

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Практикум

для студентов специальностей

1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций»,

1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»,

1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»,

1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство»,

1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение

и охрана водных ресурсов»,

1-70 07 01 «Строительство тепловых

и атомных электростанций»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
высших учебных заведений Республики Беларусь по образованию
в области строительства и архитектуры*

УДК 624.131+624.15(076.5)

ББК 38.58я7

М55

А в т о р ы:

В. А. Сернов, **С. Н. Банников**, *В. Н. Кравцов*,
И. Л. Бойко, Т. В. Тронда

Р е ц е н з е н т ы:

Е. Д. Лазовский, В. Е. Сеськов

Механика грунтов, основания и фундаменты : практикум для студентов специальностей 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций», 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью», 1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство», 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов», 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций» / В. А. Сернов [и др.]. – Минск : БНТУ, 2022. – 121 с.

ISBN 978-985-583-400-8.

Практикум разработан для студентов строительных специальностей и охватывает основные методы расчета оснований плитных и свайных фундаментов по несущей способности и деформациям (осадкам). По каждому разделу механики грунтов, оснований и фундаментов даны примеры расчета и варианты тестовых заданий по всем изучаемым вопросам.

Методики решения задач соответствуют ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования» и ТКП EN 1997-1-2009 «Eurocode 7. Геотехническое проектирование».

УДК 624.131+624.15(076.5)

ББК 38.58я7

ISBN 978-985-583-400-8

© Белорусский национальный
технический университет, 2022

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	4
1. Определение физических характеристик грунтов и их классификация	5
2. Классификация песчаного грунта	12
3. Определение модуля деформации грунта по результатам его компрессионных испытаний	16
4. Определение модуля деформации грунта по результатам его испытаний статической нагрузкой (штампом)	21
5. Определение угла внутреннего трения и удельного сцепления грунтов	24
6. Определение напряжения в грунте от его собственного веса и построение эпюры природного давления	29
7. Определение напряжений в массиве грунта от вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности основания	32
8. Определение контактных напряжений	36
9. Определение и построение эпюры вертикальных сжимающих напряжений, действующих по глубине основания вдоль центральной оси фундамента	39
10. Определение дополнительных вертикальных давлений в основании от соседних фундаментов методом угловых точек	45
11. Определение расчетного сопротивления основания	47
12. Определение оптимальных размеров центрально и внецентренно нагруженного фундаментов графоаналитическим методом	56
13. Определение вероятной конечной осадки плитного фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования	59
14. Давление грунта на подпорные стены	64
15. Определение расчетной проектной нагрузки, допускаемой на сваю	71
16. Расчет свайных фундаментов	83
17. Расчет осадки свайного фундамента	85
18. Расчет оснований упрочненного вертикальными армирующими элементами	93
19. Расчет оснований плитных фундаментов по несущей способности	100
20. Основы геотехнического проектирования (расчета) фундаментов по ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7	105
Литература	120

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее пособие по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» предназначено для студентов строительных специальностей и охватывает основные вопросы расчета оснований плитных и свайных фундаментов по методикам действующих норм Республики Беларусь [1–4, 8–14]. В каждом разделе приведены краткие теоретические положения с примерами расчета по изучаемому на практическом занятии вопросу и даны варианты заданий для практических индивидуальных занятий по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты». Порядковый номер практического занятия соответствует номеру раздела настоящего методического пособия.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Для оценки свойств грунтов используются физические и механические характеристики. В лабораторных условиях экспериментально (прямым методом) определяют три основные физические характеристики:

- плотность грунта ρ – отношение массы образца грунта (включая массу воды в порах) к занимаемому им объему, т/м^3 ;
- плотность частиц грунта ρ_s – отношение массы твердых частиц к их объему, т/м^3 ;
- природная весовая влажность грунта w – отношение массы содержащейся в нем воды к массе твердых частиц, %;
- гранулометрический состав.

Зная величины ρ , ρ_s и w , можно вычислить следующие производные характеристики.

Удельный вес грунта $\gamma = \rho \cdot g$, частиц грунта

$$\gamma_s = \rho_s g, \text{ кН/м}^3,$$

где g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ (допускается принимать $g = 10 \text{ м/с}^2$).

Удельный вес сухого грунта γ_d – отношение веса сухого грунта к занимаемому грунтом объему:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01 \cdot w}, \text{ кН/м}^3.$$

Пористость n – отношение объема пор в образце грунта к объему самого образца:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot 100 \text{ \%}.$$

Коэффициент пористости e – отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}.$$

Классификация песков по плотности в зависимости от коэффициента пористости e приводится в табл. 1.1

Состояние песчаных грунтов по водонасыщенности оценивается по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{0,01 \cdot w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

Таблица 1.1

Наименование песков и их классификация по плотности

Виды песков	Плотность сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Пески мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Удельный вес воды γ_w принимается равным 10 кН/м^3 .

По степени влажности S_r различают пески:

- маловлажные $0 < S_r \leq 0,5$;
- влажные $0,5 < S_r \leq 0,8$;
- насыщенные водой $0,8 < S_r \leq 1$.

Наименование глинистых грунтов и их состояние определяется по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L :

$$I_p = w_L - w_p, \quad I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$$

Здесь w – природная влажность, %;

w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Наименование (классификация) грунтов по числу пластичности I_p и по содержанию глинистых частиц приводится в табл. 1.2. Консистенция глинистых грунтов определяется по показателю текучести I_L (табл. 1.3).

Таблица 1.2

Наименование (классификация) глинистых грунтов по числу пластичности

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц (диаметром менее 0,005 мм), % по весу	Число пластичности I_p
Глина	более 30	более 17
Суглинок	10–30	7–17
Супесь	3–10	1–7
Песок	менее 3	менее 1

Таблица 1.3

Классификация пластичности (консистенции) глинистых грунтов по показателю текучести

Пластичность (консистенция) грунтов	Показатель текучести I_L
Супеси	
Твердые	$I_L \leq 0$
Пластичные	$0 < I_L \leq 1,0$
Текучие	$I_L > 1,0$
Суглинки и глины	
Твердые	$I_L \leq 0$
Полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,0$
Текучие	$I_L > 1,0$

Задание 1

По исходным данным в вариантах заданий, приведенных в табл. 1.4:

1. Определить следующие производные физические характеристики грунтов: γ_d , n , e , S_r , I_p , I_L .

2. Классифицировать песчаные грунты по коэффициенту пористости e и степени влажности S_r .

3. Определить вид глинистого грунта по числу пластичности I_p и его консистенцию по показателю текучести I_L .

4. Полученные данные о свойствах грунтов рекомендуется оформить в виде сводной табл. 1.5.

Таблица 1.4

Основные физические характеристики грунтов

№ вар.	№ пласта	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³	Влажность w , %	E , МПа (для задания 4)	Пределы пластичности*		Мощность пласта, м	УГВ от поверхности грунта, м
						w_L , %	w_p , %		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	1	17,4	26,5	12	15	–	–	5	3,5
2	2	19,6	27,2	21	24	22	13	9	
	1	18,5	26,5	15	19	–	–	4,5	3,6
3	2	21,5	27,4	16	15	23	15	8	
	1	17,7	26,5	12	18	–	–	6	4,5
4	2	20,4	27,3	13	21	21	15	7	
	1	19,1	26,1	9	19	–	–	5	4,2
5	2	20,1	26,9	23	25	37	27	7	
	1	18,5	26,7	16	23	–	–	5	4,0
6	2	20,9	27,4	13	16	24	13	8	
	1	17,8	26,5	15	17	–	–	6	4,5
7	2	21,6	27,1	15	14	23	15	7	
	1	19,9	26,5	11	16	–	–	4	2,5
8	2	20,4	27,0	18	15	24	15	9	
	1	18,8	26,4	10	10	–	–	4,5	3,5
9	2	20,4	26,8	22	20	25	14	8	
	1	21,0	26,0	13	12	–	–	5,5	4,0
10	2	19,5	26,7	22	26	23	11	7,5	
	1	17,9	26,3	13	11	–	–	7	5,0
	2	21,1	26,7	10	17	26	18	8	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	1	18,7	26,5	15	8	-	-	6	4,0
	2	21,4	27,6	17	27	24	16	7	
12	1	18,4	26,5	11	12	-	-	5	3,5
	2	20,5	27,3	14	35	20	14	6	
13	1	19,0	26,2	10	11	-	-	4	2,5
	2	20,2	26,8	22	9	36	26	8	
14	1	18,4	26,6	9	8	-	-	7	4,5
	2	20,8	27,3	13	16	24	13	5	
15	1	17,6	26,7	11	21	-	-	4	3,0
	2	21,2	27,4	13	9	25	11	11	
16	1	19,3	26,1	15	14	-	-	5	2,4
	2	20,2	27,0	12	19	20	10	9	
17	1	18,0	26,3	14	24	-	-	5	2,9
	2	22,0	27,6	20	26	28	17	8	
18	1	19,0	26,0	13	15	-	-	7	4,0
	2	20,7	27,3	17	19	28	18	9	
19	1	19,3	26,2	17	20	-	-	4	2,5
	2	21,4	27,8	16	26	29	11	10	
20	1	17,8	26,1	14	8	-	-	9	3,5
	2	21,3	27,2	26	24	31	19	6	
21	1	19,7	26,0	13	19	-	-	8	4,0
	2	21,9	27,4	19	10	27	10	8	
22	1	17,9	26,8	17	7	-	-	5	2,9
	2	23,0	27,5	20	15	24	9	7	

Окончание табл. 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
23	1	17,4	26,9	15	8	-	-	4	3
	2	20,9	27,1	20	17	27	19	10	
24	1	19,2	26,5	13	16	-	-	7	4
	2	21,9	27,4	12	11	36	12	7	
25	1	19,0	26,9	16	27	-	-	6	3,5
	2	21,0	27,7	17	20	21	10	7	
26	1	19,9	26,2	14	8	-	-	4	3,1
	2	22,5	27,2	17	9	30	15	8	
27	1	18,0	26,7	7	12	-	-	3	2
	2	20,5	27,1	19	17	27	9	10	
28	1	19,6	26,0	8	14	-	-	7	4
	2	22,1	27,0	20	8	28	16	5	
29	1	17,4	26,9	9	19	-	-	9	3
	2	21,0	27,0	26	22	34	20	4	
30	1	17,2	26,8	11	10	-	-	5	2,9
	2	20,8	27,7	13	26	24	13	7	

Примечание: отсутствие значений свидетельствуют о наличии пласта песчаного грунта.

Таблица 1.5

Результаты оценки свойств грунта

Показатели	Значения показателей для слоев грунта	
	1-й слой	2-й слой
Удельный вес грунта γ , кН/м ³		
Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³		
Природная влажность w , %		
Влажность на границе текучести w_L , %		
Влажность на границе раскатывания w_P , %		
Удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м ³		
Пористость n , %		
Коэффициент пористости e		
Степень влажности S_r		
Число пластичности I_p		
Показатель текучести I_L		
Наименование грунта и его физическое состояние		

2. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА

Классификация песков производится по их гранулометрическому (зерновому) составу установленным ситовым методом, в соответствии с СТБ 943-2007 «Грунты. Классификация». По гранулометрическому составу определяется вид песчаного грунта и показатель его максимальной неоднородности.

По гранулометрическому составу пески подразделяются на виды:

- *гравелистый* масса частиц крупнее 2 мм более 25 %;
- *крупный* масса частиц крупнее 0,5 мм более 50 %;
- *средний* масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 %;
- *мелкий* масса частиц крупнее 0,1 мм 75 % и более;
- *пылеватый* масса частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %.

Ситовый анализ производится согласно ГОСТ 12536-2014 «Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава» по массовому содержанию в нем частиц различной крупности, выраженному в процентах по отношению к массе сухой пробы грунта, взятой для анализа.

Результаты анализа пробы песка по зерновому составу регистрируются в журнале (табл. 2.1), где указывается процентное содержание в грунте частиц различных фракций.

Таблица 2.1

Форма журнала лабораторного определения гранулометрического (зернового) состава грунта

Показатель	Фракции грунта, мм							Σ	
	> 10	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1		< 0,1
Масса фракции грунта, г									
Содержание фракции, %									

Содержание в пробе песка каждой фракции A , %, вычисляют по формуле

$$A = \frac{g_{\phi}}{g_1} \cdot 100 \%,$$

где g_{ϕ} – масса данной фракции грунта, г;

g_1 – масса пробы грунта, взятой для анализа, г.

Для большей наглядности и удобства сравнения различных грунтов между собой гранулометрический состав принято изображать графически, как правило, в виде суммарной кривой гранулометрического состава или методом треугольных координат.

Для построения кривой гранулометрического состава заполняют табл. 2.2.

Таблица 2.2

Форма представления результатов ситового анализа по содержанию каждой фракции в грунте, %

Диаметр частиц каждой фракции, мм	Содержание каждой фракции в грунте, %	Диаметр частиц по совокупности фракций, мм	Содержание по совокупности фракций, %
1	2	3	4
> 10		–	
10–5		10	
5–2		5	

1	2	3	4
2-1		2	
1-0,5		1	
0,5-0,25		0,5	
0,25-0,1		0,25	
< 0,1		0,1	

Кривая гранулометрического состава строится в системе прямоугольных координат в полулогарифмическом масштабе (рис. 2.1). Для построения графика последовательно суммируют содержание фракций, начиная с наиболее мелкой или крупной. На оси ординат откладывают суммарное процентное содержание фракций из последней колонки табл. 2.2, на оси абсцисс – логарифмы диаметров частиц.

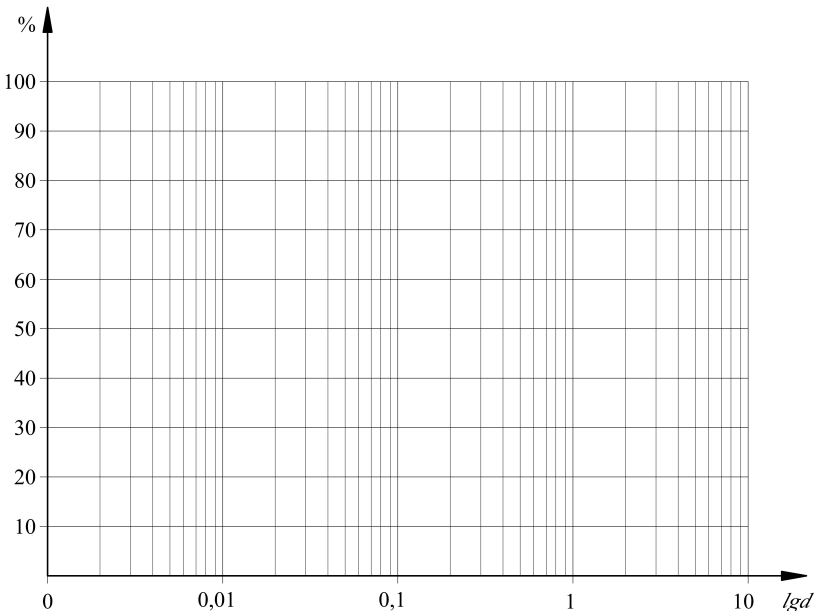


Рис. 2.1. Система прямоугольных координат в полулогарифмическом масштабе для построения кривой гранулометрического состава

По кривой гранулометрического состава находят показатель максимальной неоднородности грунта U_{\max} .

Показатель максимальной неоднородности – мера неоднородности гранулометрического состава песка, определяемая по формуле

$$U_{\max} = d_{50} \cdot \frac{d_{95}}{d_5},$$

где d_{95} , d_{50} , d_5 – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится (по массе) соответственно 95, 50 и 5 % частиц.

По показателю максимальной неоднородности U_{\max} пески делят на:

- *однородный* $U_{\max} < 4$;
- *среднеоднородный* $4 \leq U_{\max} \leq 20$;
- *неоднородный* $20 \leq U_{\max} \leq 40$;
- *повышенной неоднородности* $U_{\max} > 40$.

Задание 2

По исходным данным, приведенным в табл. 2.3, построить кривую гранулометрического состава, определить наименование песчаного грунта и оценить показатель его максимальной неоднородности.

Таблица 2.3

Исходные данные к заданию

№ варианта	Масса фракции грунта, г							
	>10	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	<0,1
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	6,3	30,8	11,7	36,0	44,8	32,3	1,5	32,2
2	7,2	8,8	7,8	14,4	17,6	34,2	69,0	96,6
3	10,8	23,1	5,2	39,5	48,0	30,4	57,0	46,4
4	2,6	27,5	1,3	63,0	48,0	30,4	16,9	19,6
5	8,4	6,2	18,2	18,9	36,8	28,5	53,6	64,3
6	8,4	11,0	9,1	30,6	38,4	38,0	9,0	22,4
7	9,1	22,0	15,6	16,2	36,8	36,1	4,5	42,0
8	7,3	24,2	2,6	28,8	36,8	34,2	31,5	23,8
9	10,8	13,2	2,6	50,4	41,6	34,2	15,3	32,2
10	1,2	23,1	11,7	41,4	38,4	34,2	15,3	22,4
11	6,0	14,3	2,6	9,0	30,4	55,1	64,5	53,2
12	2,1	24,2	5,2	30,6	36,8	30,4	7,5	28,0
13	2,3	0,0	15,6	15,6	12,4	20,6	48,9	59,1
14	6,0	1,3	5,6	20,4	18,6	13,8	36,8	40,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9
15	0,0	0,0	1,3	9,0	33,6	55,1	39,0	60,2
16	19,2	22,0	11,7	54,0	44,8	38,0	45,0	32,2
17	3,6	13,2	7,8	3,6	46,4	28,5	60,0	26,6
18	8,4	7,3	16,9	23,4	21,3	18,9	56,9	44,2
19	6,0	16,5	9,8	10,4	20,9	36,1	39,0	58,9
20	4,2	30,8	18,2	34,2	40,0	28,5	4,5	49,0
21	5,3	13,2	13,0	36,0	43,2	30,4	30,0	30,8
22	9,6	20,9	15,6	18,0	23,8	36,1	64,2	45,9
23	8,4	24,2	20,3	18,9	15,3	21,6	69,5	59,1
24	4,3	22,0	13,0	43,2	43,2	34,2	27,0	15,4
25	3,3	20,9	3,9	48,6	40,0	32,3	12,0	44,8
26	0,0	11,3	14,3	25,2	38,4	38,0	28,5	33,6
27	0,0	9,5	7,8	23,4	19,2	66,5	34,5	16,8
28	0,0	33,0	14,3	30,6	44,8	34,2	48,0	29,4
29	0,0	2,2	6,5	21,6	35,2	36,1	63,0	46,2
30	0,0	0,0	0,0	27,0	44,8	36,1	97,5	16,8

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЕГО КОМПРЕССИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ

В качестве деформационной характеристики при линейной зависимости между напряжениями и деформациями используют модуль общей деформации грунта E_o , характеризующий упругие и остаточные деформации. Его определяют по результатам:

- компрессионных лабораторных испытаний грунта;
- испытаний грунта статической нагрузкой в полевых условиях;
- испытаний грунта статическим и динамическим зондированием;
- прессиометрических испытаний грунта;
- физических характеристик грунта.

В лабораторных условиях модуль общей деформации E_o может быть определен по результатам испытания грунта на осевое сжатие в компрессионном приборе (одометре) (рис. 3.1). Образец грунта помещается в металлическое кольцо одометра высотой h . Кольцо устанавливается на фильтрующее днище. К поршню одометра прикладывается давление P , и высота образца уменьшается вследствие уменьшения пористости грунта.

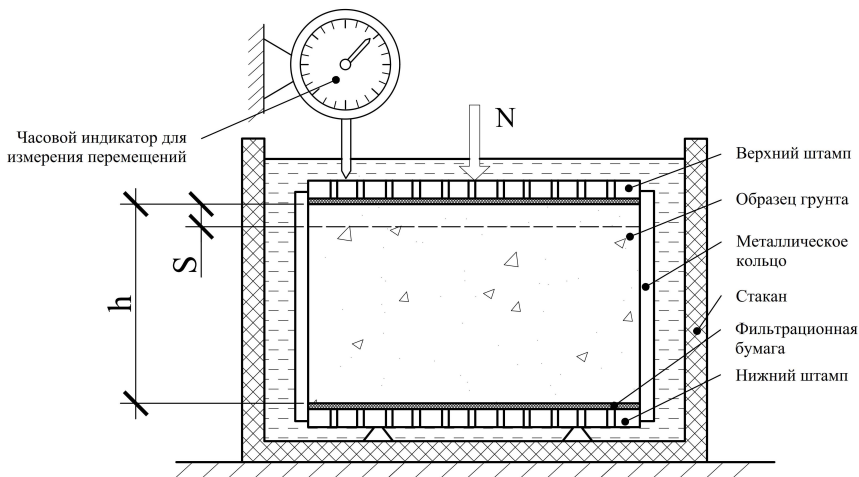


Рис. 3.1. Принципиальная схема компрессионного прибора

Давление на образец прикладывается ступенями через 100 кПа. После стабилизации деформаций по индикатору перемещений определяется осадка образца s . По формуле (3.1) рассчитывается коэффициент пористости грунта после каждой ступени нагружения:

$$e = e_0 - (1 + e_0)s / h, \quad (3.1)$$

где e – коэффициент пористости грунта;

e_0 – начальный коэффициент пористости грунта (принимается по результатам расчета формул практического занятия 1);

s – осадка образца от давления p , мм;

h – начальная высота образца, мм.

По результатам испытаний строится компрессионная кривая $e = f(p)$ (рис. 3.2).

Коэффициент сжимаемости грунта m_0 в диапазоне давлений от p_1 до p_2 определяется по формуле:

$$m = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}, \quad (3.2)$$

где e_1 – коэффициент пористости грунта при давлении p_1 ;

e_2 – то же, при давлении p_2 .

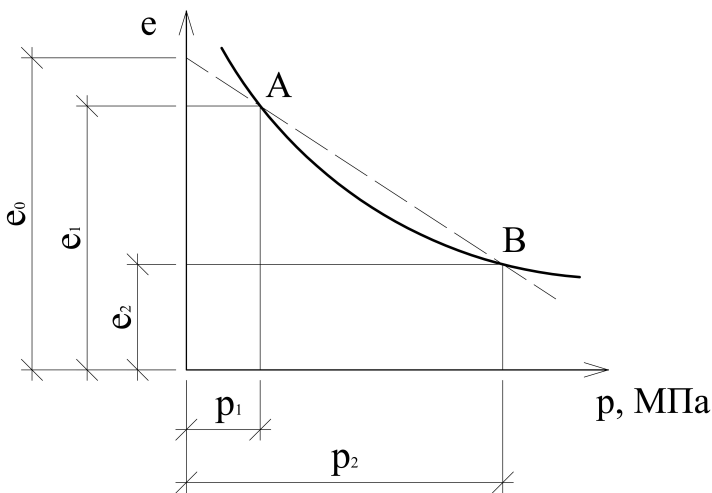


Рис. 3.2. Общий вид компрессионной кривой

При давлении p_1 производится опрессовка образца. Это давление моделирует вертикальные напряжения в грунте от его собственного веса на глубине, с которой был взят образец. Давление p_2 принимается не менее расчетного вертикального напряжения в основании при строительстве и во время эксплуатации здания или сооружения.

Модуль деформации грунта определяется по зависимости:

$$E = \frac{1 + e_0}{m} \beta, \quad (3.3)$$

где β – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта ν , принимается: для песков – $\beta = 0,8$, для супесей – $\beta = 0,74$, для суглинков – $\beta = 0,62$, для глин – $\beta = 0,4$.

Задание 3

Определить модули деформации песчаного и глинистого грунтов по результатам компрессионных испытаний, приведенных в табл. 3.1 и 3.2. Коэффициенты пористости (e) определить с использованием данных практического занятия 1.

