

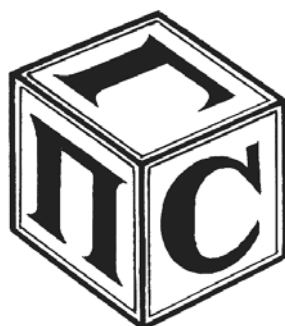
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методические рекомендации к практическим занятиям
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения*

Часть 1



Могилев 2023

УДК 624.15
ББК 38.7
М55

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«31» августа 2023 г., протокол № 1

Составитель ст. преподаватель О. М. Лобикова

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. В. Голушкова

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения. Методические рекомендации содержат общие требования к порядку выполнения и оформления, исходные данные, примеры и методические указания к выполнению практических заданий.

Учебное издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Часть 1

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	А. А. Подошевко
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 36 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2023

Содержание

Введение	4
1 Общие положения	5
2 Практическая работа № 1. Физико-механические, деформационные и прочностные характеристики несвязных грунтов	5
3 Практическая работа № 2. Физико-механические, деформационные и прочностные характеристики связных грунтов	8
4 Практическая работа № 3. Строительные свойства грунтов. Основные закономерности механики грунтов	14
5 Практическая работа № 4. Сжимаемость и прочность грунтов. Определение модуля общей деформации грунта по результатам компрессионных испытаний	16
6 Практическая работа № 5. Фильтрационные свойства грунтов. Определение коэффициента фильтрации	18
7 Практическая работа № 6. Напряжения в массиве грунта от действия собственного веса.....	21
8 Практическая работа № 7. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия сосредоточенных сил.....	23
9 Практическая работа № 8. Распределение напряжений в грунтовом массиве от действия распределенной полосообразной нагрузки.....	26
10 Практическая работа № 9. Теория предельного напряженного состояния грунтовых массивов	29
11 Практическая работа № 10. Определение осадки грунтов в пределах сжимающей толщи	37
Список литературы	43
Приложение А	44

Введение

Методические рекомендации к практическим занятиям составлены в соответствии с учебно-программной документацией образовательных программ высшего образования: типовым учебным планом по специальности; учебным планом учреждения высшего образования по специальности; учебной программой учреждения высшего образования (УВО) по учебной дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», предусматривают выполнение практических заданий при изучении тем, позволяют получить необходимые знания по изучаемому курсу.

Целью изучения учебной дисциплины является формирование у студентов, обучающихся по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», знаний о законах механики грунтов, о свойствах грунтов, о распределении напряжений в массиве грунтов при различных воздействиях, о применении наиболее рациональных типов фундаментов и технологий их возведения в различных геологических и гидрогеологических условиях для обеспечения надежной, экономичной и долговременной эксплуатации оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Цель практических занятий – закрепить теоретические знания по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», выработать практические навыки самостоятельной работы, умение пользоваться справочной и нормативной литературой.

Методические рекомендации содержат общие требования к порядку выполнения и оформления, исходные данные, примеры и методические указания к выполнению практических заданий.

При разработке методических рекомендаций учтены требования ТКП 45-5.01-67–2007 (02250) *Фундаменты плитные. Правила проектирования* (с изменениями и дополнениями), СП 5.01.01–2023 *Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений*, ТКП 45-5.01-255–2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), СП 5.01.03–2023 *Свайные фундаменты*, СТБ 943–2007 *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями), ГОСТ 25100–2011 *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями) [1–9].

При изменении нормативно-законодательной базы алгоритмы расчетов корректируют, приводя их в соответствие с требованиями, установленными на дату выполнения практического задания.

1 Общие положения

Методические рекомендации содержат индивидуальные задания для решения по темам курса, примеры решения задач, методические указания. Задания для практической работы каждому студенту выдаются индивидуально преподавателем по вариантам согласно данных соответствующих разделов, а также результатов предыдущих расчетов.

Студенты специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» в пятом семестре должны выполнить 10 практических работ.

Отчет по практическим работам оформляется на листах формата А4 чертежным шрифтом или с использованием компьютера и принтера на одной стороне листа белой бумаги формата А4 через полтора интервала. Цвет шрифта должен быть черным или темно-синим, Times New Roman, кегль 14. Текст работы следует печатать, соблюдая следующие размеры полей: правое, верхнее, левое и нижнее – 20 мм. Разрешается использовать компьютерные возможности акцентирования внимания на определенных терминах, формулах, применяя шрифты разной гарнитуры. В отчете приводятся все проводимые расчеты показателей с пояснениями к ним, формы в соответствии с настоящими методическими рекомендациями, основные определения. Текстовая часть содержит сведения об объекте проектирования, описание принятых технических и иных решений, пояснения, ссылки на нормативные и (или) технические документы, используемые при подготовке проектной документации и результаты расчетов, обосновывающие принятые решения. В расчетах должны использоваться единицы Международной системы СИ: метр (м) – для измерения длины; килограмм (кг) – массы; ньютон (Н) – силы и веса; паскаль (Па) – давления, напряжения, модуля деформации. Отчет по практическим работам должен иметь соответствующие заданию *расчетные схемы и чертежи*. Схемы выполняются на миллиметровой бумаге или на белых листах формата А4 в масштабе.

Решение практических заданий необходимо начинать с изучения теоретического материала по конспекту лекций, учебникам, ТНПА.

2 Практическая работа № 1. Физико-механические, деформационные и прочностные характеристики несвязных грунтов

Классификация песчаных грунтов. Для песчаных грунтов проводят анализ гранулометрического состава и определяют тип, вид и разновидность:

- тип – песок, если масса частиц крупнее 2 мм составляет меньше 50 %;
- вид обломочных песчаных грунтов определяется по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности U_{\max} ;
- разновидность – по плотности сложения и по степени влажности S_r .

Расчетные характеристики грунтов служат для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунтов согласно

СТБ 943–2007 [1].

Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (2.1)$$

где ρ – плотность грунта, г/см³;

w – природная влажность грунта, %.

Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.2)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии, г/см³.

Степень влажности грунта

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot 0,01 \cdot w}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.3)$$

где ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3 = 1 \text{ г/см}^3$.

Определение наименования грунтов. Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу. Для этого последовательно суммируют содержание фракций. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Вид песчаного грунта по гранулометрическому составу [1]

Вид песчаного грунта	Размер частиц, мм	Масса частиц от массы грунта, %
Гравелистый	Крупнее 2	Более 25
Крупный	Крупнее 0,5	Более 50
Средний	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,1	75 и более
Пылеватый	Крупнее 0,1	Менее 75

По плотности укладки частиц песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (таблица 2.2).

Таблица 2.2 – Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения [2]

Вид песчаного грунта	Разновидность песчаных грунтов по плотности		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Гравелистый, крупный, средний	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

По степени влажности (таблица 2.3) песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой.

Таблица 2.3 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности [1]

Степень влажности S_r	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

Для песчаного слоя грунта также необходимо определить *удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды* по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.4)$$

где γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$.

γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 .

Нормативные значения характеристик механических свойств грунтов определяют по таблице 2.4 в зависимости от их физических характеристик.

Таблица 2.4 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n и модуля деформации E [3]

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик	Значение характеристик грунтов при e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n , кПа	2	1	–	–
	φ_n , град	43	40	38	35
	E , МПа	50	40	30	15
Средней крупности	c_n , кПа	3	2	1	–
	φ_n , град	40	38	35	33
	E , МПа	45	35	25	13
Мелкие	c_n , кПа	6	4	2	–
	φ_n , град	38	36	32	28
	E , МПа	40	30	20	12
Пылеватые	c_n , кПа	8	6	4	2
	φ_n , град	36	34	30	26
	E , МПа	35	25	18	11

3 Практическая работа № 2. Физико-механические, деформационные и прочностные характеристики связных грунтов

Классификация обломочных пылевато-глинистых грунтов производится по типу и разновидности:

– тип: по пластичности I_p ;

– разновидность: по прочности (сопротивлению грунта при зондировании) и по показателю текучести I_L .

Число пластичности пылевато-глинистых грунтов

$$I_p = w_L - w_p, \quad (3.1)$$

где w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (3.2)$$

Тип пылевато-глинистых грунтов устанавливается по числу пластичности (таблица 3.1). Разновидности пылевато-глинистых грунтов определяются по показателю текучести (таблица 3.2). Текучепластичные и текучие грунты не могут служить основанием фундаментов.

Таблица 3.1 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности I_p [1]

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Таблица 3.2 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести [1]

Вид пылевато-глинистого грунта	Разновидность пылевато-глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

Нормативные значения характеристик механических свойств грунтов определяют по таблице 3.3 в зависимости от их физических характеристик.

Таблица 3.3 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n и модуля деформации E [3]

Наименование грунтов	Предел нормативных значений I_L	Обозначение характеристик	Значение характеристик грунтов при e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n , град	30	29	27	24	–	–	–
		E , МПа	32	24	16	10	7	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n , кПа	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n , град	28	26	24	21	18	–	–
		E , МПа	31	23	15	9	6	–	–
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n , град	26	25	24	23	22	20	–
		E , МПа	34	27	22	17	14	11	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n , кПа	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n , град	24	23	22	21	19	17	–
		E , МПа	32	25	19	14	11	8	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n , кПа	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n , град	–	–	19	18	16	14	12
		E , МПа	–	–	17	12	8	6	5
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n , град	–	21	20	19	18	16	14
		E , МПа	–	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n , кПа	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n , град	–	–	18	17	16	14	11
		E , МПа	–	–	21	18	15	12	9

Условное расчетное сопротивление грунтов основания R_0 определяют по таблицам 3.4 и 3.5.

Таблица 3.4 – Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых грунтов [3]

Глинистый грунт	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150

Определение расчетных характеристик грунтов.

Расчетные характеристики грунтов получают путем деления нормативных значений на коэффициент надежности по грунту γ_g . Для расчета по первой группе предельных состояний: для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$; угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$; угла внутреннего трения глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$. Расчетные значения характеристик φ , c , E в расчетах

оснований по второй группе предельных состояний назначаются при значении коэффициента надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Таблица 3.5 – Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов [3] (для фундаментов с шириной подошвы $b_0 = 1,0$ м и глубиной заложения $d_0 = 2,0$ м)

Песок	Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков	
	Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54	Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75
Крупный	600	500
Средний	500	400
Мелкий:		
маловлажный и влажный	400	300
водонасыщенный	300	250
Пылеватый:		
маловлажный	300	250
влажный	250	150
водонасыщенный	200	100

Примечание – В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e . Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности – на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией

Практическое задание

В таблице А.1 по вариантам представлены результаты лабораторных исследований свойств грунтов.

Определите:

- нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов, прочностные и деформационные характеристики грунтов;
- полное наименование песчаного и пылевато-глинистого грунтов.

Исходные данные для расчета принимаются по таблицам А.1 и А.2.

Пример – По данным таблиц 3.6 и 3.7 определить нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов. Определить полные наименования грунтов.

Таблица 3.6 – Исходные данные к примеру

Номер слоя	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_p	w_L	P_d , МПа
1	2,75	1,84	0,09	–	–	5,7
2	2,6	1,96	0,17	0,14	0,27	2,4

Таблица 3.7 – Результаты ситового анализа гранулометрического состава песка (слой № 2)

Содержание фракций, %, диаметром d , мм							
> 10	10...5	5...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	< 0,1
2,8	3,9	9,1	16,4	14,7	29,5	14,4	9,2

Для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунта определяются следующие характеристики грунта:

- плотность сухого грунта (скелета грунта) ρ_d :
 - а) для первого слоя: $\rho_{d1} = 1,84 / (1 + 0,09) = 1,68 \text{ г/см}^3$;
 - б) для второго слоя: $\rho_{d2} = 1,96 / (1 + 0,17) = 1,67 \text{ г/см}^3$;
- коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности e :
 - а) для первого слоя: $e_1 = (2,75 - 1,68) / 1,68 = 0,63$;
 - б) для второго слоя: $e_2 = (2,6 - 1,67) / 1,67 = 0,56$;
- степень влажности (коэффициент водонасыщенности):
 - а) для первого слоя: $S_{r1} = 0,09 \cdot 2,75 / 0,63 \cdot 1 = 0,39$;
 - б) для второго слоя: $S_{r2} = 0,17 \cdot 2,60 / 0,56 \cdot 1 = 0,79$;
- число пластичности:
 - а) для второго слоя: $I_{p2} = 0,27 - 0,14 = 0,13 = 13 \%$;
- показатель текучести:
 - а) для второго слоя: $I_{L2} = (0,17 - 0,14) / 0,13 = 0,23$.

