першому елементарному шарі (пісок середньої крупності) значення $\bar{\sigma}_{zg1} = 0,106 \text{ МПа}$, а $e_i'' = 0,635$; кінцевому значенню тиску $\bar{\sigma}_{zg1} + \bar{\sigma}_{zp1} = 0,106 + 0,303 = 0,409 \text{ МПа}$ відповідає $e_i^k = 0,622$.

Визначаємо значення коефіцієнта стисливості за формулою (4.20)

$$a = \frac{0,635 - 0,622}{0,303} = 0,043 \text{ МПа}^{-1} .$$

Знаходимо модуль деформації першого елементарного шару ґрунту за формулою (4.21)

$$E = 0,74 \frac{1 + 0,635}{0,043} = 28,14 \text{ МПа}$$

Осідання першого елементарного шару ґрунту розраховуємо за формулою (4.11)

$$s = 0,8 \frac{0,303 \times 2}{28,14} = 1,72 \cdot 10^{-2} \text{ м} .$$

Другий елементарний шар ґрунту (глина пластична):

$$\bar{\sigma}_{zg2} = 0,227 \text{ МПа};$$

$$e_2^H = 0,798 ;$$

$$\bar{\sigma}_{zg2} + \bar{\sigma}_{zp2} = 0,227 + 0,255 = 0,482 \text{ МПа};$$

$$e_2^K = 0,787 .$$

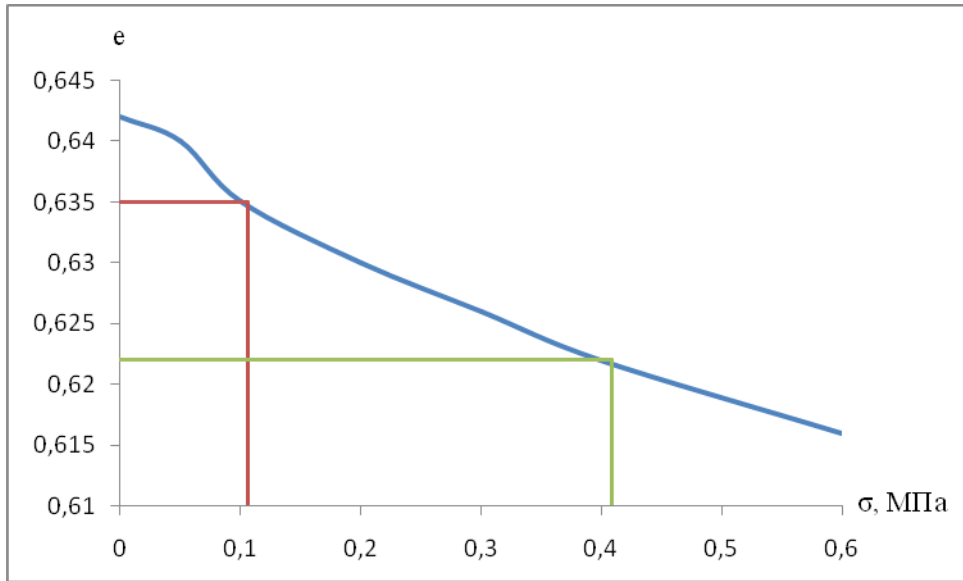
$$a = \frac{0,798 - 0,787}{0,255} = 0,043 \text{ МПа}^{-1};$$

$$E = 0,43 \frac{1 + 0,798}{0,043} = 17,98 \text{ МПа};$$

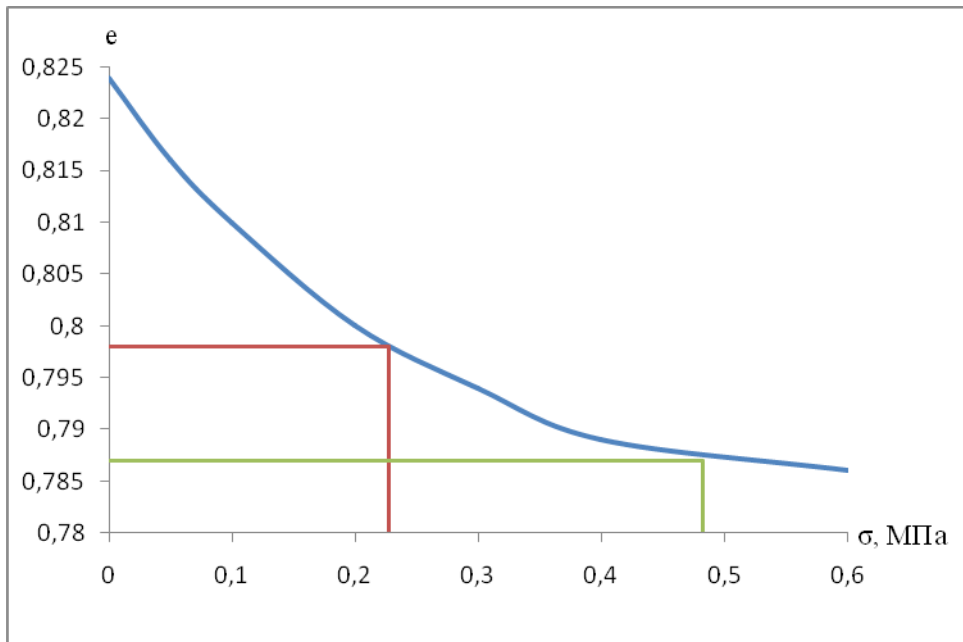
$$s = 0,8 \frac{0,255 \times 2}{17,98} = 2,27 \cdot 10^{-2} \text{ м} .$$