Таблица 3.1

Результаты компрессионных испытаний песчаных грунтов

№ п/п	h , мм	Осадка s_s , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
1	20	0,38	0,67	0,88	1,04	1,15
2		0,53	0,92	1,21	1,43	1,58
3		0,52	0,85	1,06	1,21	1,30
4		0,70	1,13	1,42	1,61	1,73
5		0,38	0,70	0,98	1,24	1,44
6	25	0,41	0,71	0,94	1,11	1,22
7		0,55	0,97	1,27	1,50	1,66
8		0,55	0,89	1,12	1,27	1,37
9		0,73	1,18	1,48	1,68	1,80
10		0,40	0,74	1,03	1,30	1,51
11	30	0,43	0,76	0,99	1,17	1,30
12		0,58	1,01	1,32	1,56	1,73
13		0,58	0,94	1,18	1,34	1,44
14		0,30	1,56	0,78	0,99	1,15
15		0,42	0,77	1,08	1,36	1,58
16	20	0,46	0,80	1,05	1,24	1,37
17		0,60	1,05	1,38	1,63	1,80
18		0,61	0,99	1,24	1,41	1,51
19		0,32	0,60	0,83	1,05	1,22
20		0,44	0,81	1,13	1,43	1,66
21	25	0,48	0,84	1,10	1,30	1,44
22		0,46	0,75	0,94	1,07	1,15
23		0,64	1,03	1,30	1,47	1,58
24		0,34	0,63	0,88	1,12	1,30
25		0,46	0,84	1,18	1,49	1,73
26	30	0,50	0,88	1,16	1,37	1,51
27		0,49	0,80	1,00	1,14	1,22
28		0,67	1,08	1,36	1,54	1,66
29		0,36	0,67	0,93	1,18	1,37
30		0,48	0,88	1,23	1,55	1,80

Таблица 3.2

Результаты компрессионных испытаний глинистых грунтов

№ п/п	h , мм	Осадка s_i , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
1	20	0,11	0,21	0,29	0,37	0,43
2		0,23	0,42	0,59	0,74	0,86
3		0,19	0,34	0,44	0,52	0,58
4		0,34	0,59	0,77	0,91	1,01
5		0,29	0,47	0,59	0,67	0,72
6	25	0,13	0,25	0,34	0,43	0,50
7		0,25	0,46	0,64	0,81	0,94
8		0,22	0,38	0,50	0,59	0,65
9		0,36	0,63	0,83	0,98	1,08
10		0,32	0,52	0,65	0,74	0,79
11	30	0,15	0,28	0,39	0,50	0,58
12		0,27	0,49	0,69	0,87	1,01
13		0,24	0,42	0,55	0,65	0,72
14		0,17	0,28	0,35	0,40	0,43
15		0,35	0,56	0,71	0,80	0,86
16	20	0,17	0,32	0,44	0,56	0,65
17		0,29	0,53	0,74	0,93	1,08
18		0,26	0,46	0,61	0,72	0,79
19		0,20	0,33	0,41	0,47	0,50
20		0,38	0,61	0,77	0,87	0,94
21	25	0,19	0,35	0,49	0,62	0,72
22		0,14	0,25	0,33	0,39	0,43
23		0,29	0,50	0,66	0,78	0,86
24		0,23	0,38	0,47	0,54	0,58
25		0,41	0,66	0,83	0,94	1,01
26	30	0,21	0,39	0,54	0,68	0,79
27		0,17	0,29	0,39	0,46	0,50
28		0,31	0,55	0,72	0,85	0,94
29		0,26	0,42	0,53	0,60	0,65
30		0,44	0,71	0,89	1,01	1,08

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЕГО ИСПЫТАНИЙ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКОЙ

Значение модуля деформации грунта, определяемое по данным лабораторных испытаний с помощью компрессионной кривой, менее надежно, чем полученное по данным полевых испытаний статической нагрузкой (штампом). По этой причине деформируемость грунтов лучше исследовать посредством испытаний статической нагрузкой (рис. 4.1).

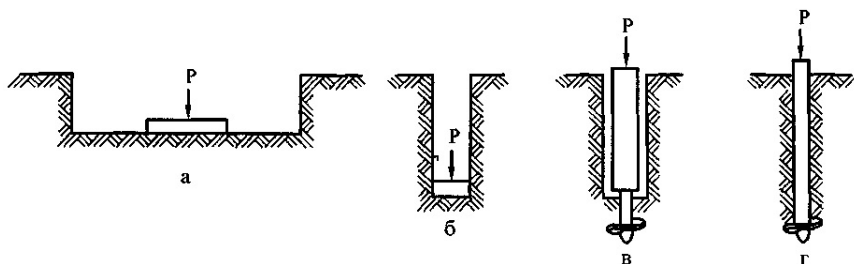


Рис. 4.1. Схемы испытаний грунтов штампами:

a – плоским штампом в шурфе или дудке; *б* – плоским штампом в забое буровой скважины; *в* – винтовым штампом ниже забоя буровой скважины; *г* – винтовым штампом в массиве

Стандартные испытания, как правило, производятся с использованием штампов диаметром 600, 2500, 5000 мм.

На дно шурфа или скважины устанавливают жесткий штамп, на который ступенями прикладывается нагрузка и строится график зависимости осадки от давления на грунт $s = f(p)$ (рис. 4.2). По графику, в пределах прямолинейного участка 2 (рис. 4.2), модуль деформации определяется по формуле:

$$E = \omega d(1 - \nu^2) \Delta p / \Delta s, \quad (4.1)$$

где ω – безразмерный коэффициент, зависящий от конструкции штампа и принимаемый равным для круглых жестких штампов $\omega = 0,8$;
 d – диаметр штампа, мм;

Δp – приращение давления на линейном участке 2 графика на рис. 4.2, МПа;

Δs – приращение осадки штампа при изменении давления Δp , мм;

ν – коэффициент Пуассона, принимается: для песков и супесей – $\nu = 0,3$, для суглинков – $\nu = 0,35$, для глин – $\nu = 0,42$.

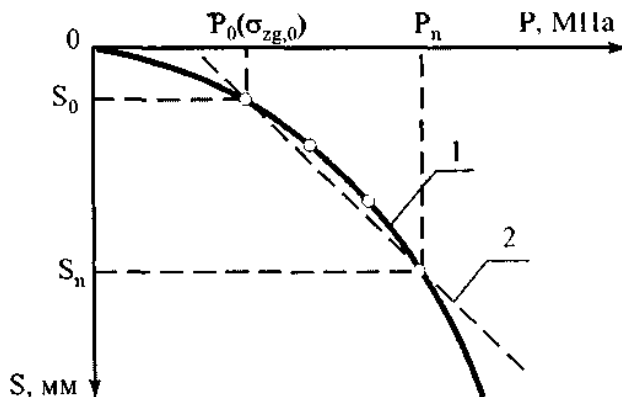


Рис. 4.2. График зависимости осадки штампа от давления $S = f(p)$:
1 – линейная часть графика; 2 – осредняющая прямая

Задание 4

Определить модули деформации песчаного и глинистого грунта по результатам штамповых испытаний. Исходные данные приведены в табл. 4.1 и 4.2 и материалах практического занятия в разделе 1.

Таблица 4.1

Варианты заданий и исходные данные для определения модуля деформации песчаных грунтов

№ вар.	d , мм	Осадка s_i , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
1	0,60	0,45	1,15	2,35	3,96	6,02
2		0,59	1,50	3,06	5,15	7,83
3		0,72	1,84	3,76	6,34	9,63
4		0,86	2,19	4,47	7,52	11,44
5		0,99	2,53	5,17	8,71	13,24

№ вар.	d , мм	Осадка s_i , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
6	0,65	0,47	1,21	2,47	4,16	6,32
7		0,61	1,55	3,17	5,35	8,13
8		0,74	1,90	3,88	6,53	9,93
9		0,88	2,24	4,58	7,72	11,74
10		1,01	2,59	5,29	8,91	13,55
11	0,70	0,50	1,27	2,59	4,36	6,62
12		0,63	1,61	3,29	5,54	8,43
13		0,77	1,96	4,00	6,73	10,23
14		0,90	2,30	4,70	7,92	12,04
15		1,04	2,65	5,41	9,11	13,85
16	0,75	0,52	1,32	2,70	4,55	6,92
17		0,65	1,67	3,41	5,74	8,73
18		0,79	2,01	4,11	6,93	10,54
19		0,92	2,36	4,82	8,12	12,34
20		1,06	2,70	5,52	9,31	14,15
21	0,80	0,54	1,38	2,82	4,75	7,22
22		0,68	1,73	3,53	5,94	9,03
23		0,81	2,07	4,23	7,13	10,84
24		0,95	2,42	4,94	8,32	12,64
25		1,08	2,76	5,64	9,50	14,45
26	0,85	0,56	1,44	2,94	4,95	7,53
27		0,70	1,78	3,64	6,14	9,33
28		0,83	2,13	4,35	7,33	11,14
29		0,97	2,47	5,05	8,51	12,94
30		1,10	2,82	5,76	9,70	14,75

Таблица 4.2

Варианты заданий и исходные данные для определения
модуля деформации глинистых грунтов

№ вар.	d , мм	Осадка s_i , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
1	0,25	0,29	0,76	1,46	2,38	3,48
2		0,38	0,99	1,90	3,09	4,52
3		0,46	1,22	2,34	3,81	5,57
4		0,55	1,44	2,77	4,52	6,61
5		0,64	1,67	3,21	5,24	7,66

№ вар.	d , мм	Осадка s_i , мм, для давлений				
		$p_1 = 0,1$ МПа	$p_2 = 0,2$ МПа	$p_3 = 0,3$ МПа	$p_4 = 0,4$ МПа	$p_5 = 0,5$ МПа
6	0,26	0,30	0,80	1,53	2,50	3,65
7		0,39	1,03	1,97	3,21	4,70
8		0,48	1,25	2,41	3,93	5,74
9		0,57	1,48	2,85	4,64	6,79
10		0,65	1,71	3,29	5,36	7,83
11	0,27	0,32	0,84	1,61	2,62	3,83
12		0,41	1,06	2,04	3,33	4,87
13		0,49	1,29	2,48	4,05	5,92
14		0,58	1,52	2,92	4,76	6,96
15		0,67	1,75	3,36	5,47	8,00
16	0,28	0,33	0,87	1,68	2,74	4,00
17		0,42	1,10	2,12	3,45	5,05
18		0,51	1,33	2,56	4,17	6,09
19		0,59	1,56	2,99	4,88	7,13
20		0,68	1,79	3,43	5,59	8,18
21	0,29	0,35	0,91	1,75	2,86	4,18
22		0,44	1,14	2,19	3,57	5,22
23		0,52	1,37	2,63	4,28	6,26
24		0,61	1,60	3,07	5,00	7,31
25		0,70	1,82	3,50	5,71	8,35
26	0,3	0,36	0,95	1,83	2,98	4,35
27		0,45	1,18	2,26	3,69	5,39
28		0,54	1,41	2,70	4,40	6,44
29		0,62	1,63	3,14	5,12	7,48
30		0,71	1,86	3,58	5,83	8,53

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ И УДЕЛЬНОГО СЦЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Для расчетов оснований по первой группе предельных состояний требуется определить прочностные характеристики грунта: угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c . Традиционно для определения φ и c используется сдвиговой прибор, представляющий собой

компрессионный прибор, у которого металлическое кольцо разделено на две части: подвижную верхнюю и стационарную нижнюю (рис. 5.1). Между кольцами имеется зазор, образующий плоскость, по которой произойдет сдвиг одной части образца по другой.

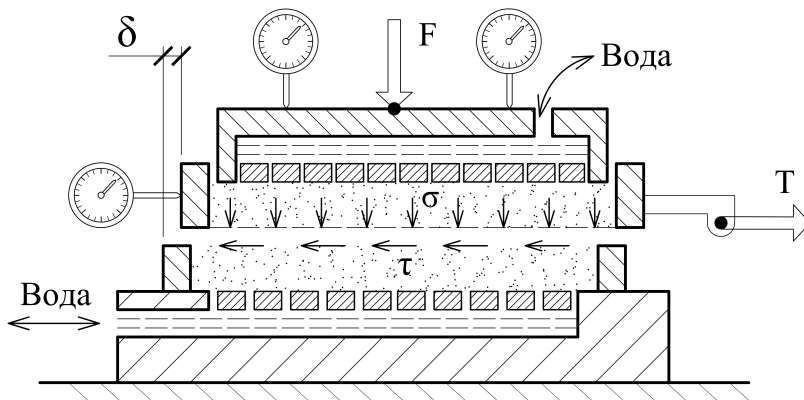


Рис. 5.1. Принципиальная схема сдвигового прибора

В ходе испытаний образец грунта помещается в металлическое кольцо и на него с помощью штампа прикладывается сжимающее усилие F , создающее в образце вертикальное сжимающее напряжение $\sigma = F / A$ (A – площадь кольца). Затем при постоянном значении $\sigma = \text{const}$ к верхней каретке прибора ступенями прикладывается горизонтальное усилие T , создающее в плоскости зазора горизонтальные касательные напряжения $\tau = T / A$. После каждой ступени образец выдерживается до полной стабилизации горизонтальных смещений верхнего кольца (δ), которые фиксируются с помощью часового индикатора (см. рис. 5.1).

По мере увеличения τ интенсивность горизонтальных перемещений δ возрастает, и при некотором предельном значении $\tau = \tau_{\text{пр}}$ произойдет незатухающее перемещение верхнего кольца без увеличения сдвигающего усилия $\tau_{\text{пр}}$, определяемого как *предельное сопротивление сдвигу*. Испытание грунта на сдвиг производят несколько раз (не менее трех) при разных значениях вертикального давления (напряжения) σ . По результатам испытаний строятся графики зависимости $\delta = f(\tau)$ (рис. 5.2, а).

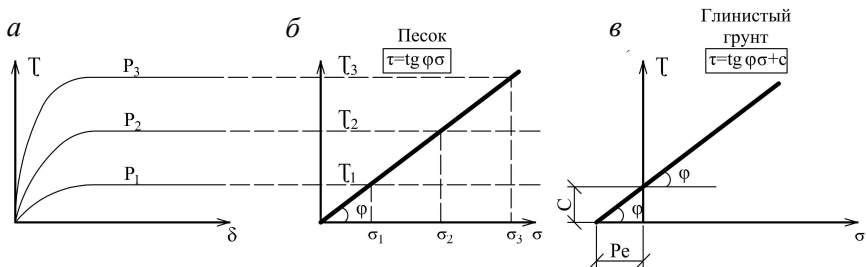


Рис. 5.2. Графики зависимости смещения штампа от давления $\delta = f(p)$:
 φ – угол внутреннего трения; c – сцепление грунта (начальный параметр прямой); P_e – давление связности

Затем по предельным значениям $\tau_{пр}$ и соответствующим им σ строят график зависимости нормальных и касательных напряжений $\tau = f(\sigma)$. Как правило, для песчаных грунтов график зависимости $\tau = f(\sigma)$ представляет собой отрезок прямой, выходящий из начала координат (рис. 5.2, б). Эта зависимость описывается законом Кулона для песчаного грунта:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (5.1)$$

Угол внутреннего трения φ песчаного грунта определяется как угол наклона данного графика относительно оси σ .

Сопrotивление сдвигу глинистых грунтов связано не только с силами трения, возникающими между частицами, но и связностью грунта (водно-коллоидные и цементационные связи). График зависимости $\tau = f(\sigma)$ для глинистых грунтов выходит не из начала координат, а пересекает ось τ в некоторой точке c (рис. 5.2, в). Эта зависимость описывается законом Кулона для глинистого грунта:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (5.5)$$

Значение напряжения τ на участке, отсекаемом прямой на оси ординат, определяется как удельное сцепление глинистого грунта (c), характеризующее его связность.

Задание 5

Определить значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c по данным испытания грунта на срез в однополостном сдвиговом приборе графическим и расчетным методами.

Исходные данные приведены в табл. 5.1.

5.1. Графический метод определения угла внутреннего трения и сопротивления грунта сдвигу

Этапы решения задачи:

1. Оформить исходные данные в виде таблицы (см. табл. 5.2), построить график зависимости сдвигающего напряжения от вертикального давления.

2. По графику среза глинистого грунта определить угол внутреннего трения φ и удельное сопротивление c , при этом:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\Delta\tau}{\Delta\sigma}.$$

где $\Delta\tau$ и $\Delta\sigma$ – разности соответственно сопротивления сдвигу и нормального давления.

5.2. Расчетный метод определения угла внутреннего трения и сцепления

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c , МПа, для нескольких значений опытных данных вычисляют по формулам:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{n\sum\tau_i\sigma_i - \sum\tau_i\sum\sigma_i}{n\sum(\sigma_i)^2 - (\sum\sigma_i)^2},$$
$$c = \frac{\sum\tau_i\sum\sigma_i^2 - \sum\sigma_i\sum\tau_i\sigma_i}{n\sum(\sigma_i)^2 - (\sum\sigma_i)^2},$$

где τ_i – опытные значения сопротивления срезу, определенные при различных значениях давления σ_i и относящиеся к одному инженер-

но-геологическому элементу или отдельному монолиту грунта при количестве испытаний $n \geq 3$.

Таблица 5.1

Исходные данные к задаче раздела 5

№ варианта	Диаметр образца d , см	Горизонтальное усилие T , Н, при сжимающей нагрузке на рычаге F , Н				
		$F_1 = 25$ Н	$F_2 = 50$ Н	$F_3 = 75$ Н	$F_4 = 100$ Н	$F_5 = 150$ Н
1	5,0	18	37	54	71	106
2	5,5	15	33	48	62	91
3	6,0	12	25	42	51	75
4	6,5	11	23	32	44	62
5	7,0	9	17	26	34	51
6	7,5	8	15	21	27	40
7	5,0	13	20	32	45	63
8	5,5	21	35	51	68	97
9	6,0	20	32	45	58	82
10	6,5	15	22	31	39	55
11	7,0	19	45	65	90	128
12	7,5	24	41	60	78	113
13	5,0	14	32	47	60	90
14	5,5	11	23	31	43	63
15	6,0	23	40	61	78	116
16	6,5	14	32	47	58	90
17	7,0	9	22	32	45	63
18	7,5	20	35	51	68	97
19	5,0	19	32	45	58	82
20	5,5	12	20	25	30	42
21	6,0	14	32	47	60	92
22	6,5	23	42	60	78	114
23	7,0	20	32	45	58	82
24	7,5	11	23	35	43	65
25	5,0	9	17	26	34	50
26	5,5	21	39	59	78	109
27	6,0	13	19	25	29	42
28	6,5	20	35	51	68	97
29	7,0	23	42	63	78	115
30	7,5	14	32	47	64	93

Результаты расчетов задачи раздела 5

Диаметр образца d , см	Площадь образца A , см ²	Уплотняющая нагрузка		Сдвигающая нагрузка	
		Сжимающее усилие F , Н	Вертикальное сжимающее напряжение σ , кПа	Горизонталь- ное усилие T , Н	Горизонталь- ное касатель- ное напряже- ние τ , кПа

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ГРУНТЕ ОТ ЕГО СОБСТВЕННОГО ВЕСА И ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ ПРИРОДНОГО ДАВЛЕНИЯ

Вертикальное давление, возникающее в грунтовом массиве от собственного веса грунта, называется природным (бытовым). Это давление характеризует напряженное состояние грунта до начала строительства, т. е. до передачи на него нагрузки от веса сооружения. Величина природного давления зависит от удельного веса грунта γ и глубины h рассматриваемой горизонтальной плоскости от поверхности планировки.

Вертикальные напряжения в однородном грунте от его собственного веса σ_{zg} на глубине от дневной поверхности h (рис. 6.1, а) будут равны

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h. \quad (6.1)$$

В случае многослойного основания с разным удельным весом слоев, слагающих его, полное вертикальное напряжение в контакте слоев определяется путем сложения давлений от веса отдельных слоев, т. е.

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (6.2)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес, кН/м^3 , и толщина i -го слоя грунта, м.

Эпюра природного давления в первом случае изображается прямой, проходящей через начало координат (см. рис. 6.1, а), а во втором – ломаной линией с точками перегиба на границах слоев и в уровне верхнего горизонта подземной воды (см. рис. 6.1, б).

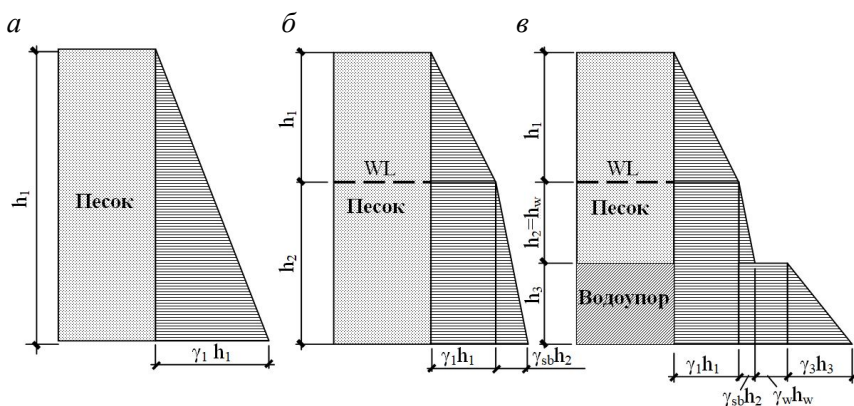


Рис. 6.1. Варианты эпюр природных давлений:

- а – при однородном основании; б – при наличии подземных вод; в – при наличии «водоупора» (суглинка или глины полутвердой или твердой консистенции);
 WL – отметка уровня подземных вод

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, определяется с учетом взвешивания твердых частиц водой:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (6.3)$$

где γ_s и γ_w – удельный вес, соответственно, минеральных частиц грунта и воды, кН/м^3 ;

e – коэффициент пористости водонасыщенного грунта.

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – глина или суглинок твердой или полутвердой консистенции, – то на его кровлю передается давление от грунта и подземных вод (см. рис. 6.1, в), и формула (6.2) примет вид

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + (\gamma_{sb} + \gamma_w) \cdot h_w, \quad (6.4)$$

где h_w – мощность слоя воды до водоупора, м.

В этом случае на эпюре природного давления появляется ступень, величина которой равна гидростатическому давлению воды, находящейся выше водоупорного слоя (см. рис. 6.1, в).

Пример. Построить эпюру природного давления для варианта основания, имеющего два слоя (рис. 6.1, в),

1-й – песок мощностью $h_1 + h_2 = 6$ м, удельный вес грунта $\gamma_1 = 18$ кН/м³, удельный вес частиц грунта $\gamma_s = 26,5$ кН/м³, коэффициент пористости $e = 0,54$. Верхний уровень подземных вод находится на глубине $h_1 = 4$ м от поверхности грунта.

2-й слой – глина в твердом состоянии мощностью $h_3 = 5$ м, удельный вес грунта $\gamma_2 = 21,0$ кН/м³, удельный вес минеральных частиц $\gamma_s = 27,0$ кН/м³. Слой глины является водоупором.

Решение

Вычисляются значения природных давлений.

На уровне грунтовых вод на глубине 4 м по формуле (6.1):

$$\sigma_{zg1} = 18 \cdot 4 = 72 \text{ кПа.}$$

Определяется удельный вес грунта для первого слоя во взвешенном состоянии γ_{sb} по формуле (6.3):

$$\gamma_{sb} = (26,5 - 10) / (1 + 0,54) = 10,7 \text{ кН/м}^3.$$

На границе первого и второго слоев грунта по формуле (6.2):

$$\sigma_{zg2} = 72 + 10,7 \cdot 2 = 93,4 \text{ кПа.}$$

На кровле слоя глины с учетом давления воды давление от собственного веса грунта составит

$$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg2} + \gamma_w \cdot h_2 = 93,4 + 10 \cdot 2 = 113,4 \text{ кПа.}$$

На нижней границе слоя глины получим

$$\sigma'_{zg3} = \sigma'_{zg2} + \gamma_2 \cdot h_3 = 113,4 + 21 \cdot 5 = 218,4 \text{ кПа.}$$

Для построения эпюры природного (бытового) давления в уровне нижних слоев откладываются их вычисленные значения, которые объединяются прямыми линиями.

Задание 6

Построить эпюру природного давления для исходных данных, приведенных в табл. 1.4, с использованием результатов расчетов по заданию 1. При построении эпюры принять удельный вес воды $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ с уровнем ее верхнего горизонта WL посередине первого слоя песка.