Результаты ситового анализа гранулометрического состава песка принимаются по данным таблицы 3.7. Наименование крупнообломочного и песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу в соответствии с таблицей 3.2. Для этого последовательно суммируют содержание фракций: сначала крупнее 2 мм, затем крупнее 0,5 мм и т. д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю их расположения в таблице 3.2:

- частиц крупнее 2 мм: $2,8 + 3,9 + 9,1 = 15,8 \% > 25 \%$ – неверно;
- частиц крупнее 0,5 мм: $15,8 + 16,4 + 14,7 = 47 \% > 50 \%$ – неверно;
- частиц крупнее 0,25 мм: $47 + 29,5 = 76,5 \% > 50 \%$ – верно.

Так как частиц крупнее 0,25 мм 76,5 %, что больше 50 %, то песок средней крупности.

Результаты по СТБ 943–2007 (определение вида песка по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности) заносятся в таблицу 3.8.

Таблица 3.8 – Определение вида песка по гранулометрическому составу

Показатель	Диаметр фракций d , мм									Сумма
	20,0	10,0	5,0	2,0	1,0	0,50	0,25	0,10	0,05	
	Логарифм диаметра фракций $\log(d)$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Содержание фракций, %	0	2,8	3,9	9,1	16,4	14,7	29,5	14,4	9,2	100
Сумма больше d , %	0	2,8	6,7	15,8	32,2	47,0	76,5	90,8	100,0	

Анализ проводится по столбцу 2 таблицы 3.8 начиная с фракций, имеющих наибольший диаметр. Так как масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 % (76,5 %), данный песок по разновидности относится к пескам средним (см. таблицу 3.2).

Определение полного наименования грунта.

Слой № 1. Данный слой обломочно-песчаный (отсутствуют значения w_L и w_P). Тип: песок, т. к. масса частиц крупнее 2 мм составляет $15,8 \% < 50 \%$.

Вид: по гранулометрическому составу – песок средней крупности.

Разновидность:

– по плотности сложения: $0,6 \leq e = 0,63 \leq 0,75$ – песок средней плотности;

– по степени влажности: $S_r = 0,39$ – песок маловлажный.

Вывод: слой № 1 – песок средней крупности, маловлажный.

Слой № 2. Данный слой обломочно-пылеватый глинистый ($W_L = 0,27$, $W_P = 0,14$).

Тип: по числу пластичности $I_P = 0,13$ (13%) – суглинок (см. таблицу 3.4).

Разновидность: по показателю текучести $I_L = 0,23$ – суглинок полутвёрдый (см. таблицу 3.5).

Вывод: слой № 2 – суглинок полутвёрдый.

Определение нормативных и расчетных значений физико-механических характеристик грунтов.

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ) 1.

Определяется удельный вес грунта: $\gamma_n = \rho \cdot g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

При наличии грунтовых вод в песчаных грунтах дополнительно рассчитывается удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии γ_{sb} :

$$\gamma_{sb1} = (27,5 - 10) / (1 + 0,65) = 10,74 \text{ кН/м}^3.$$

Определяется угол внутреннего трения φ_n , удельное сцепление c_n , модуль деформации E см. (см. таблицы 3.6 и 3.7). Находят, интерполируя, что для песков средних средней плотности угол внутреннего трения $\varphi_n = 35$, $c_n = 1,18 \text{ кПа}$. Модуль деформации грунта $E = 24,5 \text{ МПа}$.

Определение расчетных значений физико-механических характеристик грунтов для групп предельных состояний I и II.

Расчетные значения удельного веса $\gamma_I = \gamma_{II} = \gamma_n = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

Значение удельного сцепления по группе предельных состояний I

$$c_I = 1,18 / 1,5 = 0,8 \text{ кПа.}$$

Значение удельного сцепления по группе предельных состояний II

$$c_{II} = 1,18 / 1,0 = 1,18 \text{ кПа.}$$

Значение угла внутреннего трения по группе предельных состояний I

$$\varphi_I = 35 / 1,1 = 32.$$

Значение угла внутреннего трения по группе предельных состояний II

$$\varphi_{II} = 35 / 1,0 = 35.$$

Аналогично получают значения для второго инженерно-геологического элемента. Полученные данные заносятся в таблицы 3.9 и 3.10.

Таблица 3.9 – Физико-механические характеристики грунтов основания

Номер ИГЭ	Данные задания					Вычисляемая характеристика					Наименование грунта по СТБ 943–2007	
	Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Плотность грунта ρ , г/см ³	Влажность W	Влажность тескучести W_L	Влажность раскатывания W_P	Условное динамическое сопротивление P_d , МПа	Плотность скелета грунта ρ_d	Коэффициент пористости e	Степень влажности S_r	Число пластичности I_p		Показатель текучести I_L
1	2,75	1,84	0,09	–	–	5,7	1,68	0,63	0,39	–	–	Песок средней крупности, маловлажный
2	2,6	1,96	0,17	0,27	0,14	2,4	1,67	0,56	0,79	0,13	0,23	Суглинок полутвёрдый

Таблица 3.10 – Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик

Номер ИГЭ, наименование грунта	Удельный вес, кН/м ³			Удельное сцепление, кПа			Угол внутреннего трения, град			Модуль деформации, МПа
	$\frac{\gamma_n}{\gamma_{sb n}}$	$\frac{\gamma_l}{\gamma_{sb l}}$	$\frac{\gamma_{II}}{\gamma_{sb II}}$	c_n	c_l	c_{II}	φ_n	φ_l	φ_{II}	
Песок средней крупности, средней прочности, маловлажный	$\frac{18,4}{10,74}$	$\frac{18,4}{10,74}$	$\frac{18,4}{10,74}$	1,18	0,8	1,18	35	32	35	24,5
Суглинок полутвёрдый	19,6	19,6	19,6	37	24,67	37	20	17,39	20	27

Примечание – Для песчаных грунтов над чертой приведены значения удельного веса без учета взвешивающего действия воды, под чертой с учетом взвешивающего действия воды

4 Практическая работа № 3. Строительные свойства грунтов. Основные закономерности механики грунтов

Оценка строительных свойств грунтов.

По характеристикам механических свойств грунтов можно судить о несущей способности, деформируемости грунта и возможности использования его в качестве основания фундаментов.

Грунты принято считать:

- *малосжимаемыми* (следовательно, хорошими как основания сооружений), если модуль деформации $E \geq 20$ МПа;
- *среднесжимаемыми* – при $5 \leq E < 20$ МПа;
- *сильносжимаемыми*, если $E < 5$ МПа. Опирать фундаменты на сильносжимаемые грунты (к которым относятся пески рыхлые, пылевато-глинистые грунты с $I_L > 0,75$) небезопасно и использовать эти грунты в качестве оснований капитальных зданий не допускается.

Подготовка заключения по строительной площадке.

При оценке инженерно-геологических условий на основе полученных исходных материалов (по заданию) необходимо осветить следующие вопросы [6]: географическое положение площадки; геологическая характеристика площадки; гидрогеологические условия; основные и дополнительные показатели физических свойств грунтов; характеристики физического состояния и сжимаемости грунтов; расчетное сопротивление каждого вида грунта (по глубине слоев).

Практическое задание

Подготовить заключение по строительной площадке на основании исходных данных (см. таблицы А.1 и А.2), а также заполнить сводную таблицу физико-механических характеристик (таблица 4.1).

Пример (все данные взяты для примера). Заключение: Строительная площадка расположена в г. Могилеве, относится ко второй категории сложности. Характер рельефа спокойный с абсолютными отметками 108,3...109,5. На площадке пробурены три скважины. При бурении были вскрыты следующие грунты.

Суглинок аллювиальный, твердый, мощностью 1,3...1,8 м, может служить естественным основанием.

Суглинок аллювиальный, тугопластичный, мощностью от 1,6 до 1,9 м, может служить естественным основанием.

Уровень подземных вод обнаружен на глубине от 4,2 до 4,4 м от дневной поверхности, воды не агрессивны по отношению к бетону и раствору.

Песок пылеватый, аллювиальный, мощностью от 3,5 до 3,7 м, средней плотности, влажный, может служить естественным основанием.

Песок средней крупности, аллювиальный, мощностью от 3,7 до 4,6 м, средней плотности, насыщенный водой, может служить естественным основанием.

Залегание пластов выдержанное (согласованное), выклинивание пластов не наблюдается.

5 Практическая работа № 4. Сжимаемость и прочность грунтов. Определение модуля общей деформации грунта по результатам компрессионных испытаний

Модуль деформации – коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на грунт и его деформацией. Применяется при расчете оснований фундаментов по второй группе предельных состояний (для определения осадок фундаментов).

Начальный коэффициент пористости определяется в зависимости от удельного веса сухого грунта γ_d и частиц γ_s , а также влажности w . Удельный вес сухого грунта определяется по формуле

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01w}. \quad (5.1)$$

Начальный коэффициент пористости находится из выражения

$$e_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}. \quad (5.2)$$

Коэффициент пористости при сжатии грунта вычисляют по зависимости

$$e = e_0 - \frac{\Delta h(1 + e_0)}{h_n}, \quad (5.3)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости;

Δh – деформация образца грунта для каждой ступени давления;

h_n – начальная высота образца грунта, мм.

Модуль осадки слоя грунта толщиной в 1 мм под данной нагрузкой определяют путем вычисления относительной деформации образца под нагрузкой:

$$e_p = 1000 \frac{\sum \Delta h}{h_n}. \quad (5.4)$$

Нагрузка, необходимая для создания уплотняющего давления, прикладываемая на рычаге, находится следующим образом:

$$N = \frac{P \cdot A}{k}. \quad (5.5)$$

Коэффициент сжимаемости определяется по зависимости

$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}, \quad (5.6)$$

где e_1 – коэффициент пористости при давлении на образец p_1 ;

e_2 – то же, при нагрузке p_2 .

Модуль деформации можно определить по результатам компрессионных испытаний грунтов:

$$E = \frac{1+e_0}{c_c} \beta, \quad (5.7)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости;

c_c – коэффициент сжимаемости, 1/кПа;

β – коэффициент стеснения поперечной деформации (для песчаных грунтов $\beta = 0,8$; для супесей $\beta = 0,74$; для суглинков $\beta = 0,62$; для глин $\beta = 0,4$).

Общий вид компрессионной зависимости представлен на рисунке 5.1. Определить общий модуль деформации грунта в интервале давлений от 100 до 300 кПа и от 100 до 500 кПа. Начертить компрессионную кривую.

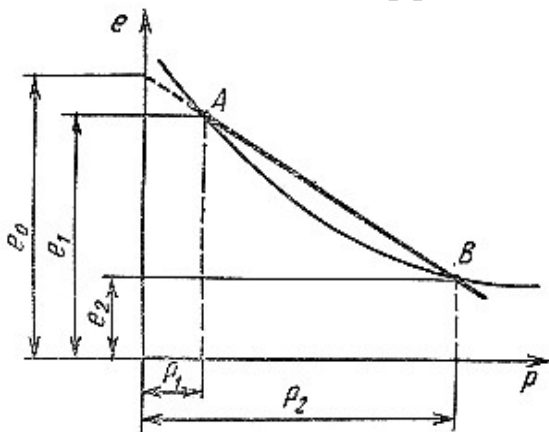


Рисунок 5.1 – Общий вид компрессионной зависимости

Практическое задание

Определить общий модуль деформации грунта в интервале давлений от 100 до 300 кПа и от 100 до 500 кПа. Начертить компрессионную кривую. Исходные данные принять по таблицам 5.1 и 5.2. Влажностные характеристики, значения γ и γ_s испытуемого грунта принять как для глинистого грунта по условию практического задания из раздела 2. Результаты расчетов представить в таблице 5.3.

Таблица 5.1 – Начальная высота образца h и диаметр образца d

Номер варианта	h/d , см	Номер варианта	h/d , см	Номер варианта	h/d , см	Номер варианта	h/d , см	Номер варианта	h/d , см
1	1,5 / 6	7	3 / 12	13	3 / 12	19	2,5 / 10	25	1,5 / 6
2	2 / 8	8	1,5 / 6	14	2,5 / 10	20	3 / 12	26	2 / 8
3	2 / 8	9	2,5 / 10	15	1,5 / 6	21	3 / 12	27	3 / 12
4	2,5 / 10	10	3 / 12	16	2 / 8	22	1,5 / 6	28	1,5 / 6
5	3 / 12	11	1,5 / 6	17	1,5 / 6	23	2 / 8	29	3 / 12
6	2,5 / 10	12	2 / 8	18	2 / 8	24	2,5 / 10	30	1,5 / 6

Таблица 5.2 – Исходные данные к практическому заданию

Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм
100	20
200	50
300	90
400	140
500	200

Таблица 5.3 – Результаты расчетов практического задания

Начальная высота образца h / диаметр образца d , см	Нагрузка		Отметка индикатора, 100 мм	Деформация в начале опыта, мм	Коэффициент пористости e	Модуль осадки e_p , мм
	Груз на рычаге N , Н	Давление на образец P , кПа				
		100	20			
		200	50			
		300	90			
		400	140			
		500	200			

6 Практическая работа № 5. Фильтрационные свойства грунтов. Определение коэффициента фильтрации

Коэффициентом фильтрации называют скорость фильтрации воды при градиенте напора, равном единице, и линейном законе фильтрации.