Аналогічно виконуємо подальші розрахунки, а їх результати заносимо до таблиці 4.5.

За результатами розрахунку будуємо епюри природного σ_{zgi} та додаткового σ_{zpi} тисків на аркуші графічної частини курсового проекту.



а) 3-й пласт – пісок середньої крупності,
середньої щільності



б) 4-й пласт – глина водотривка

Рисунок 4.6 – Компресійні криві для ґрунтів товщі,
що стискується

Таблиця 4.5

z_i , м	$z_i / \text{вмф}$	α_i	σ_{zgi} , МПа	σ_{zpi} , МПа	$\bar{\sigma}_{zgi}$, МПа	$\bar{\sigma}_{zpi}$, МПа	$\bar{\sigma}_{zgi} +$ $+\bar{\sigma}_{zpi}$, МПа	e_i^H	e_i^K	α_i	E_i , МПа	s_i , м
0	0	1,00	0,093	0,315								
2	0,333	0,920	0,117	0,287	0,106	0,303	0,409	0,635	0,622	0,043	28,20	0,0215
			0,207		0,227	0,255	0,482	0,798	0,787	0,043	17,92	0,0285
4	0,667	0,700	0,247	0,216	0,267	0,180	0,447	0,797	0,787	0,056	13,91	0,0518
6	1,000	0,480	0,287	0,153	0,307	0,135	0,442	0,794	0,788	0,044	17,36	0,0156
8	1,333	0,350	0,327	0,120	0,347	0,100	0,447	0,792	0,788	0,040	19,26	0,0104
10	1,667	0,240	0,367	0,080	0,371	0,082	0,453	0,791	0,788	0,037	21,05	0,0078
12	2,000	0,189	0,407	0,060	0,375	0,084						
											$\Sigma s_i =$	0,1356

При довжині прогону мосту $L=88$ м допустима величина осідання за формулою (4.22) дорівнює

$$s_{\text{доп}} = 1,5 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{88} = 0,1974 \text{ м}.$$

Оскільки визначене нами осідання $s=0,1356$ м менше допустимого, тому умова $s \leq s_{\text{доп}}$ задовольняється.

4.3 Методика перевірки несучої здатності підстильного шару ґрунту

Перевірку несучої здатності підстильного шару ґрунту слід виконувати, виходячи з умови

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (4.24)$$

де p – середній тиск на ґрунт, що діє під подошвою умовного фундаменту мілкого закладення, кПа;

γ – середнє (за шарами) значення розрахункової питомої ваги ґрунту, розташованого над покрівлею шару підстильного ґрунту, що перевіряється; припускається при-

- ймати $\gamma = 19,62 \text{кН/м}^3$;
- d – заглиблення підошви фундаменту мілкого закладення від розрахункової поверхні ґрунту, м;
- z_i – відстань від підошви фундаменту до поверхні шару підстильного ґрунту, що перевіряється, м;
- α – коефіцієнт, прийнятий відповідно до таблиці 4.2;
- R – розрахунковий опір підстильного ґрунту, кПа, визначається згідно з формулою (3.6) для глибини розташування покрівлі шару ґрунту, що перевіряється;
- γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що приймається 1,4.

Значення коефіцієнта α приймається за таблицею 4.2 залежно від співвідношення z/b для круглого та від співвідношення z/b і a/b для прямокутного в плані фундаментів. Тут a – більша сторона прямокутного в плані фундаменту, b – менша його сторона або діаметр круглого в плані фундаменту.

При невиконанні умови (4.20) необхідно збільшити розміри фундаменту шляхом додавання кількості палів і / або їх довжину чи перейти до фундаменту іншого типу або закріплення ґрунтів у підстильному шарі.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Берлинов М.В., Ягунов Б.А. Примеры расчета оснований и фундаментов: Учебн. для техникумов. – М.: Стройиздат, 1986. – 173с.