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ, ПРИЛОЖЕННОЙ К ПОВЕРХНОСТИ ОСНОВАНИЯ

В основе определения напряжений в упругом полупространстве от действия местной нагрузки N лежит решение задачи о действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности полупространства, полученное Ж. Буссинеском в 1885 г., согласно которому радиальные напряжения определяются по формуле

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \frac{P}{R^2} \cos\beta. \quad (7.1)$$

Это решение позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке M полупространства от действия силы P (рис. 7.1). Для практических расчетов наибольшее значение имеют вертикальные сжимающие напряжения:

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} P; \quad (7.2)$$

$$K = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + (r/z)^2\right]^{5/2}}.$$

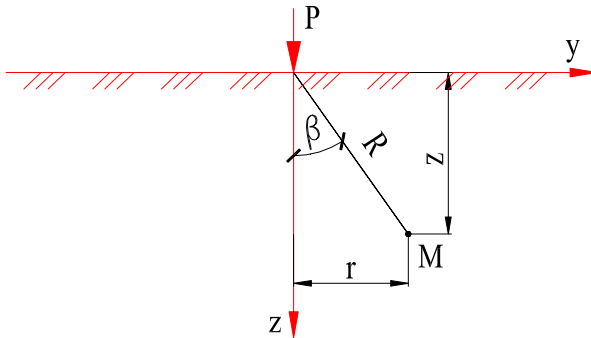


Рис. 7.1. Расчетная схема для определения вертикальных напряжений в любой точке основания от сосредоточенной нагрузки P , приложенной к поверхности грунта

Для практических расчетов значения коэффициентов K приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Значения коэффициентов K для вычисления вертикальных напряжений σ_z в основании от сосредоточенной силы

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,50	0,0251
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,52	0,0240
0,04	0,475	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,08	0,4669	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,72	0,0153

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,74	0,0147
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,76	0,0141
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,78	0,0135
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,80	0,0129
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,82	0,0124
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,84	0,0119
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	1,86	0,0114
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	1,88	0,0109
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	1,90	0,0105
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	1,92	0,0101
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	1,94	0,0097
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	1,96	0,0093
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	1,98	0,0089

Используя принцип суперпозиций, методом угловых точек или послойного суммирования напряжений, можно определить значения вертикальных сжимающих напряжений σ_z в любой точке M основания при действии нескольких сосредоточенных сил, одновременно приложенных на поверхности грунта (рис. 7.2):

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i. \quad (7.3)$$

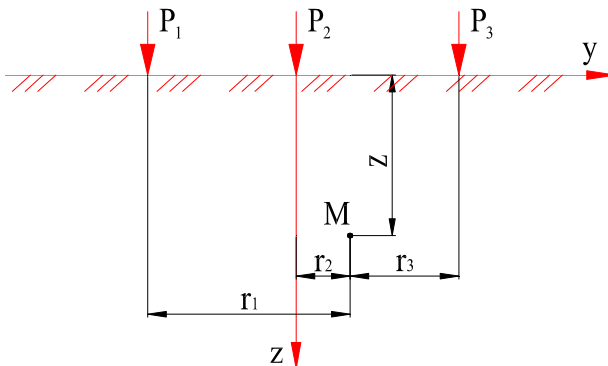


Рис. 7.2. Расчетная схема для определения вертикальных напряжений в основании от нескольких сосредоточенных сил, приложенных одновременно к поверхности грунта

Задание 7

Вариант 7.1. Определить вертикальные напряжения σ_z в точках (1–50) основания (рис. 7.3). Построить эпюры вертикальных напряжений σ_z по разрезам I-I...VII-VII. Значение нагрузки P принять по табл. 7.2.

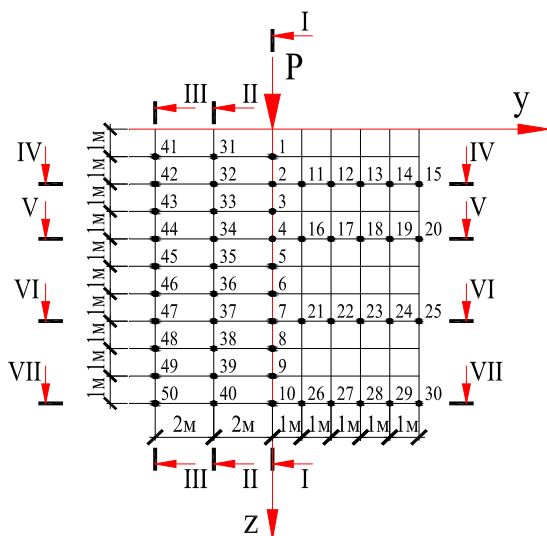


Рис. 7.3. Расчетная схема для задания 7.1

Таблица 7.2

Исходные данные для задания 7.1

№	P , кН	№	P , кН	№	P , кН	№	P , кН	№	P , кН
1	100	7	160	13	220	19	280	25	340
2	110	8	170	14	230	20	290	26	350
3	120	9	180	15	240	21	300	27	360
4	130	10	190	16	250	22	310	28	370
5	140	11	200	17	260	23	320	29	380
6	150	12	210	18	270	24	330	30	390

Вариант 7.2. Определить вертикальные напряжения σ_z в точке M от действия вертикальных нагрузок $P_1 = 300$ кН, $P_2 = 200$ кН и $P_3 = 150$ кН (см. рис. 7.2). Исходные данные принять по табл. 7.3.

Таблица 7.3

Исходные данные для задания 7.2

№	r_1 , м	r_2 , м	r_3 , м	z , м	№	r_1 , м	r_2 , м	r_3 , м	z , м
1	4,0	0,75	0,3	3,00	16	5,5	1,50	1,8	3,75
2	4,1	0,80	0,4	3,05	17	5,6	1,55	1,9	3,80
3	4,2	0,85	0,5	3,10	18	5,7	1,60	2,0	3,85
4	4,3	0,90	0,6	3,15	19	5,8	1,65	2,1	3,90
5	4,4	0,95	0,7	3,20	20	5,9	1,70	2,2	3,95
6	4,5	1,00	0,8	3,25	21	6,0	1,75	2,3	4,00
7	4,6	1,05	0,9	3,30	22	6,1	1,80	2,4	4,05
8	4,7	1,10	1,0	3,35	23	6,2	1,85	2,5	4,10
9	4,8	1,15	1,1	3,40	24	6,3	1,90	2,6	4,15
10	4,9	1,20	1,2	3,45	25	6,4	1,95	2,7	4,20
11	5,0	1,25	1,3	3,50	26	6,5	2,00	2,8	4,25
12	5,1	1,30	1,4	3,55	27	6,6	2,05	2,9	4,30
13	5,2	1,35	1,5	3,60	28	6,7	2,10	3,0	4,35
14	5,3	1,40	1,6	3,65	29	6,8	2,15	3,1	4,40
15	5,4	1,45	1,7	3,70	30	6,9	2,20	3,2	4,45

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Контактные напряжения определяются для расчета конструкций фундаментов и напряжений в основании. Характер распределения контактных напряжений зависит от жесткости, формы и размера фундамента, а также жесткости основания (рис. 8.1). Различают 3 основных случая:

1. Абсолютно жесткие сооружения. Деформируемость сооружения незначительна по отношению к грунтам (фундаменты дымовых труб, элеваторов, мостовых опор, кузнечных молотов, прессов и др.).
2. Абсолютно гибкие сооружения. Деформируемость сооружения настолько велика, что фундаменты свободно следуют за перемещением основания (земляные насыпи, днища металлических резервуаров).

3. Сооружения конечной жесткости. Деформируемость сооружения соизмерима с деформируемостью основания. Происходит перераспределение контактных напряжений.

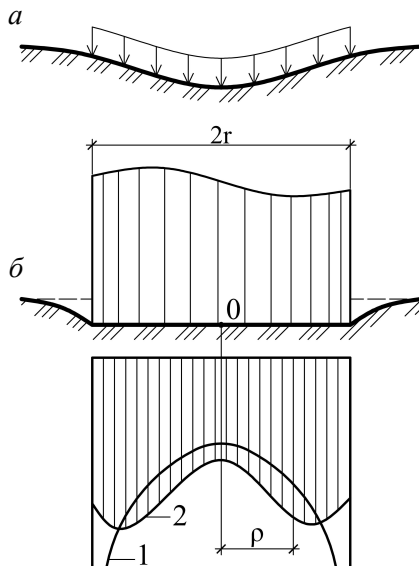


Рис. 8.1. Деформации поверхности грунта (а) и характер эпюры контактных давлений (б) под нагруженным фундаментом:

1 – очертание эпюры по теории упругости; 2 – то же, фактическое, при давлениях меньше критических или расчетного сопротивления грунта $p_{кр} \leq R$

Контактные напряжения на подошве центрально нагруженного, абсолютно жесткого, круглого в плане фундамента определяются по формуле Буссинеска:

$$p_p = p_m / (2\sqrt{1 - \rho^2 / r^2}), \quad (8.1)$$

где p_p – давление по подошве фундамента на расстоянии ρ от центра, кПа;

ρ – расстояние от середины круглого в плане фундамента до рассматриваемой точки, м;

r – радиус подошвы фундамента, м;

p_m – среднее давление по подошве фундамента, кПа:

$$p_m = \frac{N}{A}, \quad (8.2)$$

где N – вертикальная нагрузка на фундамент, кН;

A – площадь подошвы фундамента, м².

Теоретически контактные давления по краям фундамента при $\rho = r$ бесконечны. Однако вследствие развития пластических деформаций под краями фундамента эти напряжения перераспределяются, и фактическая эпюра напряжений становится седлообразной.

Контактные напряжения под жестким полосовым фундаментом определяются по аналогичной зависимости:

$$p = 2p_m / (\pi\sqrt{1 - (x/a)^2}), \quad (8.3)$$

где x – расстояние от середины фундамента до рассматриваемой точки, м;

a – полуширина фундамента $a = b / 2$, м.

Задание 8

Построить эпюру контактных давлений по подошве круглого жесткого фундамента дымовой трубы диаметром D и гибкого ленточного фундамента шириной b . Исходные данные взять из табл. 8.1 и 8.2. Шаг точек для определения контактных давлений принять для круглого фундамента $0,05D$, для ленточного – $0,1b$.

Таблица 8.1

Исходные данные для круглого фундамента

№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м	№	p_m , кПа	D , м
1	310	6,2	11	410	8,2	21	510	10,2
2	320	6,4	12	420	8,4	22	520	10,4
3	330	6,6	13	430	8,6	23	530	10,6
4	340	6,8	14	440	8,8	24	540	10,8
5	350	7,0	15	450	9,0	25	550	11,0
6	360	7,2	16	460	9,2	26	560	11,2
7	370	7,4	17	470	9,4	27	570	11,4
8	380	7,6	18	480	9,6	28	580	11,6
9	390	7,8	19	490	9,8	29	590	11,8
10	400	7,0	20	500	10,0	30	600	12,0

Исходные данные для ленточного фундамента

№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м	№	p_m , кПа	b , м
1	205	3,1	11	255	4,1	21	305	5,1
2	210	3,2	12	260	4,2	22	310	5,2
3	215	3,3	13	265	4,3	23	315	5,3
4	220	3,4	14	270	4,4	24	320	5,4
5	225	3,5	15	275	4,5	25	325	5,5
6	230	3,6	16	280	4,6	26	330	5,6
7	235	3,7	17	285	4,7	27	335	5,7
8	240	3,8	18	290	4,8	28	340	5,8
9	245	3,9	19	295	4,9	29	345	5,9
10	250	4,0	20	300	5,0	30	350	6,0

9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЖИМАЮЩИХ НАПРЯЖЕНИЙ, ДЕЙСТВУЮЩИХ ПО ГЛУБИНЕ ОСНОВАНИЯ ВДОЛЬ ЦЕНТРАЛЬНОЙ ОСИ ФУНДАМЕНТА

Нагрузка от сооружения передается на основание через подошву фундамента. В грунтовом массиве, лежащем ниже подошвы фундамента, возникают дополнительные напряжения, которые влияют на деформации оснований (осадки, горизонтальные смещения, крены и т. д.), а также на прочность и устойчивость грунтовой толщи.

С некоторыми допущениями эти напряжения рассчитываются по формулам теории линейно-деформируемых тел.

Осадку грунтов основания в большинстве случаев определяют только от вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} , значения которых в любой точке на любой глубине основания находят по соответствующим формулам.

Для точек, расположенных на вертикали, совпадающей с центральной осью подошвы фундамента, сжимающее напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0, \quad (9.1)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 9.1 в зависимости от формы подошвы, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p_m - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основании (для фундаментов шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p_m$);

p_m – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента;

z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки в его основании.

Таблица 9.1

Значения коэффициента α

$\xi = 2z/b$	Для прямоугольных фундаментов с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						Для ленточных фундаментов при $\eta \geq 10$
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420

1	2	3	4	5	6	7	8
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание: Для промежуточных значений ξ и η величина коэффициента α определяется линейной интерполяцией.

Пример. Определить вертикальные сжимающие напряжения в основании по оси, проходящей через центр ленточного фундамента, имеющего ширину $b = 2$ м. Глубина заложения фундамента $d = 1,5$ м. Удельный вес грунта выше подошвы фундамента $\gamma' = 18$ кН/м³. Среднее давление от нагрузки N и веса фундамента с грунтом на ступенях под подошвой – $p_m = 200$ кПа (рис. 9.1).

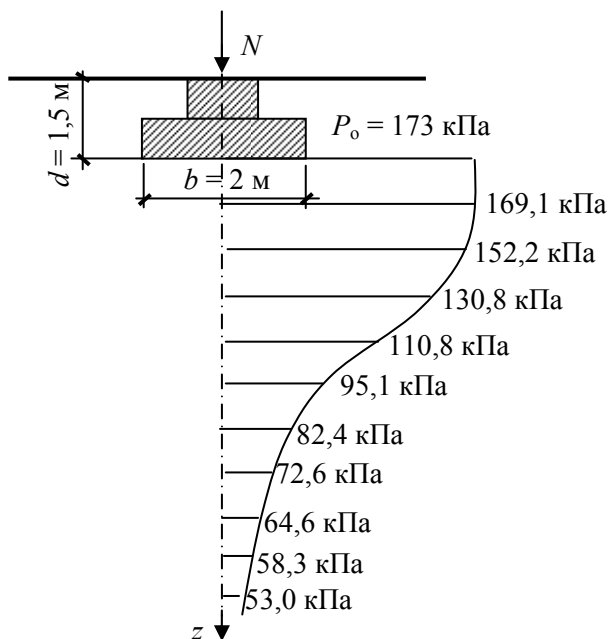


Рис. 9.1. Эпюра дополнительных вертикальных напряжений

Решение

Находится природное давление в уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа}$$

и дополнительное $\sigma_{zg,0}$ вертикальное давление под подошвой фундамента:

$$p_0 = p_m - \sigma_{zg,0} = 200 - 27 = 173 \text{ кПа.}$$

По табл. 9.1 определяется значение коэффициентов α для ленточного фундамента ($\eta \geq 10$).

Результаты вычисления по формуле (9.1) сводим в табл. 9.2.

Таблица 9.2

Пример расчета дополнительных напряжений σ_{zp}

z , м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кПа
0,0	0,0	1,000	173
0,4	0,4	0,977	169,1
0,8	0,8	0,881	152,2
1,2	1,2	0,755	130,8
1,6	1,6	0,642	110,8
2,0	2,0	0,550	95,1
2,4	2,4	0,477	82,4
2,8	2,8	0,420	72,6
3,2	3,2	0,374	64,6
3,6	3,6	0,337	58,3
4,0	4,0	0,306	53,0
4,4	4,4	0,280	48,4
4,8	4,8	0,258	44,6
5,2	5,2	0,239	41,3
5,6	5,6	0,223	38,6
6,0	6,0	0,208	36,0
6,4	6,4	0,196	33,9
6,8	6,8	0,185	32,0
7,2	7,2	0,175	30,3
7,6	7,6	0,166	28,7
8,0	8,0	0,158	27,3
8,4	8,4	0,150	26,0
8,8	8,8	0,143	24,7
9,2	9,2	0,137	23,7
9,6	9,6	0,132	22,8
10,0	10,0	0,126	21,8

Задание 9

Построить эпюры дополнительных нормальных напряжений по центральной оси подошвы фундаментов: ленточного шириной $b = 1,8$ м и столбчатых с размерами в плане $1,8 \times 1,8$; $1,8 \times 3,3$; $7,2 \times 7,2$; 15×15 м. Эпюры строить до глубины $z = 4b$ для ленточных и $z = 6b$ для столбчатых фундаментов.

Исходные данные приведены в табл. 9.3. Удельный вес грунта выше подошвы фундамента принять $\gamma' = 18$ кН/м³.

Дополнительные нормальные напряжения определяются для основания, разбитого ниже подошвы фундамента на слой толщиной $h_i = (0,2-0,4)b$.

Таблица 9.3

Исходные данные к заданию

Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента p_m , кПа	Глубина заложения подошвы фундамента d , м	Варианты заданий	Полное давление под подошвой фундамента p_m , кПа	Глубина заложения подошвы фундамента d , м
1	150	1,3	16	300	2,0
2	160	1,5	17	310	1,3
3	170	1,6	18	320	1,8
4	180	1,5	19	330	1,5
5	190	1,8	20	340	1,0
6	200	1,4	21	350	1,5
7	210	1,2	22	360	1,0
8	220	1,5	23	370	1,5
9	230	2,0	24	380	1,7
10	240	1,8	25	390	1,6
11	250	1,0	26	400	1,5
12	260	2,0	27	410	1,3
13	270	2,0	28	420	1,1
14	280	1,5	29	430	1,0
15	290	1,5	30	440	1,4

10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДАВЛЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ОТ СОСЕДНИХ ФУНДАМЕНТОВ МЕТОДОМ УГЛОВЫХ ТОЧЕК

Метод угловых точек используется для расчета взаимного влияния фундаментов строящегося здания либо для расчета дополнительных осадок существующего здания при возведении в непосредственной близости от него новой постройки. При этом используется принцип, что вертикальные сжимающие напряжения под углом прямоугольной площади загрузки на относительной глубине $\xi = 2z / b$ равны четверти напряжений под ее центром на глубине $\xi = z / b$.

Схемы для определения напряжений в основании прямоугольной площадки загрузки, в зависимости от расположения в плане точки M , приведены на рис. 10.1.

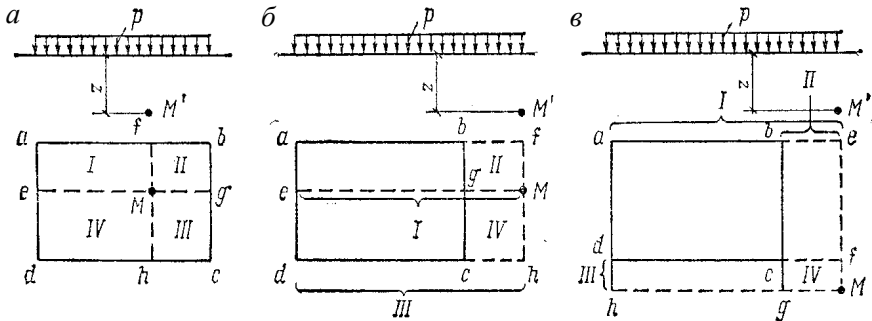


Рис. 10.1. Схемы к расчету давления в точке M , расположенной в пределах площадки загрузки (a) и за ее пределами ($б$ и $в$)

Точка в пределах площадки загрузки:

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})p,$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 9.1.

Точка вне пределов площадки загрузки:

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I - \alpha_{II} + \alpha_{III} - \alpha_{IV})p;$$

$$\sigma_z = 0,25(\alpha_I - \alpha_{II} - \alpha_{III} + \alpha_{IV})p.$$

Задание 10

Построить эпюру дополнительных напряжений в основании фундамента 1 (столбчатый фундамент с размерами в плане $1,8 \times 1,8$ м, $\eta = 1$ из задания практического занятия 9) от соседних фундаментов 2 и 3. Схема расположения фундаментов приведена на рис. 10.2. Значения давлений под подошвами соседних фундаментов 2 и 3 приведены в табл. 10.1.

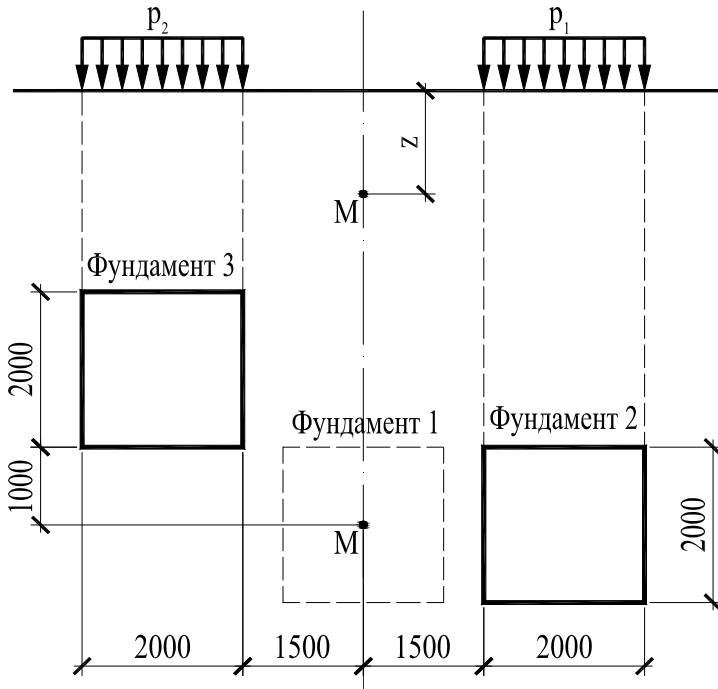


Рис. 10.2. Схема расположения фундаментов

Значения дополнительных напряжений в основании фундамента 1 рассчитать на тех же глубинах z , что и в задании 9.

Результаты расчетов дополнительных напряжений оформить в табличной форме (табл. 10.2).

Таблица 10.1

Исходные данные для задачи

№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа	№	p_1 , кПа	p_2 , кПа
1	250	260	11	300	360	21	350	460
2	255	270	12	305	370	22	355	470
3	260	280	13	310	380	23	360	480
4	265	290	14	315	390	24	365	490
5	270	300	15	320	400	25	370	500
6	275	310	16	325	410	26	375	510
7	280	320	17	330	420	27	380	520
8	285	330	18	335	430	28	385	530
9	290	340	19	340	440	29	390	540
10	295	350	20	345	450	30	395	550

Таблица 10.2

Пример оформления расчета для задачи

z , м	Площадка 1 $l_1 / b_1 =$		Площадка 2 $l_2 / b_2 =$		Площадка 3 $l_3 / b_3 =$		Площадка 4 $l_4 / b_4 =$		σ_z
	$z_1 / b_1 =$	$\alpha_1 =$	$z_2 / b_2 =$	$\alpha_2 =$	$z_3 / b_3 =$	$\alpha_3 =$	$z_4 / b_4 =$	$\alpha_4 =$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ

Осадки фундаментов рассчитывают исходя из линейной зависимости между деформациями и напряжениями в грунте. В связи с этим для определения предела применимости решений линейно-деформируемой среды важно знать значение допустимого (наибольшего)

вертикального нормального давления на грунт, при котором зависимость между деформациями грунта и напряжениями можно считать линейной. Значение этого давления (напряжения) определяется как расчетное сопротивление грунта основания R , кПа, соответствующее пределу исчерпания его несущей способности. Его величину находят из выражения

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (11.1)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 11.1;

k – коэффициент, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и равным 1,1, если они приняты по таблицам норм;

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ_{II} по табл. 11.2;

k_z – коэффициент, принимаемый равным 1 при $b < 10$ м, $\frac{z_0}{b} + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента на глубину $2b$ (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле (6.3) в практическом занятии № 6), кН/м³;

γ'_{II} – то же выше подошвы фундамента с учетом уплотнения засыпки;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 – глубина заложения подошвы фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (11.2)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

d_b – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м – $d_b = 0$).

Примечания:

1. Формулу (11.1) допускается применять при любой форме фундамента в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника с площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$.

2. Если $d_1 > d$ (d – глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки) в формуле (11.1) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

Таблица 11.1

Значения коэффициентов γ_{c1}, γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
1	2	3	4
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
– маловлажные и влажные;	1,25	1,0	1,2
– насыщенные водой	1,1	1,0	1,2

1	2	3	4
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем (показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$)	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся те сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет применения мероприятий, указанных в ТКП 45-5,01-254-2012 [9].