Коэффициент фильтрации K_{10} , м/сут, приведенный к условиям фильтрации при температуре 10 °С, вычисляется по формуле

$$K_{10} = \frac{864 V}{t_m A T I}, \quad (6.1)$$

где V – объем профильтровавшейся воды при одном замере, см³;

t_m – средняя продолжительность фильтрации, с;

A – площадь поперечного сечения цилиндра фильтрационной трубки, см²;

I – градиент напора;

T – поправка для приведения значения коэффициента фильтрации к условиям фильтрации воды при температуре 10 °С;

$$T = 0,7 + 0,03T_\phi, \quad (6.2)$$

где T_ϕ – фактическая температура воды при испытании, °С;

864 – переводной коэффициент, м/сут.

Коэффициент фильтрации вычисляют до второй цифры после запятой.

При отсутствии данных полевых и лабораторных исследований приближенное значение коэффициента фильтрации может быть определено численно:

– по формуле Ганзена при $0,1 < d_{10} < 3$ мм:

$$K_{10} = C_a d_{10}^2 (0,7 + 0,03t), \quad (6.3)$$

где d_{10} – действующий (эффективный) диаметр зерен, мм;

C_a – эмпирический коэффициент чистоты и однородности песков (для чистых и однородных песков $C_a = 800...1200$; для пылевато-глинистых и неоднородных $C_a = 400...800$);

t – температура грунтовой воды, $t = 8 \text{ °С}...12 \text{ °С}$;

– при действующем диаметре $0,01 < d_{10} < 5$ можно использовать формулу Слехтера:

$$K_{10} = 496C_N d_{10}^2, \quad (6.4)$$

где C_N – величина, зависящая от пористости N (таблица 6.1).

Таблица 6.1 – Значение величины C_N в зависимости от пористости N

N	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46
C_N	0,012	0,015	0,019	0,024	0,029	0,035	0,042	0,049	0,058	0,068	0,078

Практическое задание

Определить два коэффициента фильтрации песчаного грунта по формулам Ганзена и Слехтера с использованием данных задания из раздела 2 для песчаного грунта и данных таблицы 6.1. Высота цилиндра $h = 10,0$ см, диаметр цилиндра $d = 6,0$ см, масса цилиндра с грунтом $M_2 = 598$ г, масса цилиндра $M_1 = 200$ г, время фильтрации $t_m = 10$ с, градиент напора $I = 0,9$. Исходные данные представлены в таблице 6.2.

Результаты оформить по образцу таблицы 6.3.

Таблица 6.2 – Исходные данные к практическому заданию

Но- мер вари- анта	Объем про- фильтровав- шейся воды, см ³	Темпе- ратура воды, °С	Но- мер вари- анта	Объем про- фильтровав- шейся воды, см ³	Темпе- ратура воды, °С	Но- мер вари- анта	Объем про- фильтровав- шейся воды, см ³	Темпе- ратура воды, °С
1	25	5	11	60	15	21	92	9
2	28	6	12	65	16	22	94	10
3	30	7	13	68	17	23	98	11
4	32	8	14	70	18	24	110	12
5	34	9	15	74	19	25	112	13
6	37	10	16	78	20	26	115	14
7	38	11	17	80	5	27	120	17
8	42	12	18	84	6	28	134	18
9	44	13	19	86	7	29	139	19
10	50	14	20	88	8	30	150	20

7 Практическая работа № 6. Напряжения в массиве грунта от действия собственного веса

Напряжения, возникающие в массиве грунтов от действия сооружения, накладываются на поле начальных напряжений, сформировавшихся в массиве к моменту строительства.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта называют *бытовыми давлениями*, а график их изменения по глубине – *эпюрой бытовых давлений*.

Начальное напряженное состояние массива грунта может также изменяться в период работ нулевого цикла: вследствие выемки грунта при разработке котлована, водопонижения, трамбования или укатки грунта и т. п. В этих случаях состояние грунта не начальное, а исходное.

Точное определение начального и исходного напряженного состояния является сложной задачей. Напряжения от собственного веса грунта определяются на основании следующих упрощающих гипотез:

- напряженным состоянием грунта при действии его собственного веса является осесимметричное компрессионное сжатие;
- вертикальные напряжения в грунте определяются суммированием напряжений от веса элементарных слоев грунта;
- грунт, находящийся ниже уровня грунтовых вод, испытывает взвешивающее действие воды;
- слой грунта, находящийся ниже водоносного слоя, называется водоупором и испытывает на своей поверхности гидростатическое давление водяного столба.

На практике используют упрощенную методику расчета, основанную на предположении о том, что природные напряжения в массиве грунта формируются только под действием собственного веса [6]. Также принято считать, что все деформации массива от собственного веса прекратились и напряжения полностью стабилизировались. Практический интерес представляют значения сжимающих напряжений σ_z , МПа, определяемые по формуле

$$\sigma_z = \sum_1^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (7.1)$$

где n – число слоев грунта в пределах глубины z ;

γ_i – удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³;

h_i – толщина или мощность этого слоя, м.

Удельный вес водопроницаемых грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, принимается с учетом взвешивающего действия воды согласно выражению (7.1).

Эпюра природных напряжений массива грунта однородного напластования при горизонтальной поверхности будет иметь вид треугольника (рисунок 7.1, а). При неоднородном напластовании или наличии подземных вод, а также при горизонтальной поверхности напряжения от собственного веса грунтов будут определяться отдельно для каждого слоя (рисунок 7.1, б). Если

ниже уровня подземных вод залегает водоупорный слой, то на его кровле дополнительно учитывают давление от столба вышерасположенной воды, равно $\gamma_w \cdot h_w$ (рисунок 7.1, в).

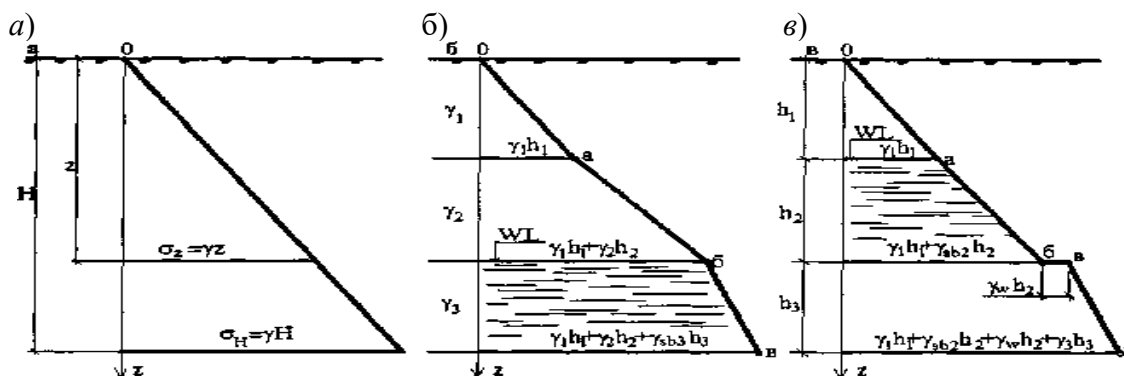


Рисунок 7.1 – Эпюры распределения напряжений от собственного веса грунтов

Практическое задание

Определить напряжения от собственного веса грунта по результатам практического задания из раздела 3. Уровень грунтовых вод принять в слое 1 на 0,5 м выше границы 1-го и 2-го слоев.

Пример (все данные взяты для примера) – Определить напряжения от собственного веса грунтов и построить эпюру распределения данных напряжений по скважине № 1. На основании результатов определения физико-механических характеристик грунтов для каждого слоя грунта указываем необходимые для дальнейшего расчета данные (таблица 7.1).

Таблица 7.1 – Исходные данные к примеру

Номер слоя, описание грунта	Толщина слоя h_i , м	Удельный вес грунта γ_i , кН/м ³	Удельный вес грунта с учетом взвешивающего воздействия воды γ_{sbi} , кН/м ³	Глубина залегания уровня воды h_w , м
1 Суглинок твердый	1,3	18	–	4,2
2 Суглинок тугопластичный	1,9	18	9,23	
3 Песок пылеватый	3,6	17	9,63	
4 Песок средней крупности	3,7	18	10,27	

Расчет напряжений от собственного веса грунтов проводим последовательно, начиная от поверхности земли. Расчетные точки располагаем на поверхности земли, на границах слоев грунтов, на уровнях подземных вод и водоупора.

Строим в масштабе геологическую колонку с указанием мощности слоев грунта, уровней подземных вод и водоупора. Далее по полученным значениям $\sigma_1 \dots \sigma_6$ в масштабе строим эпюру распределения напряжений от собственного веса грунтов, которую совмещаем с уже построенной геологической колонкой (рисунок 7.2).

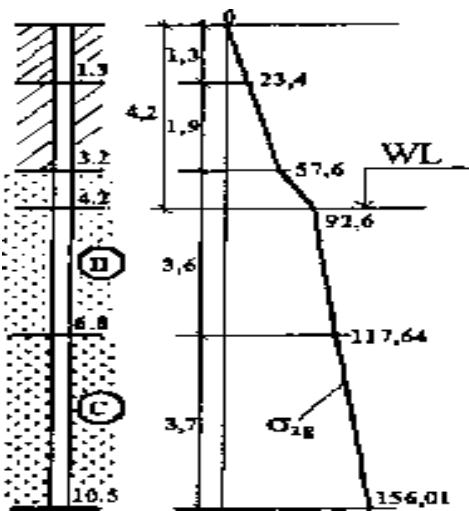
На поверхности земли дополнительная пригрузка отсутствует, поэтому напряжение $\sigma_1 = 0$.

Напряжение на границе между первым и вторым слоями грунта определяем как сумму напряжений σ_1 и от собственного веса грунта первого слоя (см. формулу (7.1)):

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_1 \cdot h = 0 + 18 \cdot 1,3 = 23,4 \text{ кПа.}$$

Напряжение на уровне подземных вод определяем как сумму напряжений σ_2 и от собственного веса грунта второго слоя:

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \gamma_2 \cdot h_2 = 23,4 + 18 \cdot 1,9 = 23,4 + 34,2 = 57,6 \text{ кПа.}$$



Напряжение на границе между вторым слоем и уровнем грунтовых вод определяем как сумму напряжений σ_3 и на расстоянии от его кровли второго до уровня подземных вод от собственного веса грунта второго слоя:

$$\begin{aligned} \sigma_4 &= \sigma_3 + \gamma_3 \cdot (h_6 - (h_1 - h_2)) = \\ &= 57,6 + 17 \cdot (4,2 - (1,3 + 1,9)) = 92,6 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Напряжение на границе между третьим и четвертым слоями грунта определяем как сумму напряжений σ_4 и на расстоянии от уровня подземных вод до подошвы слоя от собственного веса грунта третьего слоя, при этом учитываем взвешивающее действие воды на частицы грунта третьего слоя:

$$\begin{aligned} \sigma_5 &= \sigma_4 + \gamma_{sb3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 - h_w) + \gamma_{sb3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 - h_w) + \gamma_{sb3} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 - h_w) = \\ &= 92,6 + 9,63 \cdot (1,3 + 1,9 + 3,6 - 4,2) = 92,6 + 25,04 = 117,64 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

На уровне нижней границы скважины напряжение определяем как сумму напряжений σ_5 и от собственного веса грунта четвертого слоя при этом учитываем взвешивающее действие воды на частицы грунта четвертого слоя:

$$\sigma_6 = \sigma_5 + \gamma_{sb4} \cdot h_4 = 117,64 + 10,37 \cdot 3,7 = 156,01 \text{ кПа.}$$

8 Практическая работа № 7. Определение напряжений в грунтовом массиве от действия сосредоточенных сил

Когда к горизонтальной поверхности массива грунта приложено несколько сосредоточенных сил $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$, величины вертикальных составляющих напряжений σ_z в любой точке массива грунта можно определить с использованием зависимости

$$\sigma_{zi} = \frac{\sum k_i P_i}{z_i^2}, \quad (8.1)$$

где k_i – коэффициент, являющийся функцией отношения r_i/z_i (таблица А.3);

z_i – глубина рассматриваемой точки от плоскости приложения сосредоточенной силы P_i .

Практическое задание

К горизонтальной поверхности массива грунта в одном створе приложены три вертикальные сосредоточенные силы P_1, P_2, P_3 , расстояние между осями действия сил r_1 и r_2 . Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z, σ от совместного действия сосредоточенных сил в точках массива грунта, расположенных в плоскости действия сил:

– по вертикали I-I, проходящей через точку приложения силы P_2 ;

– по горизонтали II-II, проходящей на расстоянии z от поверхности массива грунта.

Точки по вертикали расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 4,0; 6,0 м. Точки по горизонтали расположить вправо и влево от оси действия силы P_2 на расстоянии 0; 1,0; 3,0 м.