2 ГОСТ 19804.4-78. Сваи забивные железобетонные. Квадратного сечения без поперечного армирования ствола. Конструкция и размеры. – М.: Изд-во стандартов, 1984. – 14 с.

3 ГОСТ 19804.1-79. Сваи забивные железобетонные. Цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. - М.: Изд-во стандартов, 1984. – 15 с.

4 ГОСТ 19804.2-79. Сваи забивные железобетонные. Цельные сплошного квадратного сечения с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. – М.: Изд-во стандартов, 1984. - 21 с.

5 Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник для вузов ж. – д. транспорта. – М.: Транспорт, 1981. – 320 с.

6 ДБН В.2.3-14:2006 Державні будівельні норми. Мости та труби. – К.: Держбуд, 2006. – 350 с.

7 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.

8 ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Грунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 52 с.

9 Кириллов В.С. Основания и фундаменты. – М.: Стройиздат, 1996. – 384 с.

10 СНиП 2.02.03-85. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат, 1986. – 48 с.

11 СН 528-80. Строительные нормы. Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве – М.: Изд-во стандартов, 1979. – 45 с.

ТАБЛИЦЯ А.3

Способи занурювання палі і види ґрунтів 1	Коефіцієнти умов роботи ґрунту, які враховують незалежно один від одного при розрахунку несучої здатності забивних висячих палі	
	під нижнім кінцем палі m_R	на боковій поверхні палі m_f
	2	3
Занурення забиванням суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем палі механічними (підвісними), повітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
Занурення забиванням у спочатку пробурені свердловини (лідери) із заглибленням кінців палі не менше 1 м нижче забою свердловин при її діаметрі:		
а) рівному стороні квадратної палі;	1,0	0,5
б) на 5 см менше сторони квадратної палі;	1,0	0,6
в) на 15 см менше сторони квадратної палі або діаметра круглої (для опор ліній електропередач)	1,0	1,0
Занурення з підмивом у піщані ґрунти при умові добивання палі на останньому метрі занурення без застосування підмиву	1,0	0,9
Віброзанурення і вібровдавлення у ґрунти:		
а) піщані середньої щільності, піски крупні і середньої крупності;	1,2	1,0
піски дрібні;	1,1	1,0
б) при діаметрі порожньої палі 40 см і менше;	1,0	1,0
в) при діаметрі палі більше 40 см	07	1 0

Продовження таблиці А.3

1	2	3
<p>Занурення будь-яким способом порожнистих круглих палів із закритим нижнім кінцем на глибину 20 м і більше з наступним улаштуванням у нижньому кінці палі камуфляжного розширення у піщаних ґрунтах середньої щільності, у глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L \geq 0,5$ при діаметрі розширення, рівному:</p> <p>а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунту;</p> <p>б) 1,5 м у пісках і супісках;</p> <p>в) 1,6 м у суглинках і глинах</p>	<p>0,9</p> <p>0,8</p> <p>0,7</p>	<p>1,0</p> <p>1,0</p> <p>1,0</p>
<p>Примітка – Коефіцієнти m_R і m_f для глинистих ґрунтів з показником текучості $0 < I_L < 0,5$ визначаються інтерполяцією.</p>		

Додаток Б

Таблиця Б. 1 – Відносні питомі показники вартості і трудомісткості основних видів робіт при влаштуванні фундаментів

Найменування робіт	Одиниця вимірювання	Відносна вартість одиниці	Трудомісткість, люд.дн
1	2	3	4
Улаштування і розбирання шпунтової огорожі: - дерев'яної; - сталеваної	м ³ т	35-50 55-80	
Улаштування дерев'яної шпунтової огорожі при глибині котловану: - до 3 м; - до 4,5 м; - до 6,0 м	м ² стінок	1,95 2,6 4,6	0,7 1,0 1,2
Розробка ґрунтів глибиною до 3 м з транспортуванням, зворотною засипкою та ущільненням ґрунту: - піщаного; - глинистого; - вологого	м ³	0,90 1,00 1,15	0,28 0,28 0,32
Те ж глибиною 5 м з водовідливом піщаних ґрунтів	м ³	1,8-2,5	0,5-1,0
Улаштування закладних кріплень стінок котловану дошками	м ² стінок	0,35	0,1
Улаштування підготовки під фундаменти: - піщаної; - щебенево-гравійної; - бетонної	м ³	2,40 5,75 11,85	0,11 0,13 0,58