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 11.2

Значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c

Угол внутреннего трения $\varphi, ^\circ$	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi, ^\circ$	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,01	1,06	3,23	10	0,18	1,73	4,17
2	0,03	1,12	3,32	11	0,21	1,83	4,29
3	0,04	1,18	3,41	12	0,23	1,94	4,42
4	0,06	1,25	3,51	13	0,26	2,05	4,55
5	0,08	1,32	3,61	14	0,29	2,17	4,69
6	0,10	1,39	3,71	15	0,32	2,30	4,84
7	0,12	1,47	3,82	16	0,36	2,43	4,99
8	0,14	1,55	3,93	17	0,39	2,57	5,15
9	0,16	1,64	4,05	18	0,43	2,73	5,31

1							
19	0,47	2,89	5,48	33	1,44	6,76	8,88
20	0,51	3,06	5,66	34	1,55	7,22	9,22
21	0,56	3,24	5,84	35	1,68	7,71	9,58
22	0,61	3,44	6,04	36	1,81	8,24	9,97
23	0,69	3,65	6,24	37	1,95	8,81	10,37
24	0,72	3,87	6,45	38	2,11	9,44	10,80
25	0,78	4,11	6,67	39	2,28	10,11	11,25
26	0,84	4,37	6,90	40	2,46	10,85	11,73
27	0,91	4,64	7,14	41	2,66	11,64	12,24
28	0,98	4,93	7,40	42	2,88	12,51	12,79
29	1,06	5,25	7,67	43	3,12	13,46	13,37
30	1,15	5,59	7,95	44	3,38	14,50	13,98
31	1,24	5,95	8,24	45	3,66	15,64	14,64
32	1,34	6,34	8,55				

Пример. Для гражданского здания с жесткой конструктивной схемой определить значение R при отношении длины здания к его высоте $L / H = 2,75$ с учетом того, что показатели грунтов получены по результатам испытаний образцов, отобранных на строительной площадке.

Решение

Находится приведенная глубина заложения фундамента со стороны подвального помещения:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{11} = 0,5 + 0,1 \cdot 22/18 = 0,62 \text{ м.}$$

Определяется расстояние от уровня планировки до пола подвала

$$d_b = d - (h_s + h_{cf}) = 2,4 - (0,5 + 0,1) = 1,8 \text{ м.}$$

Принимается $k = 1$, так как характеристики ϕ найдены по результатам испытаний.

По табл. 11.2 для угла внутреннего трения $\phi = 14^\circ$ находятся безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 0,29$; $M_q = 2,17$; $M_c = 4,69$, а по

табл. 11.1 для $I_L > 0,5$ – коэффициент условий работы грунта $\gamma_{c1} = 1,0$ и коэффициент условий работы $\gamma_{c2} = 1,0$.

Для принятых данных расчетное сопротивление R определяется по формуле (11.1).

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,29 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19 + 2,17 \cdot 0,62 \cdot 18 + \\ + (2,17 - 1) \cdot 1,8 \cdot 18 + 4,69 \cdot 29) = 214,7 \text{ кПа.}$$

Задание 11

Дано здание с жесткой конструктивной схемой. Относительные размеры здания $L / H = 2,75$. Характеристики грунтов определены в лаборатории на соответствующих приборах. Определить расчетное сопротивление грунтов основания для трех фундаментов производственного здания с подвалом шириной 18 м, приведенных на рис. 11.1, для:

- 1) фундамента под наружную стену секции здания без подвала;
- 2) фундамента под наружную стену секции здания с подвалом;
- 3) фундамента для внутренней колонны в подвале.

При выполнении задания исходные данные взять из табл. 11.3.

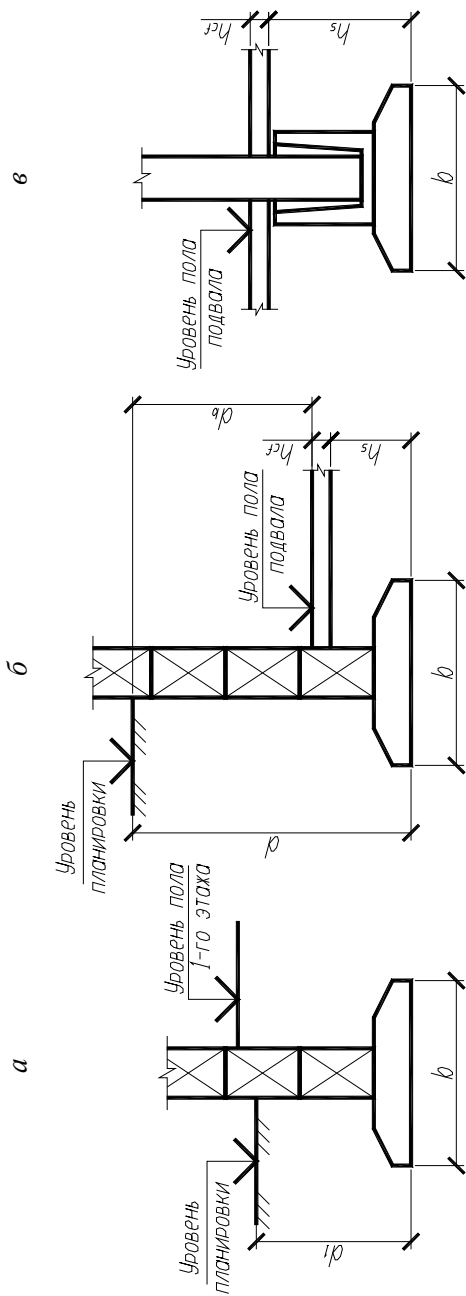


Рис. 1.1.1. Расчетные схемы для фундамента под наружную стену здания без подвала (*a*), фундамента под наружную стену здания с подвалом (*б*) и фундамента внутренней колонны в подвале (*в*)

Исходные данные к заданию 11

Варианты заданий	Вид грунта в основании фундамента	Угол внутреннего трения $\varphi_{п}$, град	Удельное сцепление $c_{п}$, кПа	а) Фундамент под наружную стену секции здания без подвала (см. рис. 11.1, а)		б) Фундамент под наружную стену секции здания с подвалом (см. рис.11.1, б)										в) Фундамент внутренней колонны в подвале (см. рис.11.1, в)			
				$b \times l$, м	d_1 , м	b , м	d , м	d_{bs} , м	h_{gf} , м	h_s , м	γ_{gf} , кН/м ³	b , м	h_{bs} , м	h_{gf} , м	γ_{gf} , кН/м ³	b , м	h_{bs} , м	h_{gf} , м	γ_{gf} , кН/м ³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16				
1	песок средний	38	-	1,0×1,0	1,3	1,5	3,0	2,4	0,10	0,5	22	1,0	1,3	0,10	22				
2		39	-	1,0×1,2	1,5	1,0	3,0	2,3	0,10	0,6	22	1,5	0,9	0,10	22				
3		40	-	1,0×1,4	1,6	1,5	2,6	2,0	0,10	0,5	22	2,0	1,0	0,10	22				
4		41	-	1,0×1,6	1,5	2,0	2,7	2,1	0,10	0,5	22	2,5	1,1	0,10	22				
5		42	-	1,0×1,8	1,8	2,5	2,8	2,05	0,15	0,6	23	1,3	1,15	0,15	23				
6		43	-	1,2×1,2	1,4	2,0	3,0	2,15	0,15	0,7	23	2,5	1,35	0,15	23				
7		42	-	1,2×1,4	1,2	3,0	3,0	2,05	0,15	0,8	23	2,0	0,95	0,15	23				
8		41	-	1,2×1,6	1,5	2,0	2,7	1,95	0,15	0,6	23	1,5	1,05	0,15	23				
9		40	-	1,2×1,8	2,0	2,5	2,8	2,0	0,10	0,7	22	2,0	1,2	0,10	22				
10		39	-	1,2×2,0	1,8	3,5	4,0	3,05	0,15	0,8	23	1,3	1,25	0,15	23				
11		38	-	1,4×1,4	1,0	1,5	3,0	2,4	0,10	0,5	22	1,0	1,4	0,10	22				
12		37	-	1,4×1,6	2,0	1,0	3,0	2,3	0,10	0,6	22	1,5	0,9	0,10	22				
13		36	-	1,4×1,8	2,0	1,5	2,6	2,0	0,10	0,5	22	2,0	1,0	0,10	22				
14		35	-	1,4×2,0	1,5	2,0	2,7	2,1	0,10	0,5	22	2,5	1,2	0,10	22				
15		36	-	1,4×2,2	1,5	2,5	2,8	2,05	0,15	0,6	23	1,3	1,15	0,15	23				

Окончание табл. 11.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
16	суглинок $I_L = 0,4$	15	26	1,8×1,8	2,0	3,5	3,0	2,15	0,15	0,7	23	1,3	1,25	0,15	23
17		16	27	1,8×2,0	1,3	4,0	3,0	2,05	0,15	0,8	23	1,4	1,35	0,15	23
18		17	28	1,8×2,2	1,8	2,5	2,7	1,95	0,15	0,6	23	1,5	0,85	0,15	23
19		18	29	1,8×2,4	1,5	2,0	2,8	2,0	0,10	0,7	22	1,2	1,0	0,10	22
20		19	30	1,8×2,6	1,0	3,0	4,0	3,05	0,15	0,8	23	1,3	1,05	0,15	23
21		20	31	2,0×2,0	1,5	1,0	3,0	2,4	0,10	0,5	22	1,0	1,2	0,10	22
22		19	32	2,0×2,2	1,0	1,5	3,0	2,3	0,10	0,6	22	2,0	1,3	0,10	22
23		18	33	2,0×2,4	1,5	2,0	2,6	2,0	0,10	0,5	22	2,0	1,4	0,10	22
24		17	34	2,0×2,6	1,7	2,5	2,7	2,1	0,10	0,5	22	1,5	0,9	0,10	22
25		16	35	2,0×2,8	1,6	3,0	2,8	2,05	0,15	0,6	23	2,5	0,95	0,15	23
26		15	36	2,2×2,2	1,5	3,5	3,0	2,15	0,15	0,7	23	1,7	1,05	0,15	23
27		16	37	2,2×2,4	1,3	4,0	3,0	2,05	0,15	0,8	23	1,6	1,15	0,15	23
28		17	38	2,2×2,6	1,1	2,5	2,7	1,95	0,15	0,6	23	1,5	1,25	0,15	23
29		18	39	2,2×2,8	1,0	2,0	2,8	2,0	0,10	0,7	22	2,0	1,4	0,10	22
30	19	40	2,2×3,0	1,4	3,0	4,45	3,5	0,15	0,8	23	1,9	0,85	0,15	23	

* *Примечание.* удельный вес для песков – $\gamma_{п} = 18 \text{ кН/м}^3$, $\gamma'_{п} = 17 \text{ кН/м}^3$;
для глинистых грунтов – $\gamma_{п} = 19 \text{ кН/м}^3$, $\gamma'_{п} = 18 \text{ кН/м}^3$.

12. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТОВ ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

Предварительные минимальные размеры подошвы центрально нагруженного плитного фундамента назначаются исходя из условия:

$$p_m \leq R. \quad (12.1)$$

Для внецентренно нагруженного фундамента дополнительно проверяются условия:

$$p_{\max} \leq 1,2R, \quad (12.2)$$

$$p_{\max.C} \leq 1,5R, \quad (12.3)$$

$$p_{\min} \geq 0, \quad (12.4)$$

где p_m и R – соответственно среднее давление по формуле и расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа;

p_{\max} , p_{\min} и $p_{\max.C}$ – максимальные краевые давления вдоль каждой оси и в угловой точке «С» фундамента при действии на него изгибающих моментов взаимно перпендикулярных направлений (внецентренно приложенной вертикальной нагрузки) соответственно, МПа.

При назначении размеров фундамента следует исходить из того, что недонапряжение грунта под его подошвой, как правило, не должно превышать 10 %.

Давление под подошвой фундамента определяется с использованием нормативных нагрузок по следующим зависимостям:

– для центрально нагруженного фундамента:

$$p_m = \frac{N_{0,II}}{A} + \gamma_m d; \quad (12.5)$$

– для внецентренно нагруженного фундамента:

$$p_{\min} = \frac{N_{0,II}}{A} - \frac{M_{0,II}}{W} + \gamma_m d; \quad (12.6)$$

$$p_{\max} = \frac{N_{0,\Pi}}{A} + \frac{M_{0,\Pi}}{W} + \gamma_m d; \quad (12.7)$$

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}, \quad (12.8)$$

где p_m , p_{\max} и p_{\min} – соответственно среднее, максимальное и минимальное давления на грунт под подошвой фундамента, кПа;

$N_{0,\Pi}$ – нормативная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

$M_{0,\Pi}$ – нормативный изгибающий момент, кН·м;

γ_m – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта над его уступами, принимаемый равным 20...22 кН/м³;

d – глубина заложения фундамента (для подвальных помещений – глубина заложения от пола подвала), м;

A – площадь подошвы фундамента, м²;

W – момент сопротивления площади подошва фундамента в направлении действия момента, м³.

При действии моментов в двух направлениях максимальное и минимальное давления определяют по формуле

$$p_{\max}^{\min} = \frac{N_{0,\Pi}}{A} \pm \frac{M_{0x,\Pi}}{W_x} \pm \frac{M_{0y,\Pi}}{W_y} + \gamma_m d. \quad (12.9)$$

Выполнения условий (12.1–12.4) можно достигнуть путем нескольких попыток, решая систему уравнений относительно величины b . Более удобным является определение ширины подошвы фундамента b графоаналитическим способом (рис. 12.1), в точке пересечения графиков функций $R = f(b)$ и $p_{\max} = f(b)$ – для центральной нагрузки и $1,2R = f(b)$ и $p_{\max} = f(b)$ – для внецентренной нагрузки.

Выражения (12.5), (12.7) и (12.9) являются уравнениями гиперболы. Для ее построения достаточно задаться четырьмя значениями ширины фундамента b , чтобы определить соответствующие им значения p , и двумя значениями b для определения R . Полученные цифровые значения p , R и b откладывают на графике в системе прямоугольных координат и соединяют плавной кривой для функции $R = f(b)$ и прямой линией для функции $p_m = f(b)$.

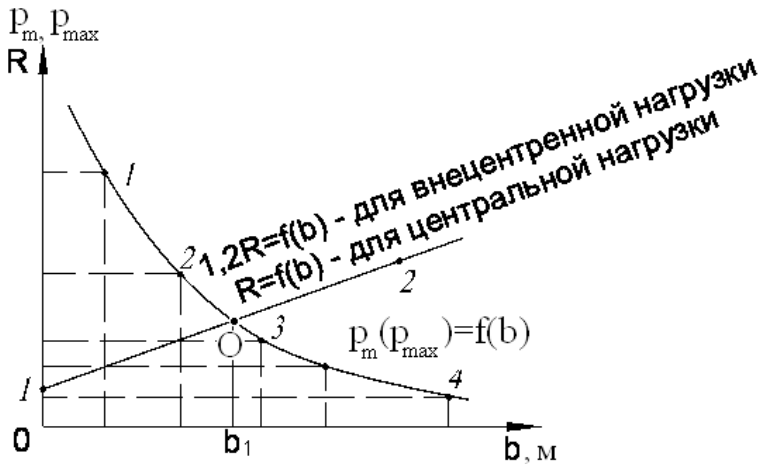


Рис. 12.1. Определение ширины подошвы фундамента графоаналитическим способом для центрально или внецентренно нагруженных фундаментов

Пересечение гиперболы $p = f(b)$ и прямой $R = f(b)$ дает нам точку O , проекция которой на ось абсцисс определяет искомую ширину подошвы фундамента b_1 и выполнение условий (12.1–12.4). Значение b_1 называется *оптимальной шириной фундамента*.

Задание

Определить оптимальные размеры центрально ($l / b = 1$) и внецентренно ($l / b = 1,5$) нагруженного фундаментов. Исходные данные по инженерно-геологическим условиям и глубину заложения фундаментов d_1 принять по заданию 11 (табл. 11.3, рис. 11.1, а, для фундамента под наружную стену здания без подвала). Значение вертикальной нагрузки на обрез фундамента принимается по формуле $N_{0,II} = 500 + 10n$, кН, изгибающий момент для внецентренно нагруженного фундамента — $M_{0,II} = 50 + 5n$, кНм, (n — номер варианта по табл. 11.3).

13. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОЙ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

В основу метода послойного суммирования положены следующие допущения:

- а) грунт в основании рассматривается как сплошное линейно-деформируемое тело;
- б) осадка обусловлена действием средних сжимающих напряжений по центральной оси фундамента;
- в) деформации учитываются только в пределах сжимаемой толщи;
- г) значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от вида грунта.

Расчет осадки производится в следующей последовательности:

- а) в соответствующем масштабе вычерчиваются схема фундамента (вертикальный разрез) и геологическая колонка;
- б) слева от осевой линии строится эпюра природного (бытового) давления. Справа от оси строится эта же эпюра, но уменьшенная в пять раз $0,2\sigma_{zg}$ (для фундаментов шириной $b \leq 5$ м и модулем деформации грунта $E_0 \geq 5$ МПа) или в десять раз $0,1\sigma_{zg}$ (для грунтов с модулем деформации $E_0 < 5$ МПа);
- в) определяется величина дополнительного давления непосредственно под подошвой фундамента;
- г) область ниже подошвы фундамента на глубину примерно $3-4b$ разбивается на элементарные слои толщиной $0,2b$;
- д) для каждого элементарного слоя определяется величина дополнительного среднего напряжения;
- е) справа от осевой линии строится эпюра дополнительного давления (напряжения) и находится точка пересечения этой эпюры с уменьшенной эпюрой природного напряжения $0,2\sigma_{zg}$ ($0,1\sigma_{zg}$). Эта точка определяет положение нижней границы сжимаемой толщи, H_c ;
- ж) определяется величина осадки фундамента в пределах сжимаемой толщи посредством суммирования осадок элементарных слоев.

Пример расчета осадки фундамента.

Исходные данные:

- а) нагрузка от колонны на уровне верхнего обреза фундамента $N_0'' = 1000$ кН;

- б) глубина заложения фундамента $d = 1,5$ м;
 в) размер подошвы фундамента: $b = 1,5$ м, $l = 2,1$ м;
 г) грунтовые условия:
 – первый слой – песок средней крупности мощностью $h = 2,4$ м,
 $\gamma_{II} = 19,5$ кН/м³, $\varphi_{II} = 32^\circ$, $E_1 = 20$ МПа, $\gamma_s = 26,5$ кН/м³, $e = 0,6$;
 – второй слой – суглинок мощностью $h = 7$ м, $\gamma_{II} = 20,2$ кН/м³,
 $\varphi_{II} = 26^\circ$, $c_{II} = 20$ кПа, $E_2 = 17$ МПа, $I_p = 15$.

Горизонт подземных вод – на отметке 1,1 м ниже поверхности грунта.

Расчетная схема приведена на рис. 13.1.

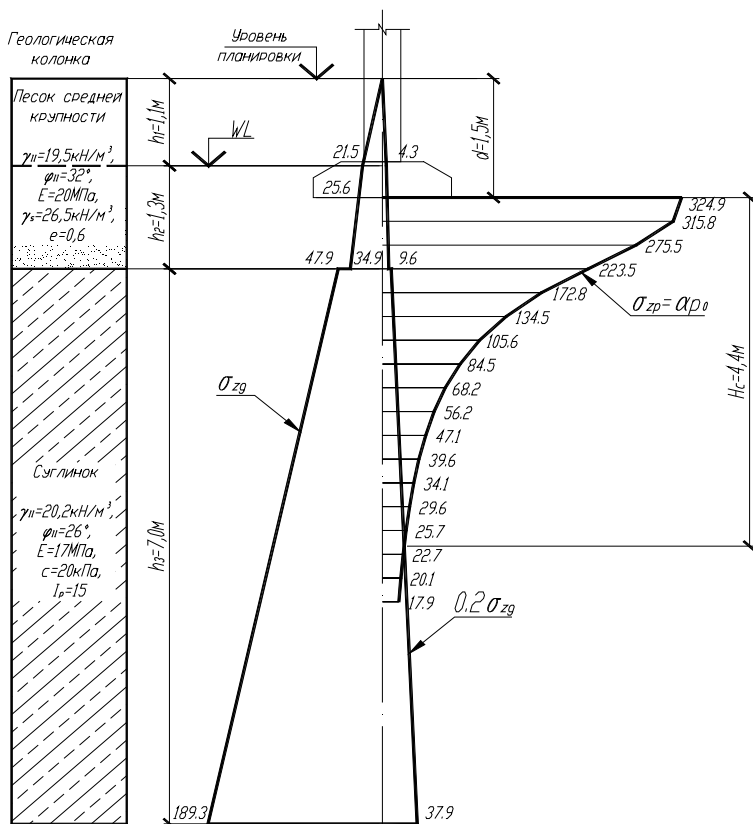


Рис. 13.1. Расчетная схема для определения осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования

Решение

1. *Определяется среднее давление p_m под подошвой фундамента:*

$$p = \frac{N_0''}{A} + \gamma_m \cdot d.$$

Площадь подошвы фундамента $A = b \cdot l = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ м}^2$.

Осредненный удельный вес материала фундамента и грунта над его уступами γ_m принимаем равным 22 кН/м^3 :

$$p_m = \frac{1000}{3,15} + 22 \cdot 1,5 = 350,5 \text{ кПа.}$$

2. *Строится эпюра бытовых давлений в правой части расчетной схемы (рис. 13.1). Значения σ_{zg} определяются в точках изменения удельного веса грунта на границах слоев и уровне грунтовых вод:*

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 19,5 \cdot 1,1 = 21,5 \text{ кПа.}$$

Песок ниже уровня грунтовых вод находится во взвешенном состоянии, его удельный вес определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e);$$

$$\gamma_{sb} = (26,5 - 10) / (1 + 0,6) = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

Бытовое давление на кровле второго слоя грунта:

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{sb} \cdot h_2 = 21,5 + 10,3 \cdot 1,3 = 34,9 \text{ кПа.}$$

Бытовое давление на водоупоре с учетом гидростатического давления воды:

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_w \cdot h_2 = 34,9 + 10 \cdot 1,3 = 47,9 \text{ кПа.}$$

Бытовое давление на нижней границе разведанной толщи:

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_2 \cdot h_3 = 47,9 + 20,2 \cdot 7 = 189,3 \text{ кПа.}$$

3. *Расчитываем бытовое давление в уровне подошвы фундамента:*

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{sb} \cdot 0,4 = 21,5 + 10,3 \cdot 0,4 = 25,6 \text{ кПа.}$$

4. *Определяется дополнительное давление на основание под подошвой фундамента:*

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 350,5 - 25,6 = 324,9 \text{ кПа.}$$

5. *Строится эпюра дополнительных напряжений σ_{zp} в правой части расчетной схемы (рис. 13.1).*

Для построения эпюры дополнительных напряжений разбиваем зону под подошвой на элементарные слои толщиной

$$h = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ м.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение σ_{zp} на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0.$$

Значения коэффициента α определяются по табл. 9.1, приведенной в задании 9, в зависимости от значений ξ и $\eta = l / b = 2,1 / 1,5 = 1,4$.

6. *Определяется глубина сжимаемой толщи грунта H_c из условия $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$. Для этого в правой части расчетной схемы строится эпюра природных (бытовых) давлений со значениями, уменьшенными в 5 раз (рис. 13.1). Точка пересечения графиков $\sigma_{zp} = f(h)$ и $0,2\sigma_{zg} = f(h)$ соответствует глубине сжимаемой толщи $H_c = 4,4$ м.*

7. Определяется осадка основания в пределах сжимаемой толщи методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \cdot h_i}{E_i};$$

$$\sigma_{zp,i}^{cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,(i+1)}}{2}.$$

Расчет осадки выполнять в табличной форме (табл. 13.1).