По вычисленным напряжениям и заданным осям построить эпюры распределения напряжений σ_z . Схема к расчету представлена на рисунке 8.1.

Исходные данные приведены в таблице 8.1.

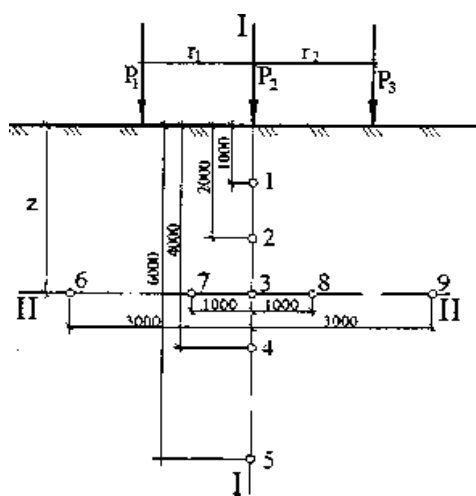


Рисунок 8.1 – Схема к расчету напряжений в грунте

Таблица 8.1 – Исходные данные к практическому заданию

Номер варианта	P_1 , кН	P_2 , кН	P_3 , кН	z , м	r_1 , м	r_2 , м
1	2	3	4	5	7	8
1	1200	800	1400	3,00	1,0	2,00
2	1200	800	1200	2,50	2,0	2,00
3	1900	600	1300	2,00	3,0	1,00
4	1300	500	1500	3,00	3,0	2,00
5	1100	700	1800	2,00	2,0	3,00
6	1800	800	1600	1,50	3,0	2,00
7	1000	600	1100	2,00	1,0	1,00
8	1800	800	1400	3,00	3,0	1,00
9	1500	700	1900	2,50	2,0	3,00
10	1300	600	1300	2,00	2,0	2,00
11	1900	500	1500	1,5	3,0	2,0
12	1500	400	1200	2,5	1,0	2,0
13	1600	700	1000	2,0	3,0	1,0
14	1800	900	1700	3,0	2,0	3,0
15	2000	400	1500	3,5	2,0	3,0

При построении расчетной схемы и эпюр напряжений следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб напряжений 0,05 МПа в 1 см.

Пример (все данные взяты для примера). Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z от совместного действия сосредоточенных сил в точках массива грунта, расположенных в плоскости действия сил. $P_1 = 1100$ кН, $P_2 = 700$ кН, $P_3 = 1800$ кН, $r_1 = 2$ м, $r_2 = 3$ м, $z = 3$ м.

Значения k берем из таблицы А.3 в соответствии с отношением r_i/z_i .

Определяем напряжения в точках, расположенных по вертикали I–I.

Точка 1. $z = 1$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,0085 \frac{1100}{1^2} + 0,4775 \frac{700}{1^2} + 0,0015 \frac{1800}{1^2} = 346 \text{ кПа} = 0,346 \text{ МПа.}$$

Точка 2. $z = 2$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,0844 \frac{1100}{2^2} + 0,4775 \frac{700}{2^2} + 0,0251 \frac{1800}{2^2} = 118 \text{ кПа} = 0,118 \text{ МПа.}$$

Точка 3. $z = 3$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,1889 \frac{1100}{3^2} + 0,4775 \frac{700}{3^2} + 0,0844 \frac{1800}{3^2} = 77,1 \text{ кПа} = 0,077 \text{ МПа.}$$

Точка 4. $z = 4$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,2733 \frac{1100}{4^2} + 0,4775 \frac{700}{4^2} + 0,1565 \frac{1800}{4^2} = 57,3 \text{ кПа} = 0,057 \text{ МПа.}$$

Точка 5. $z = 6$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,3687 \frac{1100}{6^2} + 0,4775 \frac{700}{6^2} + 0,2733 \frac{1800}{6^2} = 34,2 \text{ кПа} = 0,034 \text{ МПа.}$$

Определяем напряжения в точках, расположенных по горизонтали II–II.

Точка 6. $z = 3$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,3687 \frac{1100}{3^2} + 0,0844 \frac{700}{3^2} + 0,0085 \frac{1800}{3^2} = 53,3 \text{ кПа} = 0,053 \text{ МПа.}$$

Точка 7. $z = 3$ м.

$$\sigma_{z1} = 0,3687 \frac{1100}{3^2} + 0,3687 \frac{700}{3^2} + 0,0374 \frac{1800}{3^2} = 81,2 \text{ кПа} = 0,081 \text{ МПа.}$$

Точка 8. $z = 3$ м.

$$\begin{aligned} \sigma_{z1} &= 0,0844 \frac{1100}{3^2} + 0,3687 \frac{700}{3^2} + \\ &+ 0,1889 \frac{1800}{3^2} = 76,7 \text{ кПа} = 0,077 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Точка 9. $z = 3$ м.

$$\begin{aligned} \sigma_{z1} &= 0,0171 \frac{1100}{3^2} + 0,0844 \frac{700}{3^2} + \\ &+ 0,4775 \frac{1800}{3^2} = 104 \text{ кПа} = 0,104 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

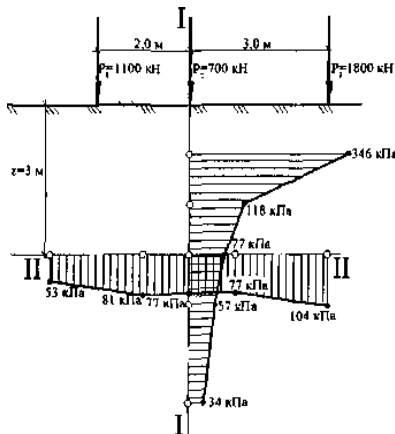


Рисунок 8.2 – Эпюры напряжений

По полученным значениям напряжений строим эпюры распределения напряжений по соответствующим точкам (рисунок 8.2).

9 Практическая работа № 8. Распределение напряжений в грунтовом массиве от действия распределенной полосообразной нагрузки

Для случая действия на поверхности массива грунта нагрузки, распределенной в пределах гибкой полосы по трапециевидной эпюре, величину вертикального сжимающего напряжения в заданной точке массива грунта определяют путем суммирования напряжений от прямоугольного и треугольного элементов эпюры внешней нагрузки.

Вертикальные напряжения σ_z , возникающие от действия полосообразной равномерно распределенной нагрузки (прямоугольный элемент эпюры внешней нагрузки), определяют по формуле

$$\sigma_z = k_z \cdot p, \quad (9.1)$$

где k_z – коэффициент, определяемый в зависимости от величины относительных координат z/b и y/b (см. таблицу А.3);

p – вертикальная равномерно распределенная нагрузка.

Вертикальные напряжения σ_z , возникающие от действия полосообразной неравномерной нагрузки, распределенной по закону треугольника (треугольный элемент эпюры внешней нагрузки), вычисляют по формуле

$$\sigma_z = k'_z \cdot p, \quad (9.2)$$

где k'_z – коэффициент, определяемый в зависимости от величины относительных координат z/b и y/b (таблица А.4);

p – наибольшая ордината треугольной нагрузки.

Практическое задание

К горизонтальной поверхности массива грунта приложена нагрузка, распределенная в пределах гибкой полосы (ширина полосы b) по закону трапеции от P_1 до P_2 . Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z в точках массива грунта для заданной вертикали, проходящей через одну из точек (M_1, M_2, M_3, M_4, M_5) загруженной полосы и горизонтали, расположенной на расстоянии z от поверхности. Точки по вертикали расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 4,0; 6,0 м. Точки по горизонтали расположить вправо и влево от середины загруженной полосы на расстоянии 0; 1,0; 3,0 м. По вычисленным напряжениям построить эпюры распределения напряжений σ_z . Исходные данные приведены в таблицах 9.1 и 9.2. Схема к расчету представлена на рисунке 9.1. При построении расчетной схемы и эпюр напряжений следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб напряжений 0,05 МПа в 1 см.

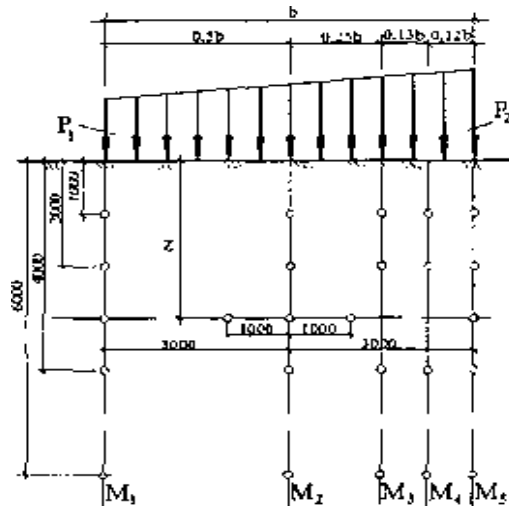


Рисунок 9.1 – Схема к расчету напряжений в грунте

Таблица 9.1 – Исходные данные к заданию

Номер варианта	b , м	P_1 , МПа	P_2 , МПа	z , м	Номер варианта	b , м	P_1 , МПа	P_2 , МПа	z , м
1, 16	3,00	0,12	0,22	1,0	9, 24	4,00	0,13	0,23	2,0
2, 17	5,00	0,18	0,28	3,0	10, 25	3,00	0,21	0,31	1,0
3, 18	4,00	0,22	0,32	2,0	11, 26	3,50	0,19	0,25	2,5
4, 19	5,00	0,26	0,36	2,0	12, 27	5,00	0,24	0,34	1,5
5, 20	6,00	0,14	0,24	4,0	13, 28	6,50	0,21	0,31	3,5
6, 21	4,00	0,16	0,26	2,0	14, 29	4,00	0,19	0,27	2,0
7, 22	6,00	0,24	0,34	3,0	15, 30	7,00	0,31	0,40	4,0
8, 23	5,00	0,15	0,25	4,0					

Таблица 9.2 – Исходные данные

Номер варианта	Расчетная вертикаль	Номер варианта	Расчетная вертикаль	Номер варианта	Расчетная вертикаль	Номер варианта	Расчетная вертикаль	Номер варианта	Расчетная вертикаль
1	M_1	7	M_4	13	M_4	19	M_2	25	M_5
2	M_2	8	M_3	14	M_5	20	M_1	26	M_5
3	M_3	9	M_2	15	M_4	21	M_3	27	M_4
4	M_4	10	M_1	16	M_2	22	M_2	28	M_2
5	M_5	11	M_3	17	M_1	23	M_1	29	M_1
6	M_5	12	M_2	18	M_4	24	M_3	30	M_1

Пример (все данные взяты для примера) – Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z в точках массива грунта для заданной вертикали, проходящей через точку M_5 загруженной полосы и горизонтали, расположенной на расстоянии $z = 4,0$ м от поверхности. Исходные данные: $b = 6,0$ м, $P_1 = 0,14$ МПа, $P_2 = 0,24$ МПа.

При расчете вертикальных напряжений равномерно распределенную нагрузку принимаем $P = P_1 = 0,14$ МПа, при этом наибольшая ордината треугольной нагрузки $P' = P_2 - P_1 = 0,24 - 0,14 = 0,1$ МПа. Начало координат для равномерно распределенной нагрузки находится в середине полосы нагруже-

ния, а начало координат для неравномерно распределенной нагрузки находится с краю полосы нагружения, где значение треугольной нагрузки равно нулю.

Вычисляем напряжения в расчетных точках.

Точка 1.

$$z = 1 \text{ м}, y = 3 \text{ м}, b = 6 \text{ м}, z/b = 1/6 = 0,17, y/b = 3/6 = 0,5, k_z = 0,5.$$

$$z' = 1 \text{ м}, y' = 3 \text{ м}, b = 6 \text{ м}, z'/b = 1/6 = 0,17, y'/b = 6/6 = 1, k'_z = 0,448.$$

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,5 \cdot 0,14 + 0,448 \cdot 0,1 = 0,115 \text{ МПа}.$$

Точка 2. $k_z = 0,495$; $k'_z = 0,401$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,495 \cdot 0,14 + 0,401 \cdot 0,1 = 0,11 \text{ МПа}.$$

Точка 3. $k_z = 0,46$; $k'_z = 0,312$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,46 \cdot 0,14 + 0,312 \cdot 0,1 = 0,096 \text{ МПа}.$$

Точка 4. $k_z = 0,41$; $k'_z = 0,241$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,41 \cdot 0,14 + 0,241 \cdot 0,1 = 0,082 \text{ МПа}.$$

Точка 5. $k_z = 0,46$; $k'_z = 0,145$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,46 \cdot 0,14 + 0,145 \cdot 0,1 = 0,079 \text{ МПа}.$$

Точка 6. $k_z = 0,673$; $k'_z = 0,287$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,673 \cdot 0,14 + 0,287 \cdot 0,1 = 0,123 \text{ МПа}.$$

Точка 7. $k_z = 0,717$; $k'_z = 0,359$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,717 \cdot 0,14 + 0,359 \cdot 0,1 = 0,136 \text{ МПа}.$$

Точка 8. $k_z = 0,673$; $k'_z = 0,386$.

$$\sigma_z = k_z \cdot P + k'_z \cdot P = 0,673 \cdot 0,14 + 0,386 \cdot 0,1 = 0,133 \text{ МПа}.$$

По полученным значениям строим эпюры распределения напряжений (рисунок 9.2).