Продовження таблиці Б.1

1	2	3	4
---	---	---	---

Занурювання залізобетонних паль у ґрунти I групи: - довжиною до 12 м; - довжиною до 16 м; - складних довжиною до 20 м	м ³	42,6 46,6 52,65	0,89 1,41 1,46
Занурювання залізобетонних паль у ґрунти II групи: - довжиною до 12 м; - довжиною до 16 м; - складних довжиною до 20 м	м ³	45,15 51,85 55,60	1,05 1,68 1,60
Улаштування буронабивних залізобетонних паль з бетону М200 без поширення: - діаметром до 630 мм; - діаметром до 820 мм; - діаметром до 1020 мм	м ³	29,65/45,4 26,85/41,2 25,00/37,1	1,32/1,97 0,91/1,26 0,76/1,04
Те ж з поширенням	м ³	43,8/63	2,36/2,56
Улаштування монолітних залізобетонних фундаментів і ростверків з бетону М200: - стовпчастих; - стрічкових; - плит низьких ростверків для фундаментів мостів і труб	м ³	14,8 13,0 40-50	0,72 0,38 1,00
Улаштування підводних тампонажних подушок	м ³	1,75	0,5
Улаштування залізобетонних оболонок: - виготовлених віброзанурюванням; - з витяганням ґрунту	м ³ ґрунту	75-85 25-35	3,0 0,8
Заповнення оболонок бетоном	м ³	15-20	0,7
Засипка пазух з ущільненням	м ³	0,4	0,2
Улаштування гідроізоляції	м ²	0,05	0,1

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до проектування фундаментів на палях
під мостові опори і водопропускні труби**

для студентів спеціальності 7.100502
«Залізничні споруди та колійне господарство»
денної та заочної форм навчання

Відповідальний за випуск
Партала Н.М.

Редактор Губарева К.А.

Підписано до друку _____ 200_ р.
Формат паперу 60×84 1/16. Папір писальний.
Умовн.-друк.арк. 2,0. Обл.-вид.арк. 2,0.
Замовлення № _____. Тираж 100. Ціна ____.

Видавництво УкрДАЗТу, свідоцтво ДК №2874 від 12.06.2007
р.
Друкарня УкрДАЗТу, 61050, Харків – 50, пл. Фейєрбаха, 7

Додаток А

Таблиця А.1

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R , МПа										
	Піщаних ґрунтів <i>середньої щільності</i>										
	Крупний	Середньої крупності	Дрібний	Гравелистий	Глинистих ґрунтів при I_L , рівному						Пилуватий
					0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	
3	6,6	3,1	2	7,5	4	3	2	1,2	1,1	0,6	
4	6,8	3,2	2,1	8,3	5,1	3,5	2,5	1,6	1,25	0,7	
5	7	3,4	2,2	8,8	6,2	4	2,8	1,9	1,3	0,8	
7	7,3	3,7	2,4	9,7	6,9	4,5	3,3	2,2	1,4	0,85	
10	7,7	4	2,6	10,5	7,3	5	3,5	2,5	1,5	0,9	
15	8,2	4,4	2,9	11,7	7,6	5,6	4,1	2,9	1,6	1	
20	8,5	4,8	3,2	12,6	8,5	6,2	4,5	3,2	1,8	1,1	
25	9	5,2	3,5	13,4	9	6,8	5,2	3,5	1,95	1,2	
30	9,5	5,6	3,8	14,2	9,5	7,4	5,6	3,8	2,1	1,3	
35	10	6	4,1	15	10	8	6	4,1	2,25	1,4	

Примітки

- 1 Глибину занурення нижнього кінця палі слід приймати від поверхні природного рельєфу.
- 2 Глибину занурення нижнього кінця палі в акваторіях слід приймати від рівня дна водоймища.
- 3 Для проміжних значень глибини занурення палі та I_L глинистих ґрунтів значення R визначається за інтерполяцією.
- 4 Для щільних пісків значення R слід збільшувати на 60 % , але не більше 20 МПа.

Таблиця А.2

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір на боковій поверхні палі f , кПа								
	Піщаних ґрунтів середньої щільності								
	Крупний, сер. крупн.	Дрібний	Пилуват.						
	Глинистих ґрунтів при I_L , рівному								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	96	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки

- 1 Середню глибину занурення нижнього кінця палі слід приймати від поверхні природного рельєфу.
- 2 Середню глибину занурення нижнього кінця палі в акваторіях слід приймати від рівня дна водоймища.
- 3 Для проміжних значень середньої глибини занурення палі та I_L глинистих ґрунтів значення f визначається за інтерполяцією.
- 4 При визначенні f пласти ґрунту слід розділити на однорідні шари завтовшки не більше 2 м.
- 5 Для щільних пісків значення f слід збільшувати на 30 %.

Таблиця 4.2

$\frac{Z_i}{b_{\text{мф}}}$	Коефіцієнт розсіювання напружень α												
	Для круглого в плані фундаменту	Для прямокутного в плані фундаменту при відношенні сторін його підшви $a_{\text{мф}}/b_{\text{мф}}$											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 і більше
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,978	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,972	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,712	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,110	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