Таблица 13.1

Пример оформления расчета осадки фундамента

$\xi = 2z/b$	$z, \text{ м}$	α	$\sigma_{zp,i},$ кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp},$ кПа	$\sigma_{zg,i},$ кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg,i},$ кПа	$E_i,$ МПа	$s_i,$ мм
0,0	0,0	1,000	324,9	–	25,6	5,1	–	–
0,4	0,3	0,972	315,8	320,4	28,7	5,7	20	3,85
0,8	0,6	0,848	275,5	295,7	31,8	6,4	20	3,55
1,2	0,9	0,688	223,5	249,5	47,9	9,6	20	2,99
1,6	1,2	0,532	172,8	198,2	53,9	10,8	17	2,80
2,0	1,5	0,414	134,5	153,7	60,0	12,0	17	2,17
2,4	1,8	0,325	105,6	120,1	66,1	13,2	17	1,69
2,8	2,1	0,260	84,5	95,1	72,1	14,4	17	1,34
3,2	2,4	0,210	68,2	76,4	78,2	15,6	17	1,08
3,6	2,7	0,173	56,2	62,2	84,2	16,8	17	0,88
4,0	3,0	0,145	47,1	51,7	90,3	18,1	17	0,73
4,4	3,3	0,122	39,6	43,4	96,4	19,3	17	0,61
4,8	3,6	0,105	34,1	36,9	102,4	20,5	17	0,52
5,2	3,9	0,091	29,6	31,9	108,5	21,7	17	0,45
5,6	4,2	0,079	25,7	27,7	114,5	22,9	17	0,39
6,0	4,5	0,070	22,7	24,2	120,6	24,1	17	0,34
6,4	4,8	0,062	20,1	21,4	126,7	25,3	17	–
6,8	5,1	0,055	17,9	19,0	132,7	26,5	17	–

Примечание: $s = \sum s_i = 23,39 \text{ мм}$.

Осадка фундамента составляет 23,39 мм. Сравниваем это значение с предельно допустимым s_u по прил. В ТКП 45-5.01-254-2012 [9].

Задание 13

Определить методом послойного суммирования вероятную величину конечной осадки фундамента по варианту «а» задания 11 (рис. 11.1) с геометрическими параметрами по табл. 11.3 и нагрузками по заданию 12.

14. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

На боковые поверхности подпорных стен и другие ограждающие конструкции со стороны грунта передаются следующие виды горизонтального давления σ_p :

– активное (минимальное) σ_a , возникающее при напоре грунта на отходящую от него стенку;

– в состоянии покоя σ_0 , когда стенка неподвижна;

– пассивное (максимальное) σ_p , действующее как отпор со стороны грунта на перемещаемую навстречу ему стенку. Величины этих давлений нарастают пропорционально глубине h и зависят от удельного веса грунта γ , его сцепления c , а также углов: внутреннего трения грунта φ , трения на контакте со стеной δ , отклонения боковой поверхности от вертикали α , наклона поверхности грунта за стеной к горизонту ρ (рис. 14.1, а).

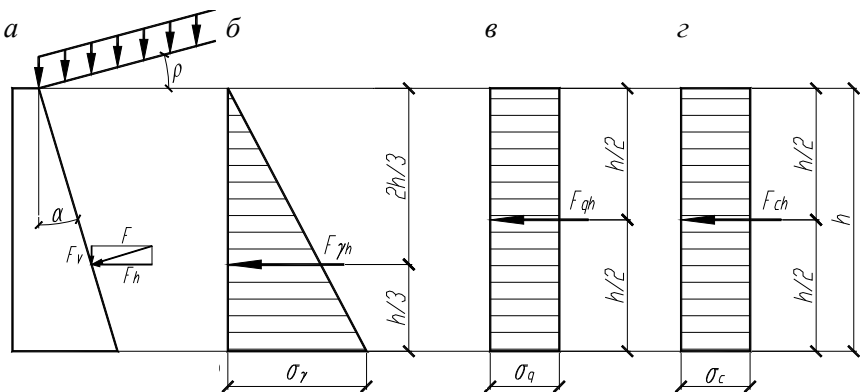


Рис. 14.1. Схема к определению давления грунта на подпорную стенку

Горизонтальное давление на 1 погонный метр стены от собственного веса грунта (рис. 14.1, б) составляет

$$\sigma_{\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K, \quad (14.1)$$

где K – коэффициент бокового давления грунта, зависящий от вида горизонтального давления.

Равномерно распределенная нагрузка q на поверхности грунта увеличивает горизонтальное давление по всей высоте стенки (рис. 14.1, в) на величину

$$\sigma_q = g \cdot K. \quad (14.2)$$

У связных грунтов за счет сцепления c активное горизонтальное давление и давление в состоянии покоя уменьшаются, а пассивное увеличивается по всей высоте стенки (рис. 14.1, г) на значение

$$\sigma_c = \pm 2c\sqrt{K}. \quad (14.3)$$

При $\alpha = \rho = \delta = 0$ выражение для коэффициентов бокового давления K грунта наиболее просты:

– для активного давления:

$$K_\alpha = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2); \quad (14.4)$$

– для пассивного давления:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2); \quad (14.5)$$

– для давления в состоянии покоя:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi. \quad (14.6)$$

Значения этих коэффициентов табулированы в зависимости от φ (табл. А1 прил. А ТКП 45-5.01-237-2011 [10]).

Горизонтальное давление σ_h для связных грунтов (обладающих сцеплением):

– для активного состояния:

$$\sigma_\alpha = (\gamma h + q)K_\alpha - 2c\sqrt{K_\alpha}; \quad (14.7)$$

– для состояния покоя:

$$\sigma_0 = (\gamma h + q)K_0 - 2c\sqrt{K_0}; \quad (14.8)$$

– для пассивного состояния:

$$\sigma_p = (\gamma h + q)K_p + 2c\sqrt{K_p}. \quad (14.9)$$

Отсюда легко определить значения равнодействующих горизонтального давления грунта F_h на погонный метр стенки.

Расчет ординат эпюр и действующих сил горизонтального давления грунта по глубине подпорной стенки выполняется в табличной форме.

Задание 14

Для представленной на рис. 14.2, заземленной в грунте гибкой стенки определить горизонтальное давление на нее σ_h и равнодействующих усилий F_α и F_h через каждый метр по глубине (см. рис. 14.1). Варианты заданий принимаются по списку в такой последовательности: 10, 11, 12, ..., 19, 20, 21, ..., 29, 30, 31, ..., 39, 40... Первая цифра здесь соответствует варианту параметров стенки, вторая – грунтовых условий (табл. 14.1).

Пример выполнения соответствующих расчетов для варианта 9 приведен в табл. 14.2 и на рис. 14.3. Размеры стенки и нагрузки на поверхности взяты по варианту 0, а грунтовые условия по варианту 9. Вычисления ведутся в табличной форме (см. табл. 14.2). В масштабе вычерчиваются эпюры активных σ_α и пассивных σ_p давлений на стенку и равнодействующие этих давлений F_α и F_p .

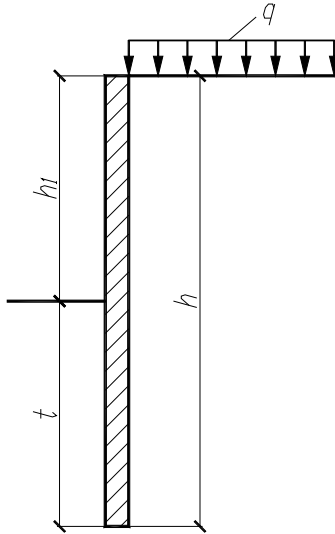


Рис. 14.2. Расчетная схема защемления в грунте гибкой подпорной стены

Таблица 14.1

Исходные данные для задания

Параметры	Значения параметров по вариантам									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
а) подпорных стенок										
h , м	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
h_1 , м	5	5	5	5	4	4	6	6	5	4
q , кН/м ²	10	15	20	25	30	20	25	10	15	30
б) грунтовых условий										
γ , кН/м ³	17,5	18,0	21,0	22,0	17,0	20,0	19,0	18,5	22,0	18,0
c , кПа	–	–	32	21	–	43	29	–	30	–
φ°	34	35	26	19	32	28	16	36	22	30
E , кПа	28 000	30 000	33 000	18 000	28 000	40 000	18 000	38 000	25 000	18 000
ν	0,25	0,25	0,37	0,37	0,37	0,25	0,37	0,37	0,37	0,25
$K_\alpha(\delta = 0)$	0,28	0,27	0,39	0,51	0,31	0,36	0,57	0,26	0,46	0,33
$K_\alpha(\delta = \varphi)$	0,21	0,20	0,31	0,42	0,23	0,28	0,48	0,19	0,87	0,26
K_p	3,54	3,69	2,56	1,96	3,25	2,77	1,76	3,85	2,20	3,00
K_0	0,44	0,43	0,56	0,67	0,47	0,53	0,72	0,41	0,62	0,50

Параметры	Значения параметров													
	–	–	–	–	–	18	36	54	72	90	108	126	144	
$\gamma t, \text{кПа}$	–	–	–	–	–	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	
$\sqrt{K_p}$	–	–	–	–	–	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	1,73	
$\sigma_{\gamma p} = \gamma t K_p, \text{кПа}$	–	–	–	–	–	54	108	162	216	270	324	378	432	
$\sigma_{cp} = +2c \cdot \sqrt{K_p}, \text{кПа}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
$\sigma_p = \sigma_{cp} + \sigma_{\gamma p}, \text{кПа}$	–	–	–	–	–	54	108	162	216	270	324	378	432	
$\sigma_h = \sigma_{\alpha} - \sigma_p, \text{кПа}$	15,84	21,78	27,72	33,66	–14,4	–62,46	–110,52	–158,58	–206,64	–254,7	–302,76	–350,82	–350,82	
$F_{q\alpha} = h \cdot 1 \text{ м} \cdot \sigma_{q\alpha}, \text{кН}$	9,9	19,8	29,7	39,6	43,5	59,4	69,3	79,2	89,1	99,0	109	119	119	
$F_{\gamma\alpha} = h / 2 \cdot 1 \text{ м} \cdot \sigma_{\gamma\alpha}, \text{кН}$	2,97	11,88	26,73	47,52	74,25	106,92	145,53	190,08	240,57	297,0	359,37	427,68	427,68	
$F_{\alpha} = F_{q\alpha} + F_{\gamma\alpha}, \text{кН}$	13,8	29,6	43,4	33,2	166	235	309	392	486	589	701	824	824	
$F_p = F_{\gamma p} = t / 2 \cdot 1 \text{ м} \cdot \sigma_{\gamma p}, \text{кН}$	–	–	–	–	28	108	243	432	675	972	1323	1728	1728	

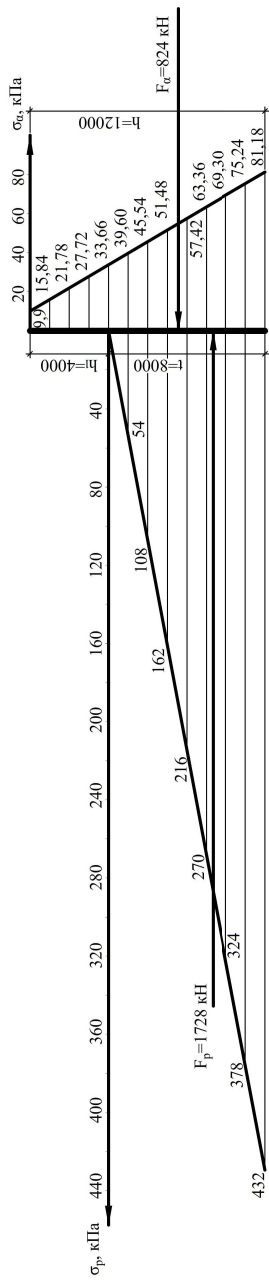


Рис. 14.3. Пример построения эпюр для варианта 9

15. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКИ, ДОПУСКАЕМОЙ НА СВАЮ

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, P (кН), определяется путем деления ее несущей способности на коэффициент надежности метода расчета γ_k , т. е.:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}. \quad (15.1)$$

$\gamma_k = 1,4$, если F_d определяется аналитическим методом (расчетом) по таблицам нормативных документов;

$\gamma_k = 1,25$, если F_d определяется расчетом по результатам испытания грунтов статическим зондированием;

$\gamma_k = 1,2$, если F_d определяется по результатам испытания сваи статической нагрузкой.

15.1. Расчет несущей способности забивной сваи расчетом по методике норм (ТКП 45-5.01-256-2012)

Несущая способность F_d забивной, защемленной в грунте сваи, работающей на вдавливающую, согласно [3], нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под ее нижним концом и на боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + \sum U_{i\gamma_{cf}} h_i R_{fi}), \quad (15.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$, а для грунтов I типа по просадочности и для биогенных грунтов $\gamma_c = 0,8$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 15.1;

A – площадь опирания на грунт сваи, м²;

U_i – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в i -м слое грунта, м;

R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 15.2;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, для сплошных забивных свай, погружаемых паровоздушными и дизельными молотами без лидерных скважин $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$.

Таблица 15.1

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта (R), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести (I_L), равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	<u>7100</u>	<u>6000</u>	2500	<u>3400</u>	<u>1800</u>	<u>1200</u>	900	800	600	400	300
	6000	3200		1800	1300	1000					
3	<u>7500</u>	<u>6600</u>	3500	<u>3800</u>	<u>2100</u>	<u>1300</u>	1000	900	700	500	400
	6500	4000		2200	1600	1200					
4	<u>8300</u>	<u>6800</u>	4000	<u>4400</u>	<u>2300</u>	<u>1350</u>	1100	1000	750	550	450
	7000	4800		2600	1700	1300					
5	<u>8900</u>	<u>7000</u>	4400	<u>4600</u>	<u>2400</u>	<u>1400</u>	1150	1050	800	600	500
	7500	6000		2800	2000	1350					
6	<u>9400</u>	<u>7200</u>	4500	<u>4700</u>	<u>2450</u>	<u>1450</u>	1200	1100	850	650	550
	8100	6500		3000	2100	1400					
7	<u>9700</u>	<u>7300</u>	4600	<u>4800</u>	<u>2500</u>	<u>1500</u>	1250	1150	900	700	600
	8500	6900		3200	2200	1450					
8	<u>9900</u>	<u>7550</u>	4800	<u>4900</u>	<u>2600</u>	<u>1550</u>	1280	117	920	720	61
	8700	7100		3300	2300	1500					
9	<u>10200</u>	<u>7800</u>	4900	<u>5000</u>	<u>2560</u>	<u>1600</u>	1300	1200	940	740	620
	6500	7200		3400	2350	1550					
10	<u>10500</u>	<u>7900</u>	5000	<u>5100</u>	<u>2700</u>	<u>1650</u>	1320	1220	960	760	630
	9100	7350		3500	2400	1600					

Окончание табл. 15.1

	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
12	$\frac{11000}{9300}$	$\frac{8200}{7500}$	5200	$\frac{5200}{3700}$	$\frac{2800}{2500}$	$\frac{1750}{1650}$	1350	1250	980	780	640
15	$\frac{11700}{9500}$	$\frac{8500}{7700}$	5600	$\frac{5400}{4000}$	$\frac{3000}{2600}$	$\frac{1900}{1700}$	1380	1280	1000	800	650
20	$\frac{12600}{10000}$	$\frac{8800}{7800}$	6200	$\frac{5600}{4500}$	$\frac{3200}{2700}$	$\frac{1950}{1750}$	1400	1300	1020	820	680
25	$\frac{13400}{10500}$	$\frac{9000}{7900}$	6800	$\frac{5800}{4800}$	$\frac{3500}{2800}$	$\frac{2000}{1800}$	1450	1320	1040	840	700

Примечания:

1. В числителе даны значения (R) для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

2. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести (I_L) пылевато-глинистых грунтов, значения (R) и (R_R) в табл. 15.1 и 15.2 определяются интерполяцией.

Таблица 15.2

Расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности свай

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек (R_R), кПа										
	песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести (I_L) равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{52}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	10,0	8,0	6,5

Окончание табл. 15.2

	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{72}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания:

1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай (R_{β}) следует учитывать требования, изложенные в примечании к табл. 15.1.

2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай (R_{β}) пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

Пример. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на забивную сваю с поперечным сечением 300×300 мм и длиной 6 м.

Грунтовые условия:

- 1) первый слой – песок мелкий мощностью 2,5 м;
- 2) второй слой – песок пылеватый мощностью 3,5 м;
- 3) третий слой – суглинок тугопластичный с показателем текучести $I_L = 0,3$ мощностью 5 м.

Отметка оголовка сваи на 1 м ниже поверхности грунта (рис. 15.1).

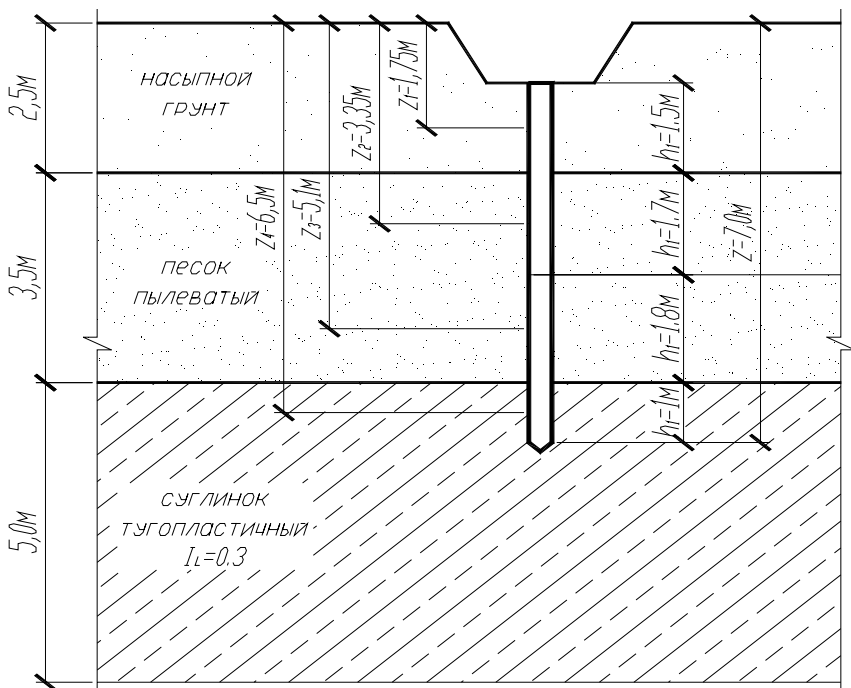


Рис. 15.1. Расчетная схема для определения несущей способности сваи

Решение

Расчетное сопротивление глинистого грунта с $I_L = 0,3$ под нижним концом сваи на глубине $z = 7$ м от поверхности определяется по табл. 15.1: $R = 3200$ кПа.

Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,09$ м².

Периметр поперечного сечения сваи $u = 1,2$ м.

Второй слой грунта разделяем на два слоя толщиной 1,7 и 1,8 м. Основание делится на 4 слоя по длине сваи:

$h_1 = 1,5$ м; $h_2 = 1,7$ м; $h_3 = 1,8$ м; $h_4 = 1,0$ м.

Средняя глубина залегания каждого слоя от поверхности грунта соответственно:

$z_1 = 1,75$ м; $z_2 = 3,35$ м; $z_3 = 5,1$ м; $z_4 = 6,5$ м.

Для каждого слоя грунта определяем по табл. 15.2 расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи:

$R_{f1} = 47,5$ кПа; $R_{f2} = 41,3$ кПа; $R_{f3} = 47,1$ кПа; $R_{f4} = 64$ кПа.

Несущая способность сваи:

$$F_d = 1,0[1,0 \cdot 3200 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0(47,5 \cdot 1,5 + 41,3 \cdot 1,7 + 47,1 \cdot 1,8 + 64 \cdot 1,0)] = 636,3 \text{ кН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{636,3}{1,4} = 454,5 \text{ кН.}$$

Задание 15.1

Определить расчетную нагрузку P , допускаемую на забивную сваю сечением 300×300 мм, длиной 6, 7 и 8 м. Исходные данные приведены в табл. 15.3.

Таблица 15.3

Мощность слоев грунта

Наименование грунтов	В а р и а н т ы									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Песок пылеватый	1	1	1	1,5	1,5	1,5	2	2	2	2
Песок мелкий	3	3,5	4	3	3,5	4	2	3	3,5	4
Глина $I_L = 0,4$	7	7	7	6	6	6	7	6	6	6

Продолжение табл. 15.3

Наименование грунтов	В а р и а н т ы									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Песок пылеватый	3	3,5	4	3	3,5	4	2	3	3,5	4
Песок мелкий	1	1	1	1,5	1,5	1,5	2	2	2	2
Глина $I_L = 0,4$	7	7	7	6	6	6	7	6	6	6

Окончание табл. 15.3

Наименование грунтов	В а р и а н т ы									
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Песок пылеватый	2	3	3	2,5	3	3	1,5	2	3	3
Песок мелкий	2	1,5	2	2	2	2,5	2,5	3	2,5	3
Глина $I_L = 0,4$	6	6	6	7	7	7	6	7	7	7

15.2. Расчет несущей способности забивной и буронабивной сваи по результатам испытаний грунтов статическим зондированием

Зондирование – это метод полевых исследований, основанный на принудительном погружении устройства (зонда или конуса), моделирующего сваю. Различают два вида зондирования – статическое и динамическое. Статическое зондирование грунтов заключается во вдавливании в грунт зонда с одновременным измерением значений сопротивления грунта под его наконечником и на боковой поверхности муфты. Результаты зондирования представляют в виде графиков изменения по глубине удельного сопротивления грунта под наконечником зонда q_s и удельного сопротивления грунта на муфте трения f_s . Часто рядом с графиками размещают таблицы, в которых дается геологическая колонка и приводятся осредненные значения q_s и f_s для разных слоев грунта (рис. 15.2).

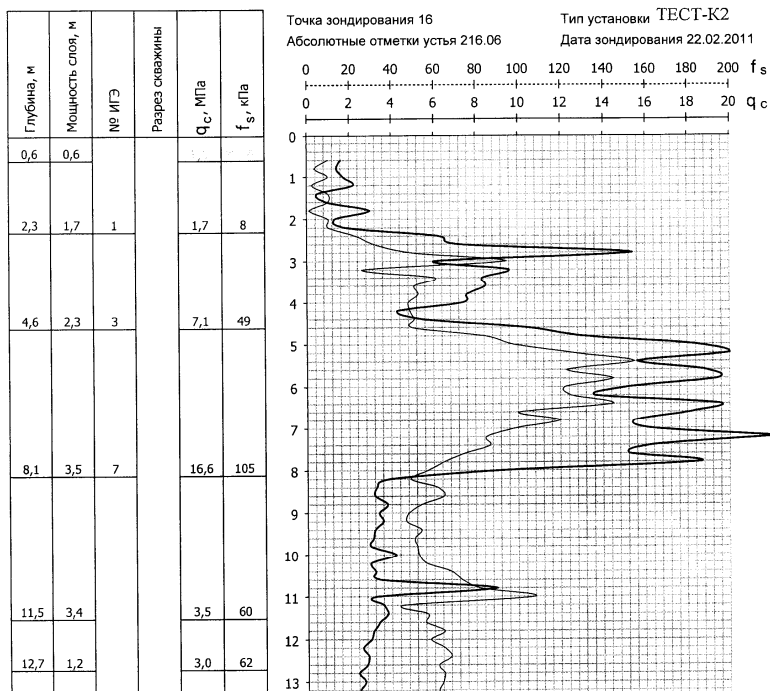


Рис. 15.2. Результаты статического зондирования

Несущая способность забивной или буронабивной сваи по результатам статического зондирования определяется по формуле

$$F_u = R_s A + R_{js} h U, \quad (15.3)$$

где R_s – среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи, МПа, определяется по формуле (15.4);

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

R_{js} – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, МПа, определяется по формуле (15.5);

h – глубина погружения сваи в грунт, м;

U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

$$R_s = \sum_1^n \beta_{1i} \bar{q}_{si} z_i / z, \quad (15.4)$$

где β_{1i} – коэффициент перехода от q_s к R_s для i -го слоя грунта в пределах участка (z), принимаемый для забивной сваи по табл. 15.4, а для буронабивной по табл. 15.5;

\bar{q}_{si} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта под наконечником зонда, МПа, полученное из опыта, на участке (z);

z_i – толщина i -го слоя грунта в пределах участка (z), м;

z – участок, расположенный в пределах одного диаметра или меньшей стороны сечения сваи выше и четырех диаметров или четырех меньших сторон сечений сваи ниже отметки острия сваи, м.

$$R_{js} = \sum_1^n \beta_{2i} \bar{f}_{si} h_i / h, \quad (15.5)$$

где β_{2i} – коэффициент, принимаемый по табл. 15.4, а для буронабивной по табл. 15.5;

\bar{f}_{si} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, МПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта в пределах глубины погружения на боковой поверхности сваи, м;

h – глубина погружения сваи, м

Таблица 15.4

Значения коэффициентов β_{1i} и β_{2i} для забивных свай

\bar{q}_{si} , МПа	Значение коэффициента β_{1i} в зависимости от \bar{q}_{si}			\bar{f}_{si} , МПа	Коэффициент перехода β_{2i} от \bar{f}_{si} к \bar{R}_{fs} для зонда типа I		Значение коэффициента β_{2i} в зависимости от \bar{f}_{si} для зондов II и III типов		
	при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылеватоглинистых, кроме моренных		при песчаных грунтах	при пылеватоглинистых, кроме моренных	при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылеватоглинистых, кроме моренных
1	1,27	1,17	1,01	0,01	–	–	0,90	1,57	1,31
2	1,13	1,01	0,80	0,02	2,40	1,50	0,76	1,33	1,03
3	0,98	0,87	0,68	0,03	2,25	1,37	0,68	1,14	0,86
5	0,82	0,66	0,52	0,04	1,65	1,00	0,60	0,98	0,75
8	0,66	0,47	0,38	0,05	1,53	0,94	0,57	0,90	0,66
10	0,59	0,39	0,33	0,06	1,20	0,75	0,55	0,82	0,60
12	0,53	0,37	0,28	0,08	1,00	0,60	0,48	0,68	0,47
20	0,38	0,30	0,22	0,10	0,85	0,50	0,44	0,58	0,40
30	0,27	–	–	0,12	0,75	0,40	0,40	0,55	0,32
				0,20	–	–	0,30	0,50	0,28

Примечание: для грунтов с промежуточными значениями (\bar{q}_{si}) и (\bar{f}_{si}) величины коэффициентов следует определять интерполяцией.