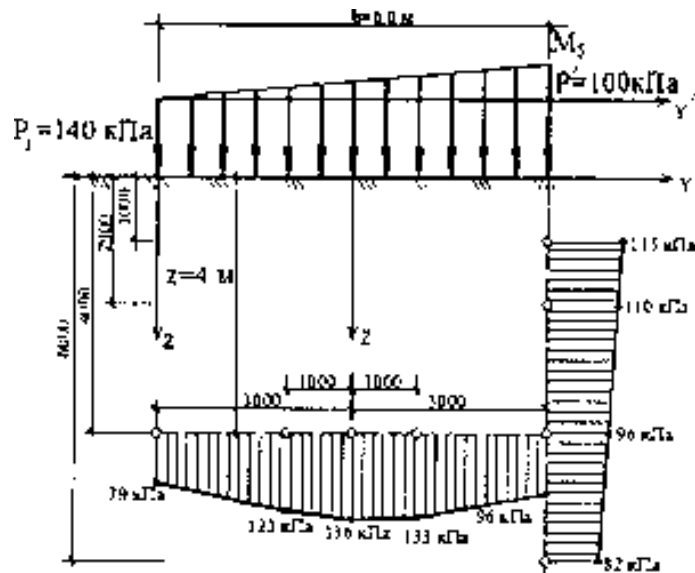


Рисунок 9.2 – Эпюры напряжений

10 Практическая работа № 9. Теория предельного напряженного состояния грунтовых массивов

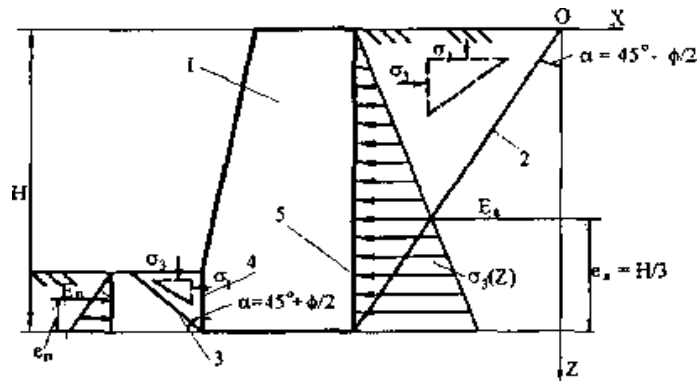
10.1 Определение устойчивости подпорной стенки

Расчет подпорных стенок проводится в соответствии с [7, 8].

Собственный вес стенки подсчитывают по назначенным размерам стенки.

Вертикальное давление грунта, находящегося на горизонтальных плитах (фундаментной и, если есть, разгрузочной), определяют в соответствии с принятыми размерами стенки. Горизонтальное давление грунта рассчитывают по правилам теории давления сыпучих тел.

Давление грунтов на подпорные сооружения определяют на базе теории предельно напряженного состояния грунтов (рисунок 10.1). Давление грунта называют *активным*, если подпорная стенка сдвигается или поворачивается по направлению от грунта, в противном случае, – *пассивным*.



1 – подпорная стенка; 2 – площадь сдвига удерживающей призмы обрушения при активном давлении; 3 – площадь сдвига удерживающей призмы обрушения при пассивном давлении; 4 – передняя грань подпорной стенки; 5 – задняя грань подпорной стенки

Рисунок 10.1 – Схема к расчету давления грунта на подпорную стенку

Равнодействующая E_a активного давления грунта

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot \frac{c^2}{\gamma}, \quad (10.1)$$

где H – высота подпорной стенки, м.

Равнодействующая E_n пассивного давления грунта

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_{\text{загл}}^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot h_{\text{загл}} \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (10.2)$$

где $h_{\text{загл}}$ – заглубление фундамента подпорной стенки, м.

Точка приложения E_a находится от подошвы фундамента подпорной стенки на расстоянии:

$$E_a = \frac{1}{3}(H - h_c), \quad (10.3)$$

где h_c – высота верхней части стенки, не воспринимающей давление грунта, м;

$$h_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}. \quad (10.4)$$

Точка приложения E_n находится на расстоянии e_n от подошвы фундамента подпорной стенки:

$$E_n = \frac{h_{загл}}{3} \cdot \frac{a + 2d}{a + d}, \quad (10.5)$$

где a – величина пассивного давления грунта в уровне подошвы фундамента при $z = h_{загл}$;

d – величина пассивного давления грунта в уровне обреза фундамента при $z = 0$.

Горизонтальное давление на стенку от временной нагрузки

$$P_b = \gamma_f \cdot q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (10.6)$$

где γ_f – коэффициент надежности нагрузки к временной равномерно распределенной нагрузке, $\gamma_f = 1,2$.

Равнодействующая горизонтального давления от временной нагрузки равномерно распределенной нагрузки на вертикальную заднюю грань стенки приложена в центре тяжести прямоугольной эпюры давления, равна площади этой эпюры и определяется (из расчета на единицу длины стенки) по формуле

$$E_b = p_b \cdot H. \quad (10.7)$$

Устойчивость конструкции на опрокидывание рассчитывают по формуле

$$M_i \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot M_z, \quad (10.8)$$

где M_i – момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота конструкции, который проходит через крайние точки опирания;

m – коэффициент условий работы, который принят для конструкций на нескальных грунтах – 0,8;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, который при расчетах в стадии постоянной эксплуатации равен 1,1;

M_z – момент удерживающих сил относительно оси возможного поворота конструкции.

К опрокидывающим силам относят давление активного грунта, давление от нагрузки на внешнюю поверхность грунта и давление от грунтовой воды в засыпке. Эти силы приложены к задней поверхности стенки. Остальные силы являются удерживающими.

Устойчивость конструкции против смещения рассчитывают по формуле

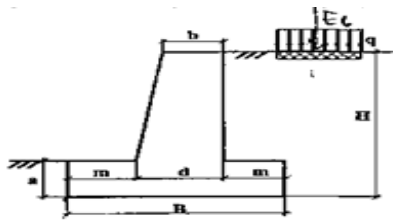
$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot Q, \quad (10.9)$$

где Q_r – смещающая сила;

Q_z – удерживающая сила;

m – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9;

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1.



Практическое задание

Определить устойчивость подпорной стенки. Исходные данные для расчета приведены в таблицах 10.1 и 10.2. Геометрические размеры подпорной стенки представлены на рисунке 10.2.

Рисунок 10.2 – Геометрические размеры подпорной стенки

Таблица 10.1 – Размеры и материалы подпорной стенки

Номер варианта	b , м	B , м	a , м	d , м	ρ , г/см ³	Материал подпорной стенки	H , м
1, 16	0,9	2,2	1,2	1,0	2,7	Кладка из гранитного камня	6,2
2, 17	0,7	2,4	1,3	1,1	2,4	Кладка из песчаника	4,4
3, 18	0,6	2,6	1,5	1,2	2,2	Кладка из известняка	5,0
4, 19	0,8	2,8	1,6	1,4	1,8	Кирпичная кладка	4,5
5, 20	0,7	3,0	1,7	1,6	2,4	Бутовая кладка из гранита	5,5
6, 21	0,6	3,2	2,1	1,8	2,4	Бутовая кладка из базальта	6,5
7, 22	0,8	3,4	2,3	2,0	2,2	Бутовая кладка из песчаника	7,0
8, 23	0,5	3,6	1,5	2,2	2,2	Бутовая кладка из кварцита	4,6
9, 24	0,6	3,8	1,6	2,4	2,4	Бутовая кладка из гранита	4,5
10, 25	0,8	4,0	1,7	2,5	1,8	Кирпичная кладка	5,0
11, 26	0,4	2,1	2,1	2,0	2,4	Цементобетон	6,2
12, 27	0,9	2,3	2,1	2,1	2,4	Кладка из песчаника	6,4
13, 28	0,7	2,5	2,2	2,0	2,2	Кладка из известняка	6,6
14, 29	0,8	2,7	2,6	2,0	1,8	Кирпичная кладка	7,1
15, 30	0,7	2,9	2,5	2,2	2,4	Бутовая кладка из базальта	7,4

Таблица 10.2 – Варианты вида подпорной стенки

Номер варианта	Вид подпорной стенки	Номер варианта	Вид подпорной стенки
1–7		16–23	
8–15		24–30	

Пример (все данные взяты для примера). Исходные данные примера расчета приведены в таблицах 10.3 и 10.4.

Таблица 10.3 – Исходные данные грунтов для примера

Грунт засыпки		Грунт основания			q , кПа
γ , кН/м ³	φ , град	γ , кН/м ³	φ , град	c , кПа	
20,7	17	20,0	18	27	195

Таблица 10.4 – Исходные данные подпорной стенки для примера

b , м	B , м	H , м	a , м	d , м	ρ , г/см ³	Материал подпорной стенки
0,4	2,0	3,0	1,2	0,9	2,4	Цементобетон

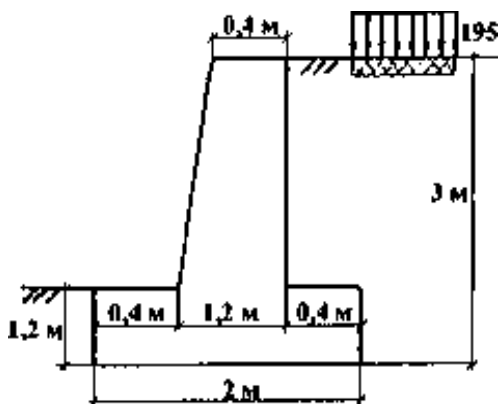


Рисунок 10.3 – Схема к расчету подпорной стенки

Рассчитать устойчивость подпорной стенки, изображенной на рисунке 10.3.

Равнодействующая горизонтального активного давления от собственного веса грунта засыпки на фиктивную вертикальную грань рассчитывается по формуле (10.1):

$$E_a = 1/2 \cdot 20,7 \cdot 3^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 17/2) = 4,5 \times 20,7 \cdot 0,55 = 51 \text{ кН.}$$

Точку приложения E_a получаем по (10.3) и (10.4): $h_c = 0$, $e_a = 3/3 = 1$ м.

Равнодействующая E_n пассивного давления грунта определяется по формуле (10.2):

$$E_n = 1/2 \cdot 20,0 \cdot 1,2^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + 18/2) + 2 \cdot 27 \cdot 1,2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + 18/2) = 27,28 + 89,1 = 116,46 \text{ кН.}$$

Точка приложения e_n определяется по формуле (10.5): $e_n = 1,2 / 3 = 0,4$ м.

Давление от временной равномерно распределенной нагрузки на вертикальную заднюю грань стенки определяем по формуле (10.6):

$$E_b = 1,2 \cdot 195 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - 17/2) \cdot 3 = 387,4 \text{ кН; } e_b = H/2 = 3/2 = 1,5 \text{ м.}$$

Определяем вес частей стенки (рисунок 10.4) (причем к ним будет от-

носиться также грунт между фиктивной и фактической задними гранями стенки).

Так как стенка из цементобетона, плотность материала $\rho_c = 2,4 \text{ т/м}^3$, а коэффициент надежности по нагрузке для силы собственного веса $\gamma_f = 0,9$.

Расчет проводится на 1 м длины.

