

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Оренбургский государственный университет»

Л. А. Муртазина

ЗАДАЧНИК ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ

Учебное пособие

Рекомендовано ученым советом федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Оренбургский государственный университет» для обучающихся по образовательной программе высшего образования по направлению подготовки 08.03.01 Строительство

Оренбург
2019

УДК 624.131(075.8)
ББК 38.58я73
М91

Рецензент - кандидат технических наук, доцент И. С. Иванов

Муртазина Л.А.
М91 Задачник по механике грунтов: учебное пособие / Л. А. Муртазина ;
Оренбургский гос. ун-т. - Оренбург : ОГУ, 2019 – 137 с.
ISBN

В учебном пособии на конкретных примерах поясняется использование отдельных положений современной механики грунтов. Задачи приведены с подробными решениями. В каждом разделе есть краткие пояснения по условиям применения формул. Внимание уделено определению физических и механических свойств грунтов, оценке степени прочности и устойчивости оснований, нахождению осадок сооружений и другим вопросам.

Учебное пособие предназначено для обучающихся направления подготовки 08.03.01 Строительство

УДК 624.131(075.8)
ББК 38.58я73

ISBN

© Муртазина Л. А., 2019
© ОГУ, 2019

Содержание

Введение	4
1 Классификация грунтов	5
2 Физические свойства грунтов	11
3 Механические свойства грунтов	28
3.1 Сжимаемость грунтов	28
3.2 Водопроницаемость грунтов	42
3.3 Сопротивление грунта сдвигу	46
4 Напряжения в грунтовом массиве	54
4.1 Распределение напряжений от сосредоточенной силы	54
4.2 Напряжения от равномерно-распределенной нагрузки по прямоугольной площади	57
4.3 Определение напряжений методом угловых точек (метод Польшина)	61
4.4 Распределение напряжений от полосовой нагрузки (плоская задача)	64
4.5 Напряжения от собственного веса грунта (природные)	71
5 Теория предельного равновесия	76
5.1 Начальное критическое давление	76
5.2 Предельное критическое давление	78
5.3 Оценка влияния различных факторов на начальную и предельную критические нагрузки на грунт	81
5.4 Расчетное сопротивление грунта основания	87
6 Давление грунта на подпорную стенку	94
7 Расчет осадок оснований сооружений	99
7.1 Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (сплошная задача)	99
7.2 Метод элементарного послойного суммирования	101
7.3 Метод эквивалентного слоя	107
7.4 Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины	113
(метод Егорова)	113
Список использованных источников	118
Приложение А	119
Приложение Б	131

Введение

Настоящее учебное пособие составлено в помощь студентам, обучающимся по образовательной программе высшего образования по направлению 08.03.01 Строительство, изучающим курс «Механика грунтов». Приведенные решения практических задач позволяют лучше понять и усвоить принципиальные положения курса и нормативных документов и развить основы практического использования наиболее распространенных формул механики грунтов, применяемых при проектировании фундаментов.

В учебном пособии приводятся краткие положения к решению задач по отдельным разделам курса (более подробные пояснения можно найти в учебниках по курсу), расчетные формулы для определения характеристик и примеры решения задач.

1 Классификация грунтов

Существует несколько классификаций грунтов по гранулометрическому составу. Однако как классификационный признак гранулометрический состав потерял свое значение. ГОСТ 25100-2011 "Грунты. Классификация" дает разделение (наименование) грунтов по гранулометрическому составу только для песков (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Содержание частиц в % по массе	Наименование песка
Масса частиц крупнее 2 мм составляет более 25 %	гравелистый
Масса частиц крупнее 0,5 мм составляет более 50 %	крупный
Масса частиц крупнее 0,25 мм составляет более 50 %	средней крупности
Масса частиц крупнее 0,1 мм составляет 75 % и более	мелкий
Масса частиц крупнее 0,1 мм составляет менее 75 %	пылеватый

Гранулометрический состав грунта в соответствии с ГОСТ 12536-2014. «Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава» следует определять по весовому содержанию в нем частиц различной крупности, выраженное в процентах, по отношению к весу сухой пробы грунта, взятой для анализа.

Частицы грунта, близкие по своим размерам, принято объединять в определенные группы, которые называют фракциями. Каждая фракция включает частицы, размер которых изменяется в определенных пределах:

- валун (окатанный), глыба (неокатанная) - более 200 мм;
- галька (окатанная), щебень (неокатанный) - от 200 до 10 мм;
- гравий (окатанный), дресва (неокатанный) - от 10 до 2 мм;
- песчаные - от 2 до 0,05 мм;
- пылеватые - от 0,05 до 0,002 мм;
- глинистые - менее 0,002 мм.

В таблице 1.2 приведена классификация грунтов по содержанию в гранулометрическом составе частиц глинистой фракции.

Таблица 1.2 – Классификация грунтов по содержанию глинистых частиц

Наименование грунта		Содержание глинистых