Таблица 15.5

Значения коэффициентов β_{1i} и β_{2i} для буронабивных свай

\bar{q}_{si} , МПа	Значение коэффициента β_{1i} в зависимости от \bar{q}_{si}			\bar{f}_{si} , МПа	Значение коэффициента β_{2i} в зависимости от \bar{f}_{si}		
	при песча- ных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато- глинистых, кроме моренных		при песча- ных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато- глинистых, кроме моренных
1	0,56	0,50	0,45	0,01	0,80	1,30	1,10
2	0,49	0,43	0,39	0,02	0,68	1,20	1,00
3	0,45	0,39	0,35	0,03	0,59	1,00	0,86
5	0,39	0,34	0,30	0,04	0,55	0,80	0,75
8	0,35	0,28	0,25	0,05	0,47	0,78	0,68
10	0,29	0,24	0,21	0,06	0,43	0,68	0,60
12	0,25	0,20	0,19	0,08	0,38	0,56	0,47
20	0,18	0,14	–	0,10	0,34	0,50	0,40
				0,12	0,30	0,46	0,35
				0,20	0,25	0,40	0,30

Примечание: для грунтов с промежуточными значениями (\bar{q}_{si}) и (\bar{f}_{si}) величины коэффициентов следует определять интерполяцией.

Пример. Определить несущую способность и расчетную допускаемую нагрузку по данным статического зондирования (зонд II типа), приведенным на рис. 15.2:

- для буронабивной сваи с диаметром $\varnothing 0,4$ м и длиной 4,5 м;
- для забивной свай сечением $0,3 \times 0,3$ м и длиной 6 м.

Инженерно-геологические условия площадки:

- суглинки лессовидные мощностью 2,3 м;
- супеси моренные мощностью 2,3 м (до глубины 4,6 м);
- пески средней крупности мощностью 3,5 м (до глубины 8,1 м);
- суглинки (до низа разведанной толщи).

Решение

1. Находим предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по формуле (15.4) на участке на $1d$ выше и на $4d$ ниже острия проектируемой сваи:

$$\text{а) } R_s = \frac{7,1 \cdot 0,6 \cdot 0,31 + 16,6 \cdot 1,4 \cdot 0,21}{2,0} = 3,1 \text{ МПа};$$

$$\text{б) } R_s = \frac{16,6 \cdot 1,5 \cdot 0,44}{1,5} = 7,3 \text{ МПа.}$$

2. Определяем среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи R_{fs} по формуле (15.5):

$$\text{а) } R_{fs} = \frac{0,008 \cdot 1,7 \cdot 0,9 + 0,049 \cdot 2,2 \cdot 0,78}{4,5} = 0,021 \text{ МПа};$$

$$\text{б) } R_{fs} = \frac{0,008 \cdot 1,7 \cdot 1,05 + 0,049 \cdot 2,3 \cdot 0,91 + 0,105 \cdot 1,4 \cdot 0,33}{6,0} = 0,028 \text{ МПа.}$$

3. Определяем несущую способность сваи по формуле (15.3):

$$\text{а) } F_u = 3,1 \cdot 0,125 + 0,021 \cdot 4,5 \cdot 1,26 = 0,51 \text{ МН} = 510 \text{ кН};$$

$$\text{б) } F_u = 7,3 \cdot 0,09 + 0,028 \cdot 6 \cdot 1,2 = 0,86 \text{ МН} = 860 \text{ кН.}$$

4. Расчетная допускаемая нагрузка на сваю по результатам статического зондирования определяется по формуле (15.1) с учетом коэффициента $\gamma_k = 1,25$:

$$\text{а) } P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{510}{1,25} = 408 \text{ кН};$$

$$\text{б) } P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{860}{1,25} = 688 \text{ кН.}$$

Задание 15.2

Определить расчетные нагрузки P , допускаемые на забивную сваю сечением 300×300 мм, длиной 7 м и буронабивную сваю диаметром 500 мм, длиной 8 м. Исходные данные приведены в табл. 15.6. В столбцах «Вид грунта» песчаные грунты обозначены цифрой «1», глинистые моренные – цифрой «2», глинистые кроме моренных – цифрой «3».

Таблица 15.6

Исходные данные к заданию

№ вар.	Вид грунта	Толщина слоя	q_s , МПа	f_s , МПа	№ вар.	Вид грунта	Толщина слоя	q_s , МПа	f_s , МПа
1	1	0,4	2,7	0,008	10	1	1,3	1,1	0,019
	2	3,4	3,8	0,017		1	1,5	2,4	0,024
	1	2,8	14,5	0,055		1	2,9	3,2	0,045
	3	5,6	11,8	0,051		3	4,8	16,3	0,106
2	3	1,5	0,8	0,004	11	3	1,2	1,2	0,015
	2	2,9	1,9	0,011		3	2,1	2,2	0,032
	2	4,4	10,2	0,045		1	3,1	4,6	0,064
	1	4,0	18,7	0,102		1	3,8	8,6	0,095
3	1	2,2	1,1	0,011	12	1	1,1	2,7	0,032
	3	3,1	3,2	0,031		1	2,1	4,6	0,047
	2	4,7	7,8	0,039		2	0,9	0,8	0,010
	2	2,5	8,4	0,052		2	5,8	12,5	0,088
4	1	1,2	0,8	0,006	13	1	3,2	4,1	0,022
	2	2,7	2,3	0,015		3	2,4	7,0	0,041
	1	4,4	12,7	0,052		3	2,1	4,3	0,032
	3	5,3	20,4	0,110		3	3,1	5,1	0,037
5	2	0,6	2,2	0,015	14	2	1,2	1,4	0,009
	2	4,2	2,0	0,018		2	2,7	2,6	0,022
	1	1,6	6,2	0,028		1	2,5	12,5	0,062
	1	5,4	11,4	0,047		1	4,2	17,7	0,085
6	1	2,2	4,7	0,042	15	2	2,1	2,1	0,024
	2	2,4	2,8	0,035		1	2,0	2,9	0,047
	1	1,6	4,8	0,051		2	1,5	8,8	0,072
	3	4,1	8,9	0,078		1	3,9	11,6	0,071
7	1	1,1	3,1	0,022	16	1	1,2	1,3	0,017
	1	2,7	4,2	0,023		1	1,8	1,9	0,022
	2	4,1	3,8	0,031		2	4,7	14,7	0,095
	2	3,8	6,1	0,039		3	3,2	11,2	0,084
8	1	2,2	0,5	0,007	17	3	0,8	3,1	0,035
	3	2,1	1,7	0,012		3	3,2	2,1	0,032
	3	3,9	12,8	0,035		3	1,2	8,7	0,071
	1	3,5	11,4	0,042		1	4,6	11,4	0,086
9	2	0,9	1,5	0,020	18	1	2,5	2,8	0,016
	1	1,6	4,7	0,028		3	4,8	12,6	0,044
	3	4,8	16,8	0,078		2	0,6	6,8	0,032
	3	3,2	19,8	0,064		1	3,2	19,0	0,082

№ вар.	Вид грунта	Толщина слоя	$q_{s,}$ МПа	$f_{s,}$ МПа	№ вар.	Вид грунта	Толщина слоя	$q_{s,}$ МПа	$f_{s,}$ МПа
19	3	1,4	0,8	0,011	25	1	2,5	3,1	0,021
	3	4,2	2,4	0,029		3	3,4	6,2	0,031
	2	3,4	12,3	0,065		2	3,7	7,8	0,037
	2	2,7	16,7	0,085		2	2,6	13,4	0,062
20	3	3,2	4,2	0,025	26	1	1,3	1,2	0,016
	2	1,0	7,8	0,038		3	2,7	4,9	0,029
	2	2,8	5,6	0,044		2	2,3	5,8	0,044
	1	4,4	16,5	0,091		2	4,1	9,4	0,062
21	1	1,3	1,6	0,026	27	1	2,3	4,1	0,025
	3	3,6	2,9	0,036		1	1,4	2,9	0,019
	1	2,8	8,9	0,058		3	3,6	16,7	0,065
	2	4,2	13,5	0,039		2	2,9	22,4	0,098
22	1	1,1	8,7	0,055	28	1	2,1	3,8	0,035
	1	3,2	5,4	0,041		1	2,6	4,9	0,051
	3	2,4	7,3	0,044		1	3,9	6,8	0,057
	3	4,0	11,2	0,087		3	3,1	13,8	0,078
23	1	0,6	10,2	0,054	29	1	2,3	3,2	0,039
	1	2,2	4,8	0,027		2	1,7	2,7	0,031
	1	3,1	11,5	0,065		2	2,7	6,8	0,058
	3	4,3	17,8	0,114		1	4,1	11,6	0,069
24	1	2,4	3,2	0,032	30	1	0,9	6,2	0,045
	2	2,1	5,9	0,041		1	2,7	3,1	0,028
	2	3,4	9,8	0,074		2	4,1	6,8	0,042
	1	3,7	12,5	0,85		3	3,2	14,5	0,081

16. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет свайных фундаментов по несущей способности грунтов основания в общем случае сводится к проверке условия $N \leq P$, где N – фактическая расчетная нагрузка на сваю; P – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетная нагрузка на сваю N , кН, определяется по формуле:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x, \quad (16.1)$$

где N_d , M_x , M_y – соответственно расчетная сжимающая сила, кН, и расчетные моменты, кН·м, действующие на свайный ростверк;
 n – число свай в фундаменте;
 x_i , y_i – расстояние от осей ростверка до оси каждой сваи, м;
 x , y – расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Пример. Определить необходимое количество n свай, фактическую расчетную нагрузку на сваю P . Свая сечением 300×300 мм, длиной 6 м. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю $P = 400$ кН. Расчетные нагрузки на свайный фундамент:

$$N_d = 1600 \text{ кН}, \quad M_x = 390 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad M_y = 60 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Решение

По конструктивным соображениям для свайного фундамента принимаем 6 свай с шагом $3d = 0,9$ м.

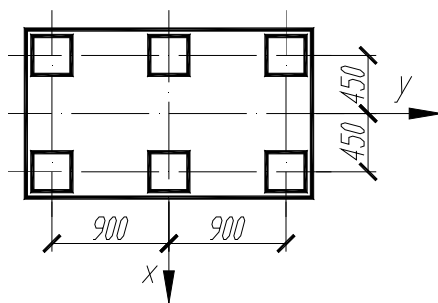


Рис. 16.1. Схема расположения свай

Максимальная расчетная нагрузка на сваю при $n = 6$; $y = 0,9$ м; $y_i = 0,9$ м; $x = 0,45$ м; $x_i = 0,45$ м:

$$N = \frac{1600}{6} + \frac{390 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} + \frac{60 \cdot 0,45}{6 \cdot 0,45^2} = 266,67 + 108,33 + 22,22 = 397,22 \text{ кН} < < P = 400 \text{ кН}.$$

Несущая способность свай по грунту обеспечена.

Задание 16

Выполнить расчет свайного фундамента. Определить количество свай и максимальную нагрузку на сваю марки СП60.30-5.

Исходные данные. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю $P = 400$ кН. Остальные данные приведены в табл. 16.1.

Таблица 16.1

Исходные данные для задания

№ варианта	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м	№ варианта	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м
1	1400	450	100	16	1780	300	50
2	1250	200	180	17	1630	100	90
3	1000	140	130	18	1080	110	120
4	1800	250	50	19	1840	280	40
5	1700	80	70	20	1470	140	130
6	1240	85	75	21	1080	120	110
7	1700	350	50	22	1700	340	60
8	1300	160	180	23	1360	170	160
9	1100	100	110	24	1220	90	80
10	1760	290	60	25	1830	300	30
11	1580	110	100	26	1430	150	140
12	1040	130	120	27	900	150	160
13	1770	320	40	28	1470	440	80
14	1320	180	170	29	1500	120	130
15	1200	95	80	30	860	160	170

17. РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Свайный фундамент может достигнуть предельного состояния по условию деформируемости основания. Поэтому, чтобы обеспечить эксплуатационную надежность сооружения, необходимо произвести расчет свайного фундамента по второй группе предельного состояния. Этот расчет представляет собой сравнение расчетной величины осадки (s) с предельной (s_U) для данного сооружения, устанавливаемой нормами проектирования оснований или расчетом, т. е.

$$s \leq s_U. \quad (17.1)$$

Расчет осадки свайного фундамента из свай, заземленных в грунте, ведут как для условного фундамента на естественном основании методами, изложенными ранее.

Размеры условного фундамента (рис. 17.1) определяются:

1) снизу – горизонтальной плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай и служащей подошвой условного фундамента;

2) с боков – вертикальными плоскостями АС и БГ, отстоящими от наружных граней рядов вертикальных свай на расстоянии $a = l \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\text{IIcp}} / 4)$ (в предположении передачи сил трения под углом $\varphi_{\text{cp}} / 4$ от боковой поверхности крайних свай). Прямые с этим углом наклона проводят от верха крайней сваи или от поверхности первого, более прочного слоя грунта, силы трения которого учитываются в расчете.

В пылеватоглинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0,6$ значение a не должно быть больше $2d$, где d – диаметр или меньшая сторона поперечного сечения сваи.

При слоистом напластовании в пределах расчетной длины сваи l_0 угол φ_{IIcp} принимается средневзвешенным:

$$\varphi_{\text{IIcp}} = \frac{\varphi_{\text{II1}}h_1 + \varphi_{\text{II2}}h_2 + \dots + \varphi_{\text{II}n}h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (17.2)$$

где $\varphi_{\text{II1}}, \varphi_{\text{II2}}, \dots, \varphi_{\text{II}n}$ – расчетные значения углов внутреннего трения грунтов соответствующих участков сваи h_1, h_2, \dots, h_n .

Таким образом, длина l_y подошвы условного фундамента определяется из выражения

$$l_y = m + 2l_0 \operatorname{tg}(\varphi_{\text{IIcp}} / 4), \quad (17.3)$$

где m – расстояние между внешними плоскостями свай, м;

l_0 – расчетная длина свай, м.

Аналогично определяется и ширина подошвы условного фундамента b_y .

Для расчета осадок в линейной фазе деформации грунтов необходимо проверить условия

$$P \leq R, \quad P_m \leq R, \quad P_{\max} \leq 1,2R. \quad (17.4)$$

Для центрально нагруженных фундаментов давление P под подошвой условного фундамента определяется с учетом веса условного фундамента, т. е.

$$P = \frac{N_{0,\Pi} + N_{p,\Pi} + N_{s,\Pi} + N_{\gamma,\Pi}}{l_y \cdot b_y} = \frac{N_{\Pi}}{A}. \quad (17.5)$$

В случае внецентренного нагружения фундамента

$$P_{\max} = \frac{N_{0,\Pi} + N_{p,\Pi} + N_{s,\Pi} + N_{\gamma,\Pi}}{l_y \cdot b_y} \pm \frac{M_{0x,\Pi}}{W_x} \pm \frac{M_{0y,\Pi}}{W_y}, \quad (17.6)$$

где $N_{0,\Pi}$ – нагрузка, приложенная на уровне обреза ростверка;

$N_{p,\Pi}$ – вес ростверка;

$N_{s,\Pi}$ – вес свай;

$N_{\gamma,\Pi}$ – вес грунта в объеме выделенного условного фундамента;

$M_{0,\Pi}$ – момент от расчетных нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка, кН·м.

W_y – момент сопротивления площади $A = l_y \cdot b_y$ относительно оси, параллельной оси, принятой при подсчете момента $M_{0y,\Pi}$.

W_x – то же, принятой при подсчете момента $M_{0x,\Pi}$.

Расчетное сопротивление R основания условного свайного фундамента будет представлено в следующей форме:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} k_z b_y \gamma_{\Pi} + M_q d_y \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi}), \text{ кПа.}$$

Обозначения к формуле приведены в практическом задании 11.

Дальнейший расчет осадки свайного фундамента из защемленных в грунте свай производится так же, как для плитного фундамента мел-

кого заложения, по методу послойного суммирования (см. разд. 13), но с размерами подошвы условного фундамента в уровне нижних концов свай (см. рис. 17.1).

Пример. Определить осадку свайного фундамента под центрально нагруженную колонну производственного здания с железобетонным каркасом (при $L / H = 4$). Геологические условия и характеристики грунтов в околосвайном пространстве приведены на рис. 17.1. Исходные данные по нагрузкам:

$$N_{0,II} = 2850 \text{ кН}; \quad M_x = 560 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad M_y = 140 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N_{s,II} = 147 \text{ кН}; \\ N_{p,II} = 260 \text{ кН}; \quad N_{\gamma,II} = 1576 \text{ кН}.$$

Расчет осадки свайного фундамента из висячих свай ведется как для условного фундамента на естественном основании.

Определяются размеры условного фундамента:

$$\varphi_{IIc} = \frac{33 \cdot 4,5 + 20 \cdot 1,1}{4,5 + 1,1} = 30,4^\circ; \quad \frac{\varphi_{IIc}}{4} = \frac{30,4^\circ}{4} = 7,6^\circ.$$

Размеры подошвы условного фундамента:

$$l_y = m + 2l_0 \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIc}}{4} = 2,1 + 2 \cdot 5,6 \cdot 0,133 = 3,6 \text{ м};$$

$$b_y = n + 2l_0 \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIc}}{4} = 1,2 + 2 \cdot 5,6 \cdot 0,133 = 2,7 \text{ м}.$$

Площадь подошвы $A = l_y \cdot b_y = 3,6 \cdot 2,7 = 9,72 \text{ м}^2$.

Вес условного фундамента:

$$N_{II} = N_{0,II} + N_{p,II} + N_{c,II} + N_{\gamma,II} = 2850 + 58 + 72 + 1880 = 4860 \text{ кН}.$$

Определяются давления по подошве условного фундамента:
– максимальное:

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \frac{M_{0x}}{W_x} + \frac{M_{0y}}{W_y} = \frac{4860}{9,72} + \frac{560}{5,83} + \frac{140}{4,37} = 628 \text{ кПа};$$

– минимальное:

$$p_{\min} = \frac{N_{\text{II}}}{A} - \frac{M_{0x}}{W_x} - \frac{M_{0y}}{W_y} = \frac{4860}{9,72} - \frac{560}{5,83} - \frac{140}{4,37} = 372 \text{ кПа};$$

– среднее:

$$p_m = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{628 + 372}{2} = 500 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление R на отметке подошвы условного фундамента находится по формуле (11.1):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 20,2 + 3,06 \cdot 10,0 \cdot 19,3 + 5,66 \cdot 25] = 912 \text{ кПа} > > p_m = 500 \text{ кПа}.$$

Условие (17.4) выполняется.

Осадка условного фундамента определяется по формуле

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} \cdot h_i / E_i. \quad (17.7)$$

Толщина i -го слоя грунта $h_i = 0,2 \cdot b_y = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54 \text{ м}$.

Природное давление на отметке подошвы условного фундамента $\sigma_{zg,0} = 193,3 \text{ кПа}$.

Величина дополнительного давления p_0 на отметке подошвы условного фундамента равна $p_0 = p_m - \sigma_{zg,0} = 500 - 193,3 = 306,5 \text{ кПа}$.

Результаты определения дополнительных $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0$ и природных $\sigma_{zg,0}$ вертикальных напряжений на границах слоев h_1 приведены в табл. 17.1. При этом коэффициент α из соотношения сторон условного фундамента:

$$\eta = \frac{l_y}{b_y} = 1,33.$$

Результаты расчета осадки приведены в табличной форме (табл. 17.1).

Нижняя граница сжимаемой зоны определена на рис. 17.1 графически как точка пересечения эпюры $0,2\sigma_{zg,0}$ и σ_{zp} .

Таблица 17.1

Пример оформления расчета осадки свайного фундамента

$\xi = 2z/b$	z , м	α	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$, кПа	E_i , МПа	s_i , мм
0,0	0,0	1,000	306,5	—	193,3	38,7	—	—
0,4	0,54	0,970	297,3	301,9	202,2	40,4	22	6,15
0,8	1,08	0,840	257,5	277,4	211,2	42,2	22	5,65
1,2	1,64	0,669	205,0	231,2	220,1	44,0	32	3,24
1,6	2,16	0,517	158,4	181,7	229,0	45,8	32	2,54
2,0	2,7	0,400	122,6	140,5	237,9	47,6	32	1,67
2,4	3,24	0,313	95,9	109,2	246,9	49,4	32	1,53
2,8	3,78	0,250	76,6	86,05	255,8	51,2	32	1,2
3,2	4,32	0,211	64,7	70,6	264,7	52,9	32	0,99
3,6	4,86	0,165	50,6	57,6	273,7	54,7	32	0,81
4,0	5,4	0,139	42,6	46,6	193,3	38,7	32	—

Примечание: $s = \sum s_i = 23,78$ мм.

По табл. В1 прил. В ТКП 45-5.01-254-2012 [9] находим величину предельной осадки для производственного здания с железобетонным каркасом с заполнением $s_u = 8$ см.

$$s = 23,78 \text{ мм} < s_u = 80 \text{ мм}.$$

Условие (17.1) второй группы предельных состояний выполняется.