Вес фундамента стенки

$$G_1 = B \cdot a \cdot \rho_c \cdot g \cdot \gamma_f = \\ = 2 \cdot 1,2 \cdot 2,4 \cdot 9,8 \cdot 0,9 = 50,8 \text{ кН.}$$

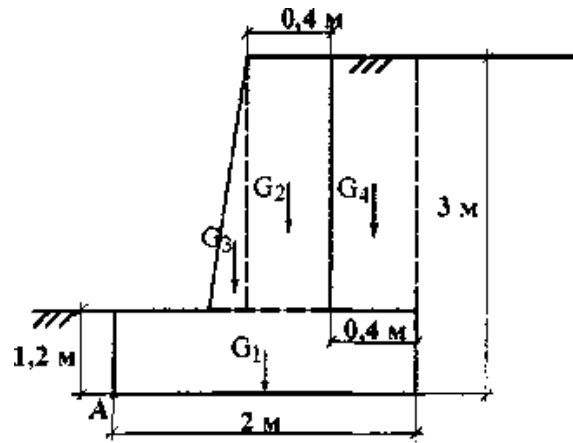


Рисунок 10.4 – Схема для расчета веса частей стенки

Вес прямоугольной части стенки, которая находится выше от обреза фундамента:

$$G_2 = b \cdot (H - a) \cdot \rho_c \cdot g \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot (3 - 1,2) \cdot 2,4 \cdot 9,8 \cdot 0,9 = 15,2 \text{ кН.}$$

Вес треугольной части стенки, которая находится выше от обреза фундамента:

$$G_3 = 0,5 \cdot (d - b) \cdot (H - a) \cdot \rho_c \cdot g \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot (1,2 - 0,4) \cdot (3 - 1,2) \cdot 2,4 \cdot 9,8 \cdot 0,9 = 15,2 \text{ кН.}$$

Вес прямоугольной части грунта между фиктивной и фактической гранями с учетом удельного веса грунта засыпки γ

$$G_4 = m \cdot (H - a) \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot (3 - 1,2) \cdot 20,7 \cdot 0,9 = 13,4 \text{ кН.}$$

Плечи сил G_i , относительно точки A (см. рисунок 10.4):

$$X_1 = 0,5 \cdot B = 0,5 \cdot 2 = 1 \text{ м;}$$

$$X_2 = m + (d - b) + 0,5 \cdot b = 0,4 + (1,2 - 0,4) + 0,5 \cdot 0,4 = 1,4 \text{ м;}$$

$$X_3 = m + (d - b)/3 = 0,4 + (1,2 - 0,4)/3 = 0,67 \text{ м;}$$

$$X_4 = m + d + m/2 = 0,4 + 1,2 + 0,4/2 = 1,8 \text{ м.}$$

Проверяем устойчивость стенки на опрокидывание относительно оси, которая проходит через точку A (см. рисунок 10.4) и перпендикулярна поперечному разрезу стенки. К опрокидывающим силам относятся E_a и E_b , которые стараются повернуть стенку относительно точки A против часовой стрелки. Момент сил:

$$M_i = E_a \cdot e_a + E_b \cdot e_b = 51 \cdot 1 + 387,4 \cdot 1,5 = 632,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

К удерживающим силам, которые стремятся повернуть стенку по часовой стрелке, относятся E_n , G_1 , G_2 , G_3 , G_4 . Момент сил относительно точки A :

$$M_z = E_n \cdot e_n + G_1 \cdot X_1 + G_2 \cdot X_2 + G_3 \cdot X_3 + G_4 \cdot X_4 = \\ = 116,46 \cdot 0,4 + 50,8 \cdot 1 + 15,2 \cdot 1,4 + 15,2 \cdot 0,67 + 13,4 \cdot 1,8 = 152,96 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Согласно формуле (10.8) $632,1 \leq 0,8 \cdot 152,96/1,1 = 111,24$ – условие не вы-

полняется.

Проверяем устойчивость стенки к сдвигу по подошве фундамента. К сдвигающим силам относятся E_a , E_b , E_n , которые стараются отодвинуть стенку от засыпки: $Q_r = 51 + 387,4 - 116,46 = 321,94$ кН.

К удерживающим от скольжения подошвы фундамента стенки по грунту силам относится сила трения, пропорциональная весу частей стенки. Коэффициент трения материала фундамента стенки по грунту речного русла $f = 0,3$ (таблица 10.5): $Q_z = f \cdot \sum G_i = 0,3 \cdot (50,8 + 15,2 + 15,2 + 13,4) = 28,34$ кН. $321,94 \leq 0,9 \cdot 28,34 / 1,1 = 23,19$ – условие не выполняется.

Таблица 10.5 – Коэффициент трения f кладки по грунту

Вид грунта	Значение коэффициента	Вид грунта	Значение коэффициента
Глины и скальные породы с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т. п.): во влажном состоянии в сухом состоянии	0,25 0,30	Суглинки и супеси	0,30
		Пески	0,40

Устойчивость против смещения стенки (см. формулу (10.9)) также не обеспечивается, т. к. удерживающая сила меньше смещающей.

Вывод: устойчивость стенки с данными размерами против опрокидывания и против смещения не обеспечена. Следовательно, размеры поперечного разреза стенки данной высоты должны быть изменены.

10.2 Расчет устойчивости грунтового откоса по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения

В проектной практике решения задач по устойчивости откосов широко распространены расчет по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

За коэффициент устойчивости откоса K_y принимают отношение момента сил, удерживающих откос от сдвига $M_{уд}$, к моменту сил, стремящихся сдвинуть откос $M_{сдв}$:

$$K_y = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{(\sum N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L) \cdot R}{\sum T_i \cdot R}, \quad (10.10)$$

где n – число отсеков, на которые разбивается призма скольжения;

N_i – нормальные составляющие от веса отсеков P_i , равные $P_i \cdot \cos \varphi_i$;

P_i – вес расчетного отсека;

φ_i – угол между направлением силы P_i и нормальной составляющей N_i ;

φ – угол внутреннего трения грунта откоса;

c – удельное сцепление грунта откоса;

L – длина дуги скольжения AC ;

R – радиус круглоцилиндрической дуги скольжения;

T_i – касательные составляющие от веса отсеков P_i , равные $P_i \cdot \sin \varphi$.

В зависимости от класса ответственности сооружения требуемая величина коэффициента запаса устойчивости $K_y = 1,25 \dots 1,80$ и регламентируется соответствующими типом и классом сооружения нормами.

Для откосов, сложенных однородной толщей грунтов, для определения координат X и Y центра O (центр наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения, для которой коэффициент устойчивости K_y получается минимальным) используется график λ_{cp} (рисунок А.1).

Вместе с тем, без большой погрешности формула (10.10) для определения коэффициента устойчивости откоса может быть записана в более простом виде при $\cos \varphi = 0,8$:

$$K_y = \frac{(0,8 \cdot \sum P_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L) \cdot R}{\sum P_i \cdot X_i}, \quad (10.11)$$

где X_i – плечо от линии действия веса расчетного отсека до центра вращения (рисунок 10.5).

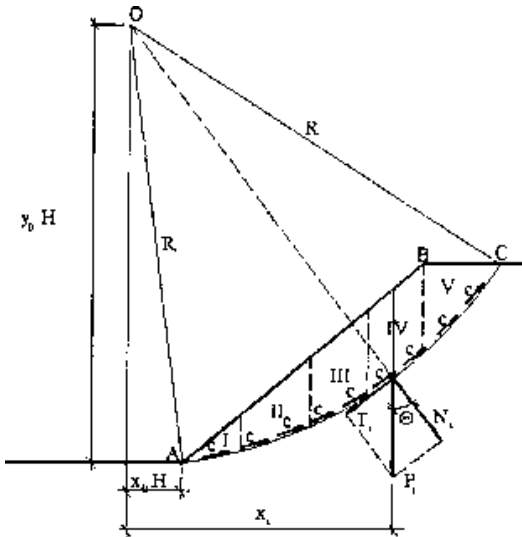


Рисунок 10.5 – Схема к расчету устойчивости откоса

Сдвигающий момент принимается для восходящей ветви кривой скольжения отрицательным, а для нисходящей ветви – положительным.

Радиус круглоцилиндрической дуги скольжения R , а также ширину и высоту отсеков допускается определять графически из расчетной схемы, выполненной в масштабе $M 1:100$.

Для расчета выделяют 1 п. м по длине откоса (перпендикулярно к плоскости чертежа).

Вес расчетного отсека определяется как произведение удельного веса грунта на объем отсека:

$$P_i = \gamma \cdot V_i = \gamma \cdot A_i \cdot 1 \text{ п. м}, \quad (10.12)$$

где A_i – площадь i -го отсека.

Практическое задание

Требуется определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости K_y грунтового откоса высотой H и с заложением откоса m .

Исходные данные приведены в таблице 10.6. Схема к задаче представлена на рисунке 10.5.

Таблица 10.6 – Исходные данные

Номер варианта	Высота грунтового откоса H , м	Заложение грунтового откоса m	Удельный вес грунта откоса и его основания γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта откоса и его основания φ , град	Удельное сцепление грунта откоса и его основания c , кПа
0	8,5	1,6	19,6	25	20
1	9,0	0,7	19,6	20	19
2	13,0	1,8	21,0	19	22
3	15,0	0,9	19,8	17	17
4	14,0	1,2	21,0	20	20
5	10,0	0,8	20,0	16	55
6	11,0	1,3	20,5	15	45
7	15,0	1,9	19,9	19	49
8	7,0	1,0	19,5	18	18
9	12,0	1,7	20,0	22	20
10	6,0	2,0	19,5	21	23
11	8,0	1,1	20,5	16	16
12	11,0	1,4	19,8	19	18
13	14,5	1,6	20,2	17	15
14	11,5	0,7	20,9	18	21
15	10,5	1,5	20,8	21	23
16	14,5	2,0	19,7	20	19
17	12,0	1,2	20,6	14	14
18	10,5	1,8	19,8	22	22

Пример (все данные взяты для примера) – Определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости K_y грунтового откоса высотой $H = 12$ м и с заложением откоса $m = 2$ м; угол внутреннего трения грунта $\varphi = 20^\circ$; удельное сцепление грунта $c = 10$ кПа; удельный вес грунта $\gamma = 18,4$ кН/м³. Определяем значение λ_{cp} (см. рисунок А.1).

$$\lambda_{cp} = \gamma \cdot H \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi}{c} = 18,4 \cdot 12 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ / 10 = 8.$$

Угол наклона грунтового откоса $\alpha = \operatorname{arctg}(1/m) = \operatorname{arctg}(1/2) = 27^\circ$. Для данных значений $\lambda_{cp} = 8$, $\alpha = 27^\circ$, определяем по графику λ_{cp} (см. рисунок А.1) определяем относительные координаты x_0 и y_0 центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения O : $x_0 = 0,45$, $y_0 = 1,8$.

Координаты центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения O :

$$x = x_0 \cdot H = 0,45 \cdot 12 = 5,4 \text{ м};$$

$$y = y_0 \cdot H = 1,8 \cdot 12 = 21,6 \text{ м}.$$

При этом $L = 30,3$ м, $R = 22,3$ м.

Сдвигающий момент $M_{сдв}$ для блоков 1 и 2 принимается отрицательным, т. к. они находятся на восходящей ветви кривой скольжения.

Выделяем для расчета 10 отсеков шириной не более 3,0 м каждый и далее расчет ведем в табличной форме (таблица 10.7).

Таблица 10.7 – Расчет устойчивости откоса

Номер отсека	Объем расчетного отсека V_i , м	Вес расчетного отсека P_i , кН	X_i , м	$P_i \cdot X_i$	K_y
1	3,1	57,04	-3,9	-222,5	1,18
2	6,5	119,6	-1,2	-143,5	
3	12,2	224,5	1,5	336,8	
4	15,3	281,5	4,5	1266,8	
5	17,3	318,3	7,5	2387,3	
6	17,9	329,4	10,5	3458,7	
7	16,5	303,6	13,5	4098,6	
8	8,3	152,7	15,9	2427,9	
9	6,1	112,2	17,7	1985,9	
10	2,1	38,6	19,35	746,9	
Итого		1937,4		16342,9	

Вывод: т. к. коэффициент устойчивости откоса $K_y = 1,18 < 1,2$, грунтовый откос является неустойчивым.

11 Практическая работа № 10. Определение осадки грунтов в пределах сжимающей толщи

Определение осадки методом послойного суммирования.

Для расчета осадки основания необходимо вычертить расчетную схему в соответствии с рисунком 11.1.

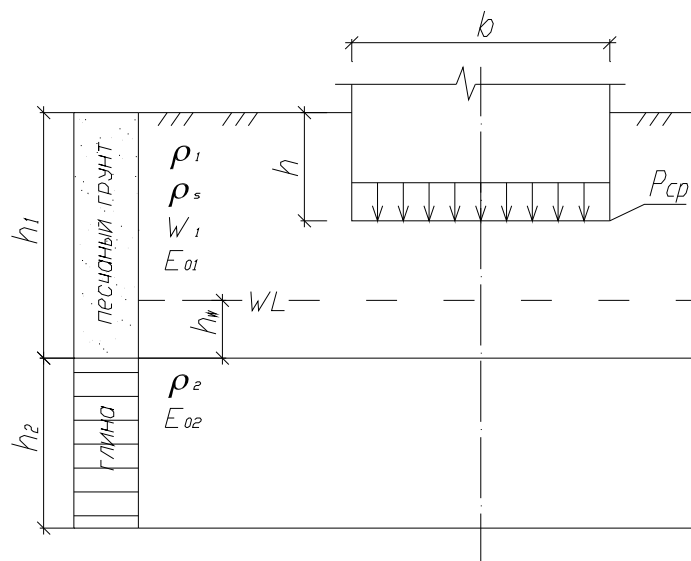


Рисунок 11.1 – Расчетная схема к определению осадки

Допустимое давление на грунт назначается из следующих условий:

1) область развития предельного равновесия (сдвигов) под подошвой фундамента по его краям не превышает $1/4$ ширины (т. е. соблюдается условие $p_m \leq R$);

2) осадка фундамента зависит только от вертикального давления по его оси.

Осадка s при использовании расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи H_c по методу послойного суммирования определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i,cp} h_i}{E_i}, \quad (11.1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i,cp}$ – среднее дополнительное (к природному) вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах рассматриваемого слоя;

$$\sigma_{zp,i,cp} = \frac{\sigma_{z_i} + \sigma_{z_{i-1}}}{2}; \quad (11.2)$$

σ_{z_i} – среднее вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса грунта, находящегося выше отметки подошвы фундамента, МПа;

h_i – толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толща грунта, м;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, МПа;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Разбиение сжимаемой толщи грунта на слои должно производиться согласно следующим требованиям:

– границы расчетных слоев должны совпадать с границами слоев грунта, слагающих основание строительной площадки, и уровнем грунтовых вод;

– мощность слоя h_i принимается не более $0,4 \cdot b$, где b – ширина подошвы фундамента.

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр, определяются по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha p_0, \quad (11.3)$$

где α – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по таблице 11.1 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$ (для промежуточных значений ξ и η коэффициенты α определяются линейной интерполяцией);

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа.

$$p_0 = p_m - p_{zg,0}, \quad (11.4)$$

где p_m – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, МПа;

$p_{zg.0}$ – вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта (при планировке срезкой-подсыпкой принимают $p_{zg.0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки – $p_{zg.0} = \gamma' d_n$, МПа);

γ' – удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МПа/м³;

d, d_n – глубина заложения подошвы фундамента от уровня планировки и поверхности природного рельефа соответственно, м.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной $z = H_c$; из условия при $b \leq 5$ м:

$$\sigma_{zp} = 0,2 \cdot p_{zg}. \quad (11.5)$$

Если в пределах глубины H_c , определенной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, толщина сжимаемого слоя принимается до верхней кровли этого грунта.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое слабого грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает за пределами указанной границы на глубине, не превышающей ширины фундамента b , найденное значение H_c увеличивается на толщину этого слоя, а за H_c принимается минимальное из значений, соответствующее подошве слабого слоя или глубине, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1p_{zg}$.

Таблица 11.1 – Коэффициент затухания напряжений α

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196

Окончание таблицы 11.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106
Примечание – b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента								

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии z от подошвы фундамента $p_{zg,i}$, МПа, определяется по формуле

$$p_{zg,i} = \gamma'_{II} d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II} h_i, \quad (11.6)$$

где γ'_{II} – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, МПа/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли, м;

γ_{II} – удельный вес i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента, МПа/м³;

h_i – толщина i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента, м.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды. При определении p_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Надежность основания фундамента по деформациям считается обеспеченной, если осадка фундаментов не превышает предельную осадку для рассматриваемого типа сооружения ($s \leq s_u$) [4].

Практическое задание

Равномерно распределенная полосообразная (ширина полосы b) нагрузка интенсивностью p_m приложена на глубине h от горизонтальной поверхности слоистой толщи грунтов. Определить по методу послойного суммирования с учетом только осевых сжимающих напряжений величину полной стабилизированной осадки грунтов в пределах сжимаемой толщи H_c . С поверхности залегают водопроницаемый грунт (мощность h_1 , плотность грунта ρ_1 , плотность частиц грунта ρ_{s1} , природная влажность w_1 , модуль общей деформации E_{01}), под-

стилаемый водонепроницаемой глиной (ρ_2, h_2, E_{02}). Уровень грунтовых вод расположен в слое песчаного грунта на расстоянии h_w от уровня подстилающего слоя.

Пример – Определить по методу послойного суммирования величину полной стабилизированной осадки грунтов в пределах сжимаемой толщи H_c .

Схема к расчету представлена на рисунке 11.2. Исходные данные приведены в таблице 11.2.

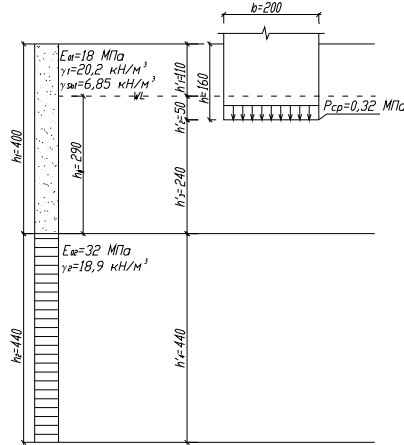


Рисунок 11.2 – Расчетная схема

Таблица 11.2 – Исходные данные

b , см	h , см	p_{cp} , МПа	h_1 , см	ρ_1 , г/см ³	ρ_{s1} , г/см ³	w_1 , %	E_{01} , МПа	h_1' , см	ρ_2 , г/см ³	E_{02} , МПа	h_w , см
200	160	0,32	400	2,02	2,66	13,3	18	440	1,89	32	290

На уровне грунтовых вод $\sigma_{zq0} = \gamma_1 \cdot h'_1 = 20,2 \cdot 1,1 = 22,22$ кПа;
 $0,2\sigma_{zq0} = 0,2 \cdot 22,22 = 4,44$ кПа.

Результаты расчетов отражаются на схеме (рисунок 11.3).

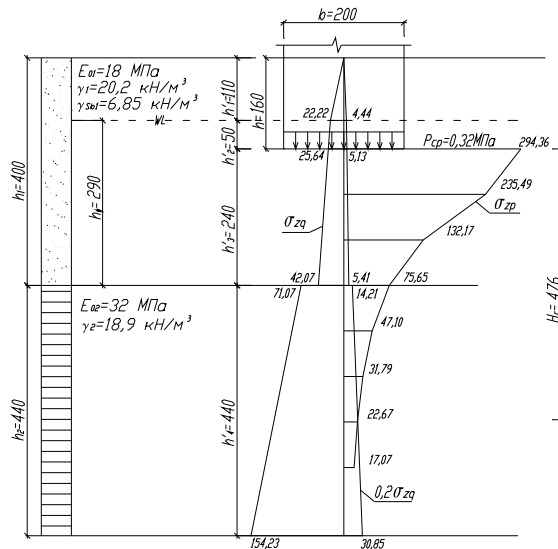


Рисунок 11.3 – Построение эпюры σ_{zqi} и $0,2\sigma_{zqi}$

На глубине h распределенной нагрузки с учетом взвешенного действия воды γ_{sbi}

$$\rho_d = \frac{2,02}{1 + 0,01 \cdot 13,3} = 1,78; \quad e = \frac{2,66}{1,78} - 1 = 0,49;$$

$$\sigma_{zq1} = \sigma_{zq0} + \frac{\gamma_1 - \gamma_w}{1 + e} \cdot h'_2 = 22,22 + \frac{20,2 - 10}{1 + 0,49} \cdot 0,5 = 25,64 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zq1} = 0,2 \cdot 25,64 = 5,13 \text{ кПа}.$$

На подошве песчаного грунта с учетом взвешенного действия воды γ_{sbi} :

$$\sigma_{zq2} = \sigma_{zq1} + \frac{\gamma_1 - \gamma_w}{1 + e} \cdot h'_3 = 25,64 + \frac{20,2 - 10}{1 + 0,49} \cdot 2,4 = 42,07 \text{ кПа};$$

$$0,2 \cdot \sigma_{zq2} = 0,2 \cdot 42,07 = 8,41 \text{ кПа}.$$

Так как ниже залегает глина, которая является водоупором, то необходимо учесть давление столба воды на глину:

$$\sigma_{zq3} = \sigma_{zq2} + \gamma_w \cdot h_w = 42,07 + 10 \cdot 2,9 = 71,07 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zq3} = 0,2 \cdot 71,07 = 14,21 \text{ кПа}.$$

На подошве глины

$$\sigma_{zq4} = \sigma_{zq3} + \gamma_2 \cdot h'_4 = 71,07 + 18,9 \cdot 4,4 = 154,23 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zq2} = 0,2 \cdot 154,23 = 30,85 \text{ кПа}.$$

Строим эпюры σ_{zqi} и $0,2\sigma_{zqi}$ (см. рисунок 11.3).

Дополнительное напряжение под подошвой распределенной нагрузки

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zq0} = 320 - 25,64 = 294,36 \text{ кПа}.$$

Толщину грунта ниже подошвы распределенной нагрузки разбивают на слои:

$$h_i \leq 0,4 \cdot b \leq 0,4 \cdot 2,0 = 0,8 \text{ м}.$$

Далее строим эпюру распределения дополнительных (к боковому) вертикальных напряжений в грунте (см. рисунок 11.3). Определяем осадку по методу послойного суммирования в пределах сжимаемой толщи $H_c = 4,76$ м, т. е. до точки пересечения эпюр $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zq}$. Вычисления сводим в таблицу 11.3.

Суммируется осадка в пределах сжимаемой толщи H_c (см. таблицу 11.3).

$$s = 0,00942 + 0,00654 + 0,00369 + 0,00123 + 0,00079 + 0,00054 = \\ = 0,02221 \text{ м} = 2,221 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}.$$

Следовательно, надежность основания фундамента по деформациям является обеспеченной.

Таблица 11.3 – К расчету осадки

Вид грунта	E , МПа	Толщина пласта грунта, м	γ_i или γ_{sbi} , кН/м ³	σ_{zq} , кПа	$0,2\sigma_{zq}$, кПа	h_i , м	z_i , м	ζ	α	σ_{zp} , кПа	s_i , м
Песчаный грунт	18	2,4	6,85	25,64	5,13	0	0	0	1	294,36	0
				31,12	6,22	0,8	0,8	0,8	0,8	235,49	0,00942
				36,6	7,32	0,8	1,6	1,6	0,449	132,17	0,00654
				42,08	8,42	0,8	2,4	2,4	0,257	75,65	0,00369
Глина	32	4,4	18,9	57,2	11,44	0,8	3,2	3,2	0,16	47,10	0,00123
				72,32	14,46	0,8	4	4	0,108	31,79	0,00079
				87,44	17,49	0,8	4,8	4,8	0,077	22,67	0,00054
				102,56	20,51	0,8	5,6	5,6	0,058	17,07	0,00040
				117,68	23,54	0,8	6,4	6,4	0,045	13,25	0,00030
				125,24	25,05	0,4	6,8	6,8	0,04	11,77	0,00013

Список литературы

1 **ТКП 45-5.01-67–2007 (02250)**. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 02.04.2007. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2008. – 136 с.

2 **СТБ 943–2007**. Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943–93; введ. 18.07.2007. – Минск: Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 20 с.

3 **ГОСТ 25100–2011**. Грунты. Классификация. – Взамен ГОСТ 25100–95; введ. 12.07.2012. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 38 с.

4 **СП 5.01.01–2023**. Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений. – Введ. 27.02.2023. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2023. – 150 с.

5 **ТКП 45-5.01-255–2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства. – Введ. 05.01.2012. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 32 с.

6 **СП 5.01.03–2023**. Свайные фундаменты. – Введ. 17.04.2023. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2023. – 149 с.

7 **СТБ 21.302–99**. Система проектной документации для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные требования к составлению и оформлению документации, условные графические обозначения. – Введ. 15.02.1999. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1999. – 59 с.

8 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий: учебно-методическое пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, М. В. Маркова. – Гомель: БелГУТ, 2018. – 85 с.

9 **Пойта, П. С.** Механика грунтов: учебное пособие / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Минск: Вышэйшая школа, 2019. – 280 с.