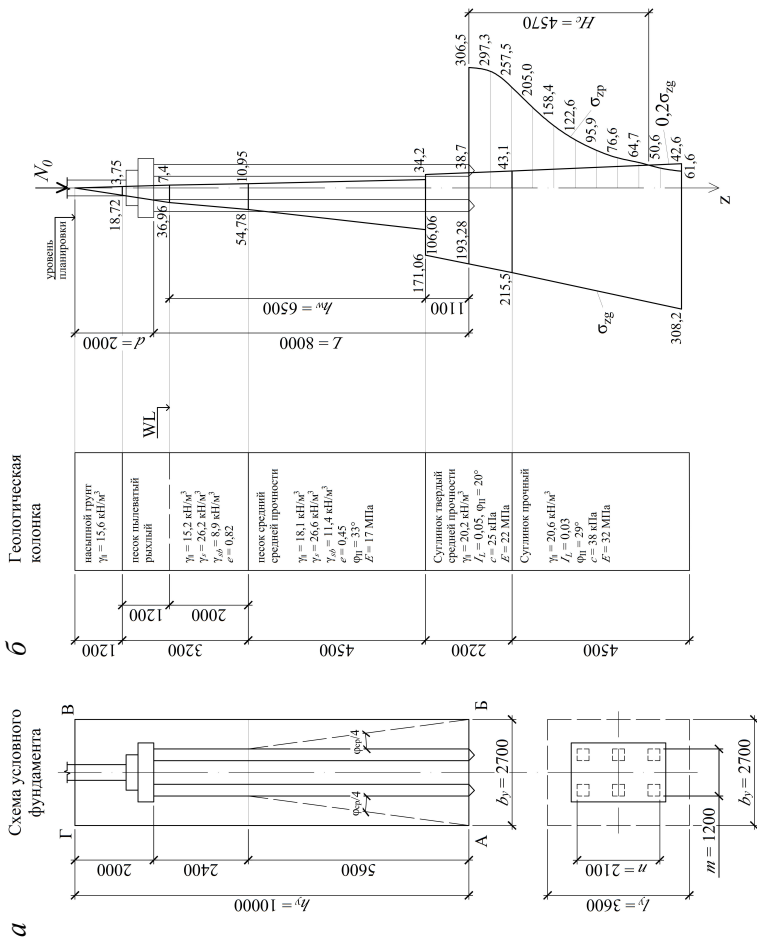


Рис. 17.1. Расчетная схема для определения осадки свайного фундамента:
а – схема определения размеров условного фундамента; б – эпюры напряжений

Задание 17

Определить осадку свайного фундамента. Схему расположения свай и инженерно-геологические условия принять в соответствии с табл. 17.2. Величины нагрузок для расчетов по второй группе предельных состояний, длины свай (L) и отметки уровней грунтовых вод (WL) относительно уровня планировки приведены в табл. 17.3.

Таблица 17.2

Инженерно-геологические условия

Номер слоя	Вид грунта и его характеристики	Мощность пласта грунта h_i , м
1	Песок пылеватый рыхлый: $\gamma_{II} = 15,2 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_s = 26,2 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_{sb} = 8,9 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,82$	4,0
2	Супесь средней прочности: $\gamma_{II} = 18,1 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_{sb} = 11,4 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,45$, $I_L = 0,3$, $\varphi_{II} = 25^\circ$, $c_{II} = 25 \text{ кПа}$, $E = 16 \text{ МПа}$	5,0
3	Глина твердая прочная: $\gamma_{II} = 20,6 \text{ кН/м}^3$, $I_L = 0,05$, $\varphi_{II} = 29^\circ$, $c_{II} = 40 \text{ кПа}$, $E = 31 \text{ МПа}$	10,0

Таблица 17.3

Исходные данные для задания

№ вар.	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м	L , м	WL , м	№ вар.	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м	L , м	WL , м
1	2088	565	87	4,0	-1,4	10	2400	340	140	9,0	-3,4
2	1958	348	157	4,5	-1,6	11	2246	444	87	9,5	-3,6
3	1740	470	113	5,0	-1,8	12	1775	287	104	10,0	-3,8
4	2436	565	131	5,5	-2,0	13	2410	452	122	10,5	-4,0
5	2349	330	148	6,0	-2,2	14	2018	505	148	11,0	-4,2
6	1949	420	152	6,5	-2,6	15	1914	431	157	11,5	-4,4
7	2349	565	131	7,0	-2,8	16	2420	435	218	4,0	-1,4
8	2000	400	157	7,5	-3,0	17	2290	348	252	4,5	-1,6
9	1827	435	96	8,5	-3,2	18	1810	270	191	5,0	-1,8

№ вар.	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м	L , м	WL , м	№ вар.	N_d , кН	M_x , кН·м	M_y , кН·м	L , м	WL , м
19	2470	592	122	5,5	-2,0	25	2070	435	113	9,0	-3,4
20	2150	383	113	6,0	-2,2	26	2115	392	122	9,5	-3,6
21	1810	278	96	6,5	-2,6	27	1653	392	139	10,0	-3,8
22	2350	383	139	7,0	-2,8	28	2150	296	157	10,5	-4,0
23	2050	496	139	7,5	-3,0	29	2175	365	113	11,0	-4,2
24	1930	513	157	8,5	-3,2	30	1620	400	148	11,5	-4,4

18. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ, УПРОЧНЕННОГО ВЕРТИКАЛЬНЫМИ АРМИРУЮЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Расчет основания, упрочненного вертикальными армирующими элементами, производится согласно ТКП 45-5.01-268 «Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства».

При упрочнении грунтового массива вертикальными армирующими жесткими элементами, способными воспринимать повышенные сжимающие напряжения, в качестве которых, как правило, используются железобетонные, бетонные, грунтобетонные сваи, а также колонны из песчаных грунтов и щебня (см. рис. 18.1), длины которых назначаются в пределах сжимаемой толщи основания фундамента.

Упрочненное основание следует рассматривать как трансверсально-изотропную среду и рассчитывать по деформациям и несущей способности.

Предварительное количество армирующих элементов и их длину следует определять по формуле

$$\frac{N_d}{n} \leq \frac{F_d}{\gamma_d}, \quad (18.1)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

n – число армирующих элементов (свай);

γ_d – коэффициент надежности;

F_d – несущая способность армирующих элементов (свай) по грунту (материалу), кН.

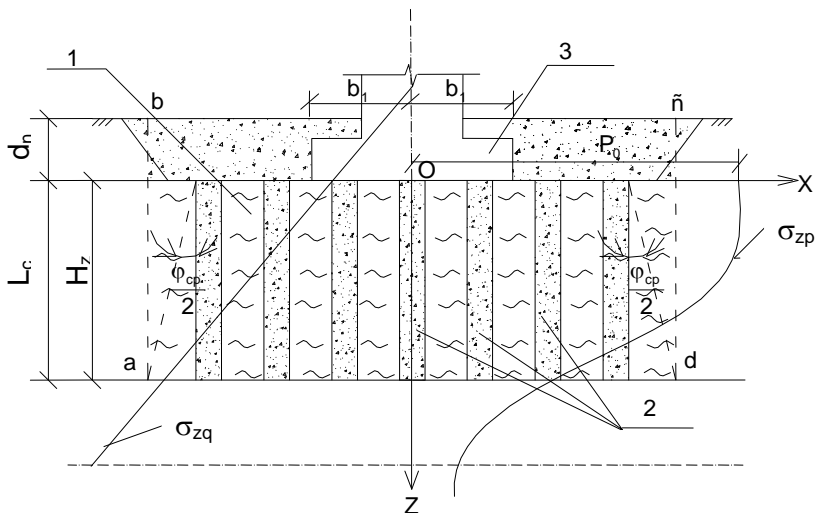


Рис. 18.1. Схема к расчету основания, армированного вертикальными элементами: 1 – грунт пониженной прочности; 2 – армирующие элементы; 3 – плитный фундамент

Несущую способность буронабивных и буроналивных свай с инъекционным упрочнением грунта под нижним концом следует определять согласно П18-2004 к СНБ 5.01.01, а для иных, включая грунтовые и грунтобетонные, – по данным их статических испытаний с учетом требований ТКП 45-5.01-254-2012 [9].

Проверка условия $P_m \leq R$ на уровне нижних концов армирующих элементов производится по методике, изложенной в ТКП 45-5.01-254-2012 [9] (где P – удельная нагрузка по подошве условного фундамента; R – расчетное сопротивление под подошвой условного фундамента).

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условий:

$$\alpha \cdot R_2 + (1 - \alpha) \cdot R_1 \geq P_m; \quad (18.2)$$

$$s_{ap} \leq s_u, \quad (18.3)$$

где R_1 – расчетное сопротивление неармированного грунта под подошвой фундамента, кПа;

R_2 – расчетное сопротивление материала элементов усиления при условии замены естественного грунта армирующим, кПа;

$\alpha = V_{\text{ар}} / V_{\text{гр}}$ – коэффициент, характеризующий долю (процент) армирующих элементов в объеме усиливаемого грунта ($V_{\text{ар}}$ – объем армирующих элементов, $V_{\text{гр}}$ – объем грунта);

P_m – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$s_{\text{ар}}$ – осадка армированной части основания;

s_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

Параметры R_1 , R_2 и s_u определяются по формулам ТКП 45-5.01-254.

Осадка основания ($s_{\text{ар}}$) вычисляется методом послойного суммирования по формуле:

$$s_{\text{ар}} = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_3}, \quad (18.4)$$

где h_i – расчетная толщина i -го слоя грунта в пределах зоны армирования, принимается из условия $h_i = 0,2b$ (где b – ширина фундамента), м;

n – число слоев, на которое разбивается сжимаемая толща армированного грунта;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -м армированном слое, равное полусумме указанных напряжений на верхней Z_{i-1} и нижней Z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

E_3 – модуль деформации армогрунта в направлении, перпендикулярном поверхности грунта, кПа.

Дополнительные вертикальные напряжения (σ_{zp}) под подошвой прямоугольного фундамента определяются по формуле (12) ТКП 45-5.01-268 или по таблицам В2–В5 (приложение В ТКП 45-5.01-268).

Деформативные эквивалентные характеристики (E , E_3) следует определять экспериментально, а при отсутствии опытных данных допускается для предварительных расчетов принимать по приближенным формулам:

$$E_3 = \alpha \cdot E_{\text{ар}} + (1 - \alpha) \cdot E_{\text{гр}}; \quad (18.5)$$

$$\frac{1}{E} = \frac{\alpha}{E_{\text{ар}}} + \frac{1 - \alpha}{E_{\text{гр}}}, \quad (18.6)$$

где $E_{гр}$, $E_{ар}$ – модули деформации, соответственно, грунта и армирующих элементов.

Пример. Запроектировать расчет, конструирование, основание, упрочненное вертикальными жесткими армоэлементами из грунтовых свай (рис. 18.2).

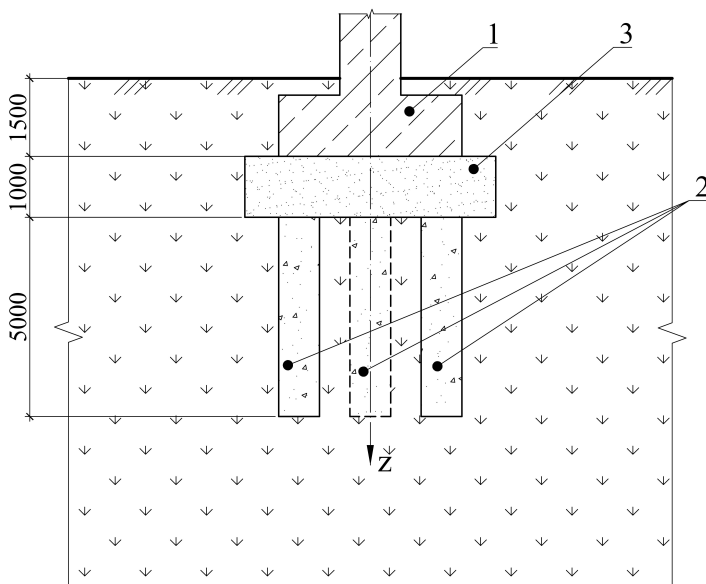


Рис. 18.2. Расчетная схема упрочнения основания жесткими вертикальными армоэлементами из грунтовых свай:
1 – фундамент; 2 – жесткие армоэлементы из грунтовых свай

Исходные данные.

Здание каркасное с гибкой конструктивной схемой. Нагрузка на фундамент с учетом его веса $N_d = 800$ кН. Размеры подошвы фундамента $b = l = 2$ м, глубина заложения от поверхности грунта $d_1 = 1,5$ м. Грунтовые условия на строительной площадке представлены мягкопластичным суглинком со следующими характеристиками: $\gamma_{II} = 19$ кН/м³; $I_L = 0,61$; $E = 7$ МПа; $\varphi_{II} = 16^\circ$; $c_{II} = 15$ кПа; $\gamma_{II}' = 17$ кН/м³.

Решение

Давление под подошвой фундамента составляет

$$P_m = \frac{800}{4} = 200 \text{ кПа} > R = 165 \text{ кПа.}$$

Требуется упрочнение основания. Принято усилить его жесткими вертикальными элементами из грунтовых свай длиной 5 м и диаметром 0,5 м, из гравелистого песка с физико-механическими характеристиками: $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = 35^\circ$; $E = 28 \text{ МПа}$; по данным статических испытаний $F_d = 196 \text{ кН}$.

Исходя из нагрузки на основание от фундамента и несущей способности армоэлементов, определяется их количество n :

$$n = \frac{800 \cdot 1,2}{196} = 5 \text{ шт.}$$

Для армированного грунта проверяется условие (18.2), где:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,0} (0,36 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 19 + 2,43 \cdot 1,5 \cdot 17 + 4,99 \cdot 15) = 165 \text{ кПа};$$

$$R_2 = \frac{1,4 \cdot 1}{1} (1,68 \cdot 2 \cdot 20 + 7,71 \cdot 1,5 \cdot 17) = 369 \text{ кПа.}$$

Тогда:

$$0,245 \cdot 369 + (1 - 0,245) \cdot 165 \geq p_m = 200 \text{ кПа.}$$

Условие (18.2) выполняется.

Проверяется условие (18.3).

Для этого определяется осадка армированного основания по формуле (18.4), исходя из критерия $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

Результаты расчетов даны в табл. 18.1.

Толщина слоев, на которые разбивается основание фундамента в его сжимаемой зоне H_c , принимается равной $h_i = 0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ м}$.

Эквивалентный модуль деформации E_3 в формуле (18.4) определяется по формулам (18.5), (18.6):

$$E_3 = 0,245 \cdot 28 + 0,755 \cdot 7 = 12,145 \text{ МПа};$$

$$\frac{1}{E} = \frac{0,245}{28} + \frac{0,755}{7} = 0,117 \text{ МПа},$$

$$E = 8,58 \text{ МПа}.$$

Подставляя полученные характеристики в формулу (18.4), получим

$$s = \frac{0,4}{12145} \cdot (196,65 + 180,05 + 148,55 + 115,15 + 87,8 + 67,45 + 52,7 + 41,95 + 34 + 28,05 + 23,5) = \frac{0,4}{12145} \cdot 976,05 = 0,032 \text{ м} < s_{\text{н}} = 0,080 \text{ м}.$$

Условие (18.3) выполняется. Количество армоэлементов подобрано правильно.

Таблица 18.1

Результаты расчета осадки основания фундамента по центральной оси его подошвы

z , м	ξ	σ_{zp} , кПа	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа
0,0	0,0	200	28,5	5,7
0,4	0,4	193,7	36,1	7,22
0,8	0,8	166,4	43,7	8,74
1,2	1,2	130,7	51,3	10,26
1,6	1,6	99,6	58,9	11,78
2,0	2,0	76	66,5	13,3
2,4	2,4	58,9	74,5	14,82
2,8	2,8	46,5	81,7	16,34
3,2	3,2	37,4	89,3	17,85
3,6	3,6	30,6	96,9	19,38
4,0	4,0	25,5	104,5	20,9
4,4	4,4	21,5	112,1	22,42

Задание 18

Запроектировать основание фундамента, упрочненное методом вертикального армирования по исходным данным табл. 18.2.

Таблица 18.2

Исходные данные

№ варианта	N_d , кН	b , м	l , м	d , м
1	400	2	2	0,5
2	500	2	3	0,6
3	600	3	3	0,7
4	700	3	4	0,8
5	900	4	4	0,9
6	1000	4	5	1,0
7	1100	5	5	1,1
8	1200	5	6	1,2
9	1300	6	6	1,3
10	1400	6	7	1,4
11	1500	7	7	1,5
12	1600	7	8	1,6
13	1700	8	8	1,7
14	1800	8	9	1,8
15	1900	9	9	1,9
16	2000	9	10	2,0
17	2100	10	10	2,1
18	2200	10	11	2,2
19	2300	11	11	2,3
20	2400	11	12	2,4
21	2500	12	12	2,5
22	2600	12	13	2,6
23	2700	13	13	1,5
24	2800	13	14	1,6
25	2900	14	14	1,7
26	3000	14	15	1,8
27	3100	15	15	1,9
28	3300	15	16	2,0
29	3400	16	16	2,1
30	3500	16	17	2,2

19. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет оснований фундаментов по несущей способности выполняется в соответствии с п. 5.9 ТКП 45-5.01-67-2007 «Фундаменты плитные. Правила проектирования» в соответствии с расчетной схемой рис. 19.1.

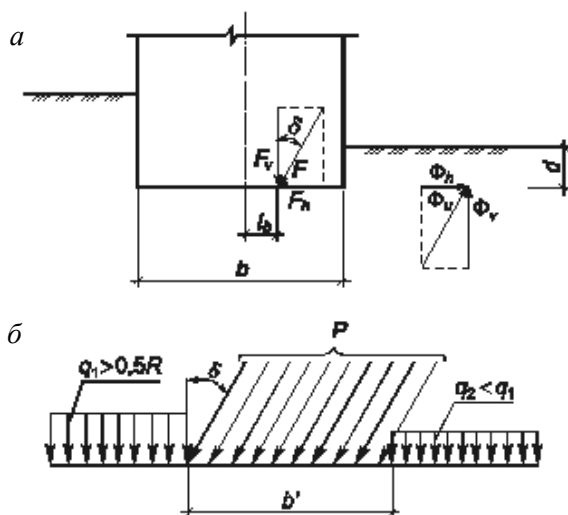


Рис. 19.1. Схема к расчету основания по несущей способности:
a – расчетная схема основания фундамента;
б – схема нагрузок на основание

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания F_v , кН, сложенного нескальными грунтами в стабилизованном состоянии, допускается определять по формуле (19.1), если:

- соблюдается условие $\text{tg} \delta < \sin \varphi_1$;
- фундамент имеет плоскую подошву, а ниже залегающие грунты однородны до глубины не менее ширины фундамента;
- интенсивность большей из нагрузок с одной из сторон фундамента (см. рис. 19.1, б) не превышает $0,5R$ (где R – расчетное сопротивление грунта основания):

$$F_v = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1), \quad (19.1)$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина фундамента, м, по формуле (19.2), причем величина b' соответствует стороне фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания:

$$b' = b - 2e_x; \quad l' = l - 2e_y, \quad (19.2)$$

где e_x и e_y – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 19.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (19.3)$$

где F_h и F_v – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента (см. рис. 19.1).

γ_1 – расчетный удельный вес грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды, кН/м³;

c_1 – расчетное удельное сцепление грунта, кПа;

d – глубина заложения фундамента (в случае неодинаковой вертикальной нагрузки с разных сторон фундамента значение d принимается соответствующим наименьшей нагрузке, например, со стороны подвала), м;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (19.4)$$

где $\eta = l / b$ – коэффициент соотношения сторон фундамента, если $\eta = l / b < 1$, в формулах (19.4) следует принимать $\eta = 1$.

l и b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям b' и l' , определяемым по формулам (19.2).

Безразмерные коэффициенты несущей способности N_r , N_q , N_c

Угол внутрен- него тре- ния грунта φ_1 , град.	Обозна- чение коэффи- циентов	Коэффициенты N_r , N_q и N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , равных										
		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	N_r	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	N_q	1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
0°	N_c	5,14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	N_r	0,20	0,05*	$\delta'=49^\circ$	—	—	—	—	—	—	—	
	N_q	1,57	1,26*	—	—	—	—	—	—	—	—	
5°	N_c	6,49	2,93*	—	—	—	—	—	—	—	—	
	N_r	0,60	0,42	0,12*	$\delta'=98^\circ$	—	—	—	—	—	—	
	N_q	2,47	2,16	1,60*	—	—	—	—	—	—	—	
10°	N_c	8,34	6,57	3,38*	—	—	—	—	—	—	—	
	N_r	1,35	1,02	0,61	0,21*	$\delta'=14,5^\circ$	—	—	—	—	—	
	N_q	3,94	3,45	2,84	2,06*	—	—	—	—	—	—	
15°	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94*	—	—	—	—	—	—	
	N_r	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36*	$\delta'=18,9^\circ$	—	—	—	—	
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69*	—	—	—	—	—	
20°	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65*	—	—	—	—	—	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
25°	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58*	$\delta'=22,9^\circ$	–	–	–
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,60*				
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58*				
30°	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95*	$\delta'=26,5^\circ$	–	–
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95*			
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85*			
35°	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	1,60*	$\delta'=29,8^\circ$	–	–
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	7,04*			
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19	8,63*			
40°	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79*	$\delta'=32,7^\circ$	–
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	10,46*		
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27*		
45°	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22*	$\delta'=35,2^\circ$
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42*	
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82*	

Примечание: * – значения коэффициентов несущей способности соответствуют предельному значению угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ' (указано в ячейке справа), определенному исходя из ТКП 45-5.01-67-2007.

При промежуточных значениях ϕ_1 и δ коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определять линейной интерполяцией.

Задание 19

Определить несущую способность грунта в основании столбчатого фундамента размером $l \times b$ высотой h . Глубина заложения подошвы фундамента d . На обрез фундамента приложены нагрузки от колонны F_v и F_h . Значения нагрузок, размеров фундамента и характеристик грунта основания принять по табл. 19.2. Удельный вес грунта засыпки принять $\gamma_1' = 17 \text{ кН/м}^3$.

Таблица 19.2

Исходные данные для круглого фундамента

№	$l \times b$, м	h , м	d , м	F_v , кН	F_h , кН	γ_1 , кН/м ³	f_1 , °	c_1 , кПа
1	2,10 × 1,20	0,90	1,05	800	100	16,5	30	2
2	2,10 × 1,35	0,95	1,10	850	125	16,8	31	2
3	2,10 × 1,50	1,00	1,15	900	150	17,1	32	1
4	2,10 × 1,65	1,05	1,20	950	175	17,2	33	1
5	2,10 × 1,80	1,10	1,25	1000	200	17,3	34	0
6	2,40 × 1,35	1,15	1,30	1050	210	19,9	20	18
7	2,40 × 1,50	1,20	1,35	1100	230	19,7	21	16
8	2,40 × 1,65	1,25	1,40	1150	240	19,5	22	14
9	2,40 × 1,80	1,30	1,45	1200	250	19,4	23	12
10	2,40 × 2,10	1,35	1,50	1250	260	19,3	24	10
11	2,10 × 1,20	1,15	1,30	1000	200	16,7	31	3
12	2,10 × 1,35	1,20	1,35	1050	210	16,9	32	3
13	2,10 × 1,50	1,25	1,40	1100	220	17,4	33	2
14	2,10 × 1,65	1,30	1,45	1150	225	17,6	34	2
15	2,10 × 1,80	1,35	1,50	1200	230	17,8	35	1
16	2,40 × 1,35	1,40	1,55	1250	235	19,9	18	17
17	2,40 × 1,50	1,45	1,60	1300	240	19,7	19	15
18	2,40 × 1,65	1,50	1,65	1350	245	19,5	20	12
19	2,40 × 1,80	1,55	1,70	1400	250	19,4	21	10
20	2,40 × 2,10	1,60	1,75	1450	255	19,3	22	9
21	2,40 × 1,20	1,15	1,05	1200	265	16,9	31	3
22	2,40 × 1,35	1,20	1,10	1250	270	17,0	32	3
23	2,40 × 1,50	1,25	1,15	1300	275	17,1	33	2
24	2,40 × 1,65	1,30	1,20	1350	280	17,3	34	2
25	2,40 × 1,80	1,35	1,25	1400	285	17,4	35	1
26	2,55 × 1,35	1,40	1,30	1450	290	20,0	18	15
27	2,55 × 1,50	1,45	1,35	1500	295	19,9	19	12
28	2,55 × 1,65	1,50	1,40	1550	300	19,7	20	11
29	2,55 × 1,80	1,55	1,45	1600	305	19,5	21	9
30	2,55 × 2,10	1,60	1,50	1650	310	19,4	22	8

20. ОСНОВЫ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ (РАСЧЕТА) ФУНДАМЕНТОВ ПО ТКП EN 1997-1-2009: ЕВРОКОД 7

20.1. Общие проектные положения согласно принципам Еврокода 7

При рассмотрении предельного состояния (STR и GEO) по разрушению (несущей способности) или чрезмерным деформациям конструкции фундамента и его элементов или основания (грунтов), согласно Еврокод 7, следует проверять условие

$$E_d \leq R_d, \quad (20.1)$$

при проектировании фундаментов – условие

$$V_d \leq R_d, \quad (20.2)$$

с использованием частных коэффициентов, которые применяются к репрезентативным воздействиям F_{rep} , и к результатам этих воздействий V (формула (20.3)), или к характеристическим параметрам грунта X_k и к сопротивлениям R (формула (20.4)):

$$\text{а) } E_d(V_d) = E(V) \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}; \quad (20.3)$$

$$\text{б) } E_d(V_d) = \gamma_E E(V) \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \};$$

$$\text{а) } R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}; \quad (20.4)$$

$$\text{б) } R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R.$$

Для проверки 2-х предельных состояний по (20.3) и (20.4) используются частные коэффициенты (см. приложение) исходя из 3-х принципов проектирования (ПП, или Desing Approaches – DA).

Проектный принцип 1 (ПП 1, DA 1)

В ПП 1 (DA 1), за исключением проектирования свай и анкеров, на действие осевой нагрузки проверяются предельные состояния несущей способности или чрезмерной деформации с использованием 2-х основных сочетаний набора частных коэффициентов:

в сочетании 1: $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R1$;

в сочетании 2: $A2 \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R1$.

Здесь и далее «+» означает «в сочетании с...».

Проектный принцип 2 (ПП 2, DA 2)

В ПП 2 (DA 2) предельные состояния по несущей способности или чрезмерным деформациям при разрушении проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов: $A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R2$.

Проектный принцип 3 (ПП 3, DA 3)

В ПП 3 (DA 3) предельные состояния по разрушению или чрезмерной деформации проверяются с использованием 1-го сочетания набора частных коэффициентов: $(A1^* \text{ или } A2^\dagger) \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R3$, где * – для воздействий от сооружений; † – для геотехнических воздействий.

A , M , R – обозначения наборов частных коэффициентов в сочетаниях: A – набор частных коэффициентов (см. прил.), применяемый к репрезентативным воздействиям $F_{\text{тер}}$ или их результатам; M – то же, применяемый к характеристическим параметрам грунта X_k ; R – то же, к сопротивлениям (см. формулы (20.3) и (20.4)).

Принципиальная расчетная схема проверки предельных сочетаний STR и GEO, согласно Еврокоду 7 для плитных фундаментов, дана на рис. 20.1.

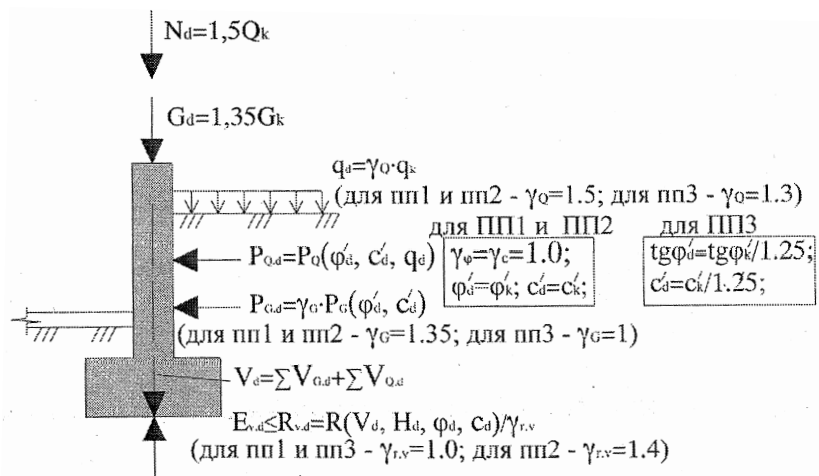


Рис. 20.1. Принципы подходов ПП 1 – ПП 3 (DA 1 – DA 3) к проектированию плитных фундаментов с использованием частных коэффициентов (вариант вертикального равновесия при неблагоприятных сочетаниях воздействий)

20.2. Расчет оснований плитных фундаментов с использованием аналитического метода ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7

Расчет несущей способности основания плитного фундамента по методике Еврокода 7 производится из условия (20.2), где проектные значения нагрузки V_d определяются по Еврокоду 0, а сопротивление фундамента R_d – на основе аппроксимированных уравнений теории упругости и учета следующих предпосылок и исходных факторов:

- прочности грунта, обычно характеризуемой расчетными значениями c_u , c' и φ ;
- конструкции фундамента и схемы приложения нагрузок (эксцентриситет, наклон нагрузки и подошвы фундамента, глубина ее заложения и др.) согласно рис. 20.2;
- инженерно-геологических условий строительства (характеристика площадки, состав грунтов основания и их расположение по глубине, простираанию и др.)

Расчетная схема плитного фундамента дана на рис. 20.2.

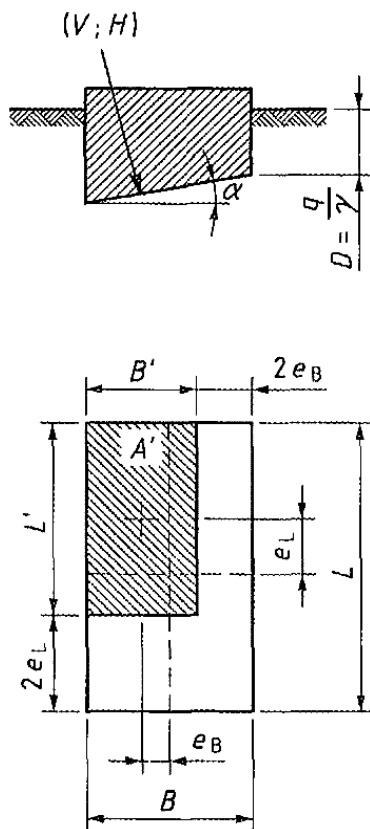


Рис. 20.2. Расчетная схема для определения несущей способности основания плитного фундамента по методике Еврокода аналитическим методом

Основные обозначения, используемые на рис. 20.2 и в расчетных формулах по методике Еврокод 7.

$A' = B'L'$ – проектная эффективная площадь фундамента;

B – проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами c , q и γ ;

B – ширина фундамента;

B' – эффективная ширина фундамента;

D – глубина заложения;

e – эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L ;

i – коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления c , пригрузки q и удельного веса грунта γ ;

L – длина фундамента;

L' – эффективная длина фундамента;

m – показатель степени в формулах для коэффициентов наклона i ;

N – коэффициенты с нижними индексами для c , q и γ ;

q – пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента;

q' – расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;

s – коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для c , q и γ ;

V – вертикальная нагрузка;

α – наклон подошвы фундамента к горизонтали;

γ' – проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;

θ – угол наклона для H .

Расчет сопротивления основания фундамента R_d (расчетной несущей способности грунта) аналитическим методом с использованием приложения D Еврокода 7 производится для двух условий: А – неконсолидируемого основания (условие без дренирования) и Б – консолидированного основания (условие с дренированием).

А. Для условия недренированного основания расчетная несущая способность вертикально нагруженного основания фундамента может быть определена по формуле:

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q, \text{ кПа}, \quad (20.5)$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

– наклона подошвы фундамента: $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$;

– формы фундамента:

$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L')$ – для прямоугольной формы;

$s_c = 1,2$ – для квадратной или круглой формы;

– наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}}\right),$$

где $H \leq A'c_u$.

c_u – прочность грунта при недренированном сдвиге, определяемая по формуле

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_o \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi},$$

где $\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_{z,гр} + 2\sigma_{x,гр})$.

Здесь $\sigma_{z,гр} = \sum \gamma_{гр} z$;

$$\sigma_{x,гр} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{z,гр},$$

где ν – коэффициент Пуассона, приведен в табл. 20.1

Таблица 20.1

Коэффициент Пуассона для различных типов грунтов

Тип грунта	Коэффициент Пуассона ν
Крупнообломочные грунты ($0,45 \leq e \leq 0,55$)	0,27
Пески и супеси ($0,45 \leq e \leq 0,75$)	0,30–0,35
Суглинки ($0,50 \leq e \leq 0,85$)	0,35–0,37
Глины ($0,5 \leq e \leq 1,0$) при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45

Примечание: меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.

Б. Для условия дренированного основания расчетная несущая способность вертикально нагруженного фундамента может быть определена по формуле

$$R/A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \text{ кПа, (20.6)}$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

– несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$, где $\delta \geq \varphi'/2$ (при шероховатой поверхности подошвы фундамента);

– наклонной плоскости подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

– формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \text{ для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ для квадратной или круглой формы;}$$

$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$ для прямоугольной, квадратной или круглой формы;

– наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1},$$

здесь $m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$, если H действует в направлении B' ;

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$, если H действует в направлении L' .

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол θ с направлением L' , m можно вычислять по формуле

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta.$$

Последовательность (алгоритм) расчета несущей способности плитных фундаментов:

1. Определение проектных значений нагрузок V_d по Еврокод 0, Еврокод 1 и характеристических параметров грунтов X_k по результатам изысканий по Еврокод 7, часть 2.

2. Назначение частных коэффициентов надежности для воздействий и параметров грунтов (см. прил.).

3. Аналитический расчет проектного значения сопротивления грунта R_d основания фундамента с использованием рекомендуемой методики приложения D Еврокода 7.

4. Проверка условия, при котором проектное сопротивление грунта должно быть больше проектного воздействия: $V_d \leq R_d$ и подбор, исходя из него, ширины фундамента B .

Примечание. Коэффициенты надежности выбираются на основании применяемого проектного принципа (ПП) раздела 20.1.

В настоящем пособии способ использования уравнений (20.3) и (20.4) Еврокода 7 принят по подходу к проектированию – ПП 1 (см. выше).

20.3. Пример аналитического расчета плитного фундамента с использованием аналитического метода приложения D ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7

Исходные данные:

Ленточный фундамент шириной $B = B' = 1,2$ м в однородном слое суглинка со свойствами (согласно изысканиям) по Еврокоду 7, часть 2 $\gamma = 20$ кН/м³, $\varphi' = 23^\circ$, $c' = 5$ кПа и $c_u = 40$ кПа, оказывает на грунт репрезентативное вертикальное давление (воздействие) $F_{\text{вер}} = 160$ кПа, которое определено с учетом веса фундамента и грунта на его ступенях. Уровень воды WL находится ниже сжимаемой зоны фундамента, уровень заложения его подошвы от поверхности земли $D = 0,75$ м.

Определить несущую способность грунта (значение R_d), проверить выполнение условия $V_d \leq R_d$ и подобрать, исходя из него, требуемое значение B (при необходимости), с учетом того, чтобы разница между величинами V_d и R_d не превышала 10 %.

Расчет выполняется для условий: без дренирования A и с дренированием B основания (см. п. 20.2).

А – Условие для недренированного основания (краткосрочное)
Значение R_d определяется с использованием формулы (20.5)

$$R_d / A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q.$$

Учитывая то, что коэффициенты подошвы s_c ее наклона b_c , нагрузки i_c для ленточного фундамента равны 1,0, формула (20.5) примет вид

$$R_d / A' = (\pi + 2) c_u + q.$$

Выполняется расчет по ПП 1: Сочетание 1 (см. п. 20.1).

Из всех наборов частных коэффициентов в сочетании 1: $A1 + M1 + R1$ – только коэффициенты для набора $A1$ имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент $\gamma_G = 1,35$ (см. табл. П1), $q = \gamma \cdot D$.

Исходя из этого, по формуле (20.5) $R_d / A' = 5,14 \cdot 40 + 0,75 \cdot 20 = 220,6$ кПа, что больше $V_d / A' = F_{\text{геп}} \gamma_G = 160 \cdot 1,35 = 216$ кПа.

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ при ширине $B = 1,2$ м для сочетания ПП1 выполняется, а коэффициент запаса несущей способности грунта составляет $k = (256 / 220,6) \cdot 100 = 2 \% < 10 \%$, поэтому уточнения ширины B не требуется.

Выполняется расчет по ПП 1: Сочетание 2.

Из всех наборов частных коэффициентов в сочетании 2: $A2 + M2 + R1$, только коэффициенты для набора $M2$ имеют значения, отличные от 1,0. Частный коэффициент $c_{cu} = 1,4$ (см. табл. П2). С учетом этого $R_d / A' = (\pi + 2) c_u / \gamma_{cu} + q = (\pi + 2) c_u + q = 5,14 \cdot 40 / 1,4 + 0,75 \cdot 20 = 161,9$ кПа, что больше $V_d / A' = F_{\text{геп}} \gamma_G = 160 \cdot 1,0 = 160$ кПа.

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 2 ПП1 также выполняется, ширина B подобрана правильно ($k = 2 \% < 10 \%$).

Б – условие с дренированием основания (долгосрочное)

По формуле (20.6) $R_d / A' = c' N_c b_c s_c i_c + q N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$
или $R_d / A' = c N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$.

Т. к. коэффициенты подошвы, формы, наклона подошвы и нагрузки для ленточного фундамента равны 1,0. N_c , N_q и $0,5\gamma BN_\gamma$ являются функциями φ' (см. формулу (20.6)).

Выполняется расчет по ПП 1: Сочетание 1.

Для набора А1 частный коэффициент $\gamma_G = 1,35$ (см. табл. П1).

Определяем коэффициенты несущей способности (см. формулу (20.6)), используя расчетную проектную величину φ :

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 23^\circ / 1,0) = 23^\circ,$$

$$N_c = 18; N_q = 8,66; N_\gamma = 6,5,$$

с учетом которых $R_d / A' = 5 \cdot 18 + 15 \cdot 8,66 + 0,5 \cdot 20 \cdot 1,2 \cdot 6,5 = 297,9$ кПа, что больше $V_d / A' = F_{\text{тер}} \gamma_G = 160 \cdot 1,35 = 216$ кПа.

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 1 ПП1 выполняется, величина B подобрана правильно ($k = 27\% > 10\%$).

Выполняется расчет по ПП 1: Сочетание 2.

Для набора М2 частные коэффициенты $\gamma_c = \gamma_\varphi = 1,25$ (см. табл. П2).

Определяем коэффициенты несущей способности (см. формулу (20.6)), используя расчетную проектную величину φ :

$$\varphi'_d = \tan^{-1}(\tan 23^\circ / 1,25) = 18,76^\circ,$$

$$N_c = 13,72; N_q = 5,66; N_\gamma = 3,17,$$

с учетом которых $R_d / A' = (c'/\gamma_c) N_c + q' N_q + 0,5\gamma BN_\gamma = 5 / 1,25 \cdot 13,72 + 15 \cdot 5,66 + 0,5 \cdot 20 \cdot 1,2 \cdot 3,17 = 177,8$ кПа, что больше $V_d / A' = 160 \cdot 1,0 = 160$ кПа.

Таким образом, условие $V_d \leq R_d$ для сочетания 2 ПП1 также выполняется, величина B подобрана правильно ($k = 10\% = 10\%$).

Задание 20

Определить несущую способность грунта (значение R_d); проверить выполнение условия $V_d \leq R_d$ для ширины фундамента B и исходных данных, указанных в табл. 20.2 и, в случае необходимости, подобрать требуемую величину B , исходя из формулы (20.2). При этом разница между значениями V_d и R_d не должна превышать 10%.

Таблица 20.2

Исходные данные к заданию

Варианты заданий	Вид грунтов, несущего слоя фундамента и его характеристики	Размеры стороны квадратного фундамента $B \times L$, м	Глубина заложения подошвы фундамента от уровня земли D , м	Репрезентивное давление в уровне подошвы фундамента с учетом его веса и грунта на ступенях $F_{\text{тер}}$, кПа
1	Песок средний $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi' = 38^\circ$, $c = 4 \text{ кПа}$, $c_u = 34 \text{ кПа}$	1,0	1,2	150
2		1,5	2,0	150
3		1,5	2,5	150
4		2,0	2,5	210
5		2,0	2,8	205
6		2,5	3,0	230
7		2,5	3,0	230
8		3,0	2,7	250
9		3,0	2,8	250
10		3,5	3,0	270
11	Суглинок $I_L = 0,55$, $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$, $\varphi' = 15^\circ$, $c = 3 \text{ кПа}$, $c_u = 45 \text{ кПа}$	1,0	1,2	240
12		1,5	2,0	250
13		1,5	2,6	270
14		2,0	2,7	290
15		2,0	2,8	290
16		2,5	3,0	310
17		2,5	3,0	310
18		3,0	2,7	330
19		3,0	2,8	330
20		3,5	3,0	350
21	Глина $I_L = 0,4$, $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$, $\varphi' = 20^\circ$, $c = 6 \text{ кПа}$, $c_u = 50 \text{ кПа}$	1,0	2,0	345
22		1,5	2,0	350
23		2,0	2,6	350
24		2,5	2,7	350
25		3,0	2,8	350
26		3,5	3,0	360
27		4,0	3,0	360
28		2,5	3,2	370
29		2,0	3,2	370
30		3,0	3,5	380

ПРИЛОЖЕНИЕ

Частные коэффициенты для конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний по приложению А3 ТКП EN 1997-1-2009: Еврокод 7

1. Частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатам воздействий γ_E .

Для определения конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний в наборе частных коэффициентов А1 или А2 следует использовать частные коэффициенты:

- γ_F для воздействий,
- γ_E для результатов воздействий;
- γ_G для постоянных неблагоприятных или благоприятных воздействий G ;
- γ_Q для временных неблагоприятных или благоприятных воздействий Q .

Значения γ_G и γ_Q согласно EN 1990:2002, в наборах А1 и А2 ПП 1...ПП 3 – приводятся в табл. П1.

Таблица П1

Частные коэффициенты для воздействий γ_F или результатов воздействий γ_E

Воздействие		Обозначение	Группа	
			А1	А2
Постоянное	неблагоприятное	γ_G	1,35	1,0
	благоприятное		1,0	1,0
Кратковременное	неблагоприятное	γ_Q	1,5	1,3
	благоприятное		0	0

2. Частные коэффициенты для параметров грунта γ_M .

Для проверки конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний в наборах М1 или М2 ПП 1...ПП 2 для параметров грунта γ_M следует использовать частные коэффициенты:

- $\gamma_{\varphi'}$ для тангенса угла сопротивления сдвигу;
- $\gamma_{c'}$ для эффективной связности грунта;
- γ_{cu} для прочности на сдвиг без дренажа;
- γ_{qu} для прочности на сдвиг с возможностью бокового расширения;
- γ_{γ} для объемного веса.

Значения $\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , γ_{qu} и γ_{γ} в наборах – М1 и М2 ПП 1...ПП 3 – приводятся в табл. П2.

Таблица П2

Частные коэффициенты для параметров грунта γ_M

Параметры грунта	Обозначение	Группа	
		М1	М2
Угол сопротивления сдвигу ^{а)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Эффективная связность грунта	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Предел прочности на сдвиг без дренажа	γ_{cu}	1,0	1,4
Прочность при вдавливании без возможности бокового расширения	γ_{qu}	1,0	1,4
Объемный вес	γ_{γ}	1,0	1,0

Приложение: ^{а)} Данный коэффициент применяется к $\operatorname{tg}\varphi'$.

3. Частные коэффициенты сопротивления γ_R .

А) Частные коэффициенты сопротивления для фундаментов на естественном основании.

Для фундаментов на естественном основании при проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний в наборах R1, R2 или R3 ПП 1...ПП 3 нужно использовать следующие частные коэффициенты сопротивления γ_R :

- $\gamma_{R,v}$ для сопротивления сжатию;
- $\gamma_{R,h}$ для сопротивления сдвигу по поверхности.

Значения $\gamma_{R,v}$ и $\gamma_{R,h}$ во всех наборах R1, R2 или R3 ПП 1...ПП 3 — приводятся в табл. П3.

Таблица ПЗ

Частные коэффициенты γ_R для фундаментов
на естественном основании

Сопротивление	Обозначение	Группа		
		R1	R2	R3
Сжатию	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Сдвигу	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Б) Частные коэффициенты сопротивления для свайных фундаментов.

Для свайных фундаментов при проверке конструктивных (STR) и геотехнических (GEO) предельных состояний в наборах R1, R2, R3 или R4 ПП 1...ПП 3 следует использовать частные коэффициенты γ_R :

- γ_b для сопротивления под пятой сваи;
- γ_s для сопротивления по боковой поверхности вдавливаемых свай;
- γ_t для полного/комбинированного сопротивления вдавливаемых свай;
- $\gamma_{s,t}$ для сопротивления по боковой поверхности выдергиваемых свай.

Значения γ_b , γ_s , γ_t и $\gamma_{s,t}$ во всех наборах R1, R2, R3 и R4 приводятся в табл. П4 (для забивных свай), в табл. П5 (для буронабивных свай) и в табл. П6 (для буровых свай, устраиваемых по технологии CFA).

Таблица П4

Частные коэффициенты γ_R сопротивления для забивных свай

Сопротивление	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Для пяты сваи	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Для ствола (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (вдавливание)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Для ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица П5

Частные коэффициенты сопротивления γ_R
для буронабивных свай

Сопротивление	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Для пяты сваи	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Для ствола сваи (вдавливание)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Для ствола сваи (выдергивание)	$\gamma_{s:t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Таблица П6

Частные коэффициенты γ_R для свай,
устанавливаемых по технологии CFA

Сопротивление	Обозначение	Группа			
		R1	R2	R3	R4
Для пяты сваи	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Для ствола сваи (сжатие)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Полное/комбинированное (сжатие)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4

Литература

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.2020. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 224 с.
2. Грунты. Классификация : СТБ 943-2007. – Введ. 01.01.2008. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2008. – 23 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила : ТКП EN 1997-1-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010. – 129 с.
4. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта : ТКП EN 1997-2-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010. – 150 с.
5. Механика грунтов, основания и фундаменты : лабораторный практикум для студентов специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью», 1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство», 1-70 07 01 «Строительство тепловых и атомных электростанций», 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / Белорусский национальный технический университет, Кафедра «Геотехника и строительная механика» ; сост.: Т. М. Уласик [и др.]. – Минск : БНТУ, 2021. – 57 с.
6. Механика грунтов, основания и фундаменты : методические указания и задания к практическим занятиям для студентов строительных специальностей / сост.: М. И. Никитенко [и др.] ; Белорусский национальный технический университет, кафедра «Геотехника и экология в строительстве». – Минск : БНТУ, 2011. – 79 с.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты : практикум по дисциплине «Инженерная геология, гидрогеология, механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / сост.: С. В. Игнатов [и др.] ; под общ. ред. М. И. Никитенко. – Минск : БНТУ, 2014. – 184 с.
8. Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-268-2012 (02250). –

Введ. 01.05.2013. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 49 с.

9. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012 (02250). – Введ. 01.07.2012 (с отменой СНБ 5.01.01-99). – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 107 с.

10. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-237-2011 (02250). – Введ. 01.07.2011. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2011. – 104 с.

11. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-256-2012 (02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2012. – 141 с.

12. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием: П19-04 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.2005. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2006. – 92 с.

13. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов : П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.2001. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2001. – 26 с.

14. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – Введ. 01.09.2007. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2007. – 140 с.

15. Электронный учебно-методический комплекс «Механика грунтов, основания и фундаменты» (часть 1) для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» [Электронный ресурс] / Белорусский национальный технический университет, кафедра «Геотехника и строительная механика» ; сост.: В. А. Сернов [и др.]. – Минск : БНТУ, 2020. – Режим доступа : https://rep.bntu.by/bitstream/handle/data/80838/Mekhanika_gruntov.pdf?sequence=1&isAllowed=y. – Дата доступа : 20.05.2019.

Учебное издание

А в т о р ы:

СЕРНОВ Вячеслав Алесандрович
БАННИКОВ Сергей Николаевич
Кравцов Владимир Николаевич и др.

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Практикум

для студентов специальностей

1-70 01 01 «Производство строительных изделий и конструкций»,

1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»,

1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»,

1-70 04 01 «Водохозяйственное строительство»,

1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение

и охрана водных ресурсов»,

1-70 07 01 «Строительство тепловых

и атомных электростанций»

Редактор *Н. А. Костешева*

Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 07.07.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 7,09. Уч.-изд. л. 5,55. Тираж 200. Заказ 476.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.