Окончание таблицы А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
16	ИГЭ 1	2,65	2,00	20,4	–	–	26,0	53,5	10,5	4,0	2,7	1,2	1,1	1,0
	ИГЭ 2	2,68	1,83	20,5	31,0	22,5	–	–	–	–	–	–	–	–
17	ИГЭ 1	2,69	2,08	20,0	–	–	4,0	51,9	39,0	2,8	1,0	1,0	0,3	–
	ИГЭ 2	2,76	1,88	20,0	47,0	22,0	–	–	–	–	–	–	–	–
18	ИГЭ 1	2,6	1,92	26,8	–	–	–	6,5	24,5	28,5	28,5	8,5	3,5	–
	ИГЭ 2	2,68	1,93	29,3	30,0	15,0	–	–	–	–	–	–	–	–
19	ИГЭ 1	2,64	2,06	20,7	–	–	12,0	13,6	27,0	25,0	12,0	7,0	3,4	–
	ИГЭ 2	2,7	1,82	23,0	28,0	18,0	–	–	–	–	–	–	–	–
20	ИГЭ 1	2,66	2,10	18,0	–	–	42,0	20,0	20,0	13,0	2,0	1,0	2,0	–
	ИГЭ 2	2,72	1,93	31,0	37,0	27,0	–	–	–	–	–	–	–	–
21	ИГЭ 1	2,71	1,67	10,2	–	–	–	10,0	21,2	35,4	29,2	4,2	–	–
	ИГЭ 2	2,7	2,1	20,0	21,0	15,0	–	–	–	–	–	–	–	–
22	ИГЭ 1	2,67	1,79	16,2	–	–	1,2	20,5	22,7	20,3	12,6	16,1	3,6	3,0
	ИГЭ 2	2,74	1,89	20,5	47,2	26,6	–	–	–	–	–	–	–	–
23	ИГЭ 1	2,7	1,92	12,9	–	–	1,2	18,0	19,0	45,0	13,3	2,0	0,9	0,6
	ИГЭ 2	2,71	1,91	19,8	28,9	19,6	–	–	–	–	–	–	–	–
24	ИГЭ 1	2,65	1,82	11,8	–	–	0,4	14,4	31,0	31,4	12,8	5,6	2,6	1,8
	ИГЭ 2	2,7	1,89	17,3	39,3	25,8	–	–	–	–	–	–	–	–
25	ИГЭ 1	2,6	1,92	26,8	–	–	–	6,5	24,5	28,5	28,5	8,5	3,5	–
	ИГЭ 2	2,68	1,93	29,3	30,0	15,0	–	–	–	–	–	–	–	–
26	ИГЭ 1	2,64	2,06	20,7	–	–	14,0	11,6	27,0	25,0	14,0	5,0	3,4	–
	ИГЭ 2	2,7	1,82	23,0	28,0	18,0	–	–	–	–	–	–	–	–
27	ИГЭ 1	2,66	2,10	18,0	–	–	44,0	20,0	18,0	13,0	2,0	1,0	2,0	–
	ИГЭ 2	2,72	1,93	31,0	37,0	27,0	–	–	–	–	–	–	–	–
28	ИГЭ 1	2,64	2,06	20,7	–	–	12,0	13,6	28,0	24,0	12,0	7,0	3,4	–
	ИГЭ 2	2,7	1,82	23,0	28,0	18,0	–	–	–	–	–	–	–	–
29	ИГЭ 1	2,66	2,10	18,0	–	–	42,0	21,0	20,0	12,0	2,0	1,0	2,0	–
	ИГЭ 2	2,72	1,93	31,0	37,0	27,0	–	–	–	–	–	–	–	–
30	ИГЭ 1	2,71	1,67	10,2	–	–	–	12,0	21,2	35,4	27,2	4,2	–	–
	ИГЭ 2	2,7	2,1	20,0	21,0	15,0	–	–	–	–	–	–	–	–

Таблица А.2 – Исходные данные

Номер варианта	b , см	h , см	P_{cp} , МПа	h_1 , см	ρ_1 , г/см ³	ρ_{s1} , г/см ³	W_1 , %	E_{01} , МПа	h_2 , см	ρ_2 , г/см ³	E_{02} , МПа	h_w , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	160	290	0,31	480	1,70	2,66	12	18	450	1,96	18	180
2	210	220	0,46	570	2,10	2,66	18	46	540	1,87	21	270
3	320	160	0,36	520	2,16	2,65	16	0	600	1,93	12	290
4	200	210	0,40	550	2,10	2,65	18	45	620	1,85	14	240
5	80	150	0,25	400	1,70	2,66	12	17	380	1,99	20	200
6	210	165	0,42	350	1,70	2,66	12	17	380	1,99	20	160
7	100	160	0,28	340	1,75	2,65	9,2	22	550	1,9	21	150
8	320	230	0,49	600	1,64	2,65	9,3	16	640	1,91	18	310
9	120	180	0,32	380	1,82	2,66	12,1	19	720	1,83	20	170

Окончание таблицы А.2

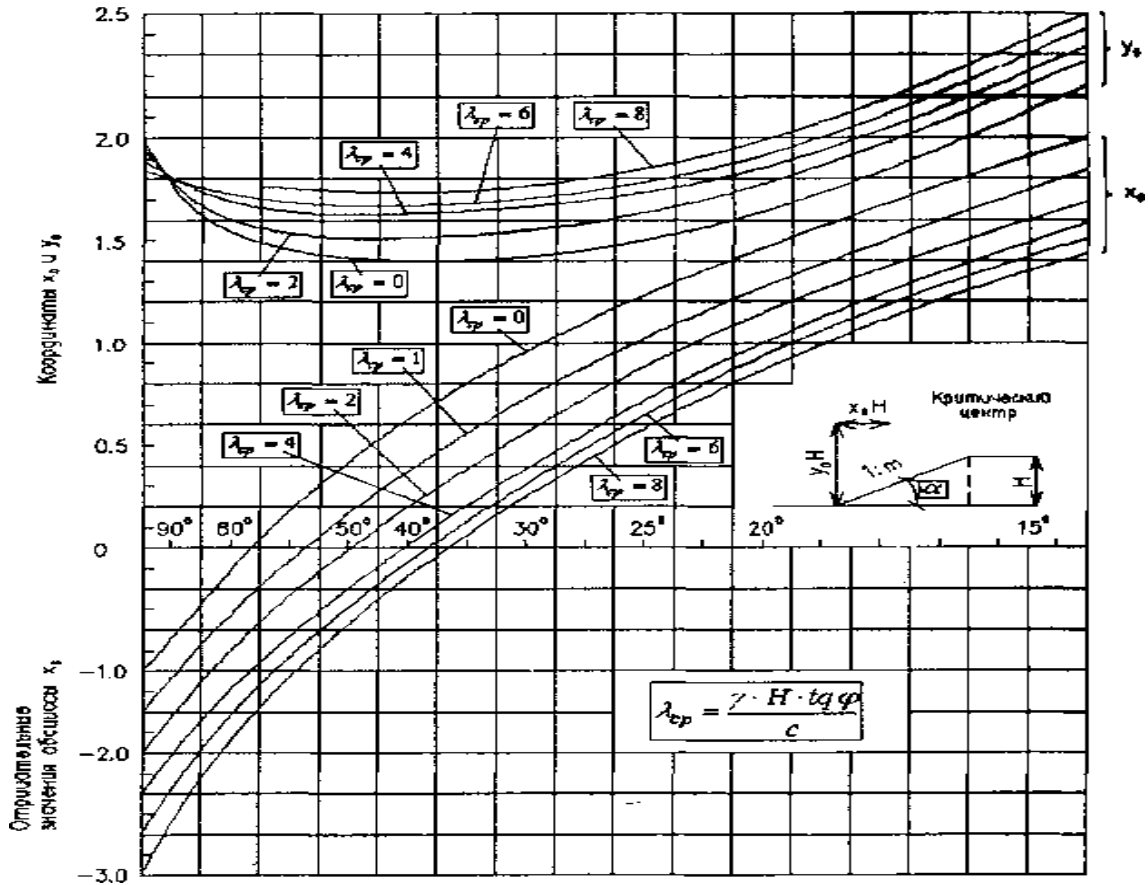
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
10	280	200	0,44	410	1,67	2,66	1,02	18	580	1,88	22	130
11	140	290	0,31	480	1,70	2,66	12	18	450	1,96	18	180
12	240	220	0,46	570	2,10	2,66	18	46	540	1,87	21	270
13	160	160	0,36	520	2,16	2,65	16	0	600	1,93	12	290
14	240	130	0,38	320	1,98	2,65	12,4	24	760	1,99	24	160
15	200	170	0,27	410	1,96	2,66	11,2	13	480	2,01	28	180
16	160	130	0,22	430	1,94	2,65	10,2	19	390	1,95	18	240
17	240	150	0,31	390	2,01	2,65	12,2	21	690	1,92	38	170
18	320	120	0,41	520	2,09	2,67	15,2	28	820	2,02	31	230
19	200	160	0,32	400	2,02	2,66	13,3	18	440	1,89	32	290
20	140	120	0,26	310	1,99	2,67	10,6	16	420	1,97	23	150
21	160	160	0,28	350	2,09	2,66	14,1	13	470	2,06	42	220
22	280	140	0,36	360	2,05	2,65	11,8	15	750	1,91	29	110
23	120	150	0,18	280	1,89	2,66	9,8	17	360	2,08	20	120
24	210	160	0,32	400	2,02	2,66	13,3	18	440	1,89	32	290
25	160	120	0,22	430	1,94	2,65	10,2	19	390	1,95	18	240
26	240	180	0,31	390	2,01	2,65	12,2	21	690	1,92	38	170
27	320	200	0,41	520	2,09	2,67	15,2	28	820	2,02	31	230
28	200	180	0,32	400	2,02	2,66	13,3	18	440	1,89	32	290
29	140	160	0,26	310	1,99	2,67	10,6	16	420	1,97	23	150
30	160	150	0,28	350	2,09	2,66	14,1	13	470	2,06	42	220

Таблица А.3 – Значения коэффициента k в зависимости от отношения r/z

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
0,01	0,4773	0,51	0,2679	1,01	0,0823	1,51	0,0245
0,02	0,4770	0,52	0,2625	1,02	0,0803	1,52	0,0240
0,03	0,4764	0,53	0,2571	1,03	0,0783	1,53	0,0234
0,04	0,4756	0,54	0,2518	1,04	0,0764	1,54	0,0229
0,05	0,4745	0,55	0,2466	1,05	0,0744	1,55	0,0224
0,06	0,4732	0,56	0,2414	1,06	0,0727	1,56	0,0219
0,07	0,4717	0,57	0,1663	1,07	0,0709	1,57	0,0214
0,08	0,4699	0,58	0,2313	1,08	0,0691	1,58	0,0209
0,09	0,4679	0,59	0,2263	1,09	0,0674	1,59	0,0204
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,60	0,0200
0,11	0,4633	0,61	0,2165	1,11	0,0641	1,61	0,0195
0,12	0,4607	0,62	0,2117	1,12	0,0626	1,62	0,0191
0,13	0,4579	0,63	0,2070	1,13	0,0610	1,63	0,0187
0,14	0,4548	0,64	0,2024	1,14	0,0595	1,64	0,0183
0,15	0,4516	0,65	0,1978	1,15	0,0581	1,65	0,0179
0,16	0,4482	0,66	0,1934	1,16	0,0567	1,66	0,0175
0,17	0,4446	0,67	0,1889	1,17	0,0553	1,67	0,0171
0,18	0,4409	0,68	0,1846	1,18	0,0539	1,68	0,0167
0,19	0,4370	0,69	0,1804	1,19	0,0526	1,69	0,0163
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,70	0,0160
0,21	0,4286	0,71	0,1721	1,21	0,0501	1,72	0,0153
0,22	0,4242	0,72	0,1681	1,22	0,0489	1,74	0,0147
0,23	0,4197	0,73	0,1641	1,23	0,0477	1,76	0,0141
0,24	0,4151	0,74	0,1603	1,24	0,0466	1,78	0,0135
0,25	0,4103	0,75	0,1565	1,25	0,0454	1,80	0,0129
0,26	0,4054	0,76	0,1527	1,26	0,0443	1,82	0,0124
0,27	0,4004	0,77	0,1491	1,27	0,0433	1,84	0,0119
0,28	0,3954	0,78	0,1455	1,28	0,0422	1,86	0,0114
0,29	0,3902	0,79	0,1420	1,29	0,0412	1,88	0,0109
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	1,90	0,0105
0,31	0,3796	0,81	0,1353	1,31	0,0393	1,92	0,0101
0,32	0,3742	0,82	0,1320	1,32	0,0384	1,94	0,0097
0,33	0,3687	0,83	0,1288	1,33	0,0374	1,96	0,0093
0,34	0,3632	0,84	0,1257	1,34	0,0365	1,98	0,0089
0,35	0,3577	0,85	0,1226	1,35	0,0357	2,00	0,0085
0,36	0,3521	0,86	0,1196	1,36	0,0348	2,10	0,0070
0,37	0,3465	0,87	0,1166	1,37	0,0340	2,20	0,0058
0,38	0,3408	0,88	0,1138	1,38	0,0332	2,30	0,0048
0,39	0,3351	0,89	0,1110	1,39	0,0324	2,40	0,0040
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	2,50	0,0034
0,41	0,3238	0,91	0,1057	1,41	0,0309	2,60	0,0029
0,42	0,3181	0,92	0,1031	1,42	0,0302	2,70	0,0024
0,43	0,3124	0,93	0,1005	1,43	0,0295	2,80	0,0021
0,44	0,3068	0,94	0,0981	1,44	0,0288	2,90	0,0017
0,45	0,3011	0,95	0,0956	1,45	0,0282	3,00	0,0015
0,46	0,2955	0,96	0,0933	1,46	0,0275	3,50	0,0007
0,47	0,2899	0,97	0,0910	1,47	0,0269	4,00	0,0004
0,48	0,2843	0,98	0,0887	1,48	0,0263	4,50	0,0002
0,49	0,2788	0,99	0,0865	1,49	0,0257	5,00	0,0001

Таблица А.4 – Значения коэффициента k_z' для определения величины сжимающих напряжении при треугольной нагрузке

z/b	Значение y/b										
	-1,50	-1,00	-0,50	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,000	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,04	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045



H – высота откоса; x_0 , y_0 – безразмерные величины, устанавливаемые по графику в зависимости от угла откоса α (определяется по заданному заложению откоса m) и λ_{cp}

Рисунок А.1 – График для определения координат x и y центра O , наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения с минимальным коэффициентом устойчивости K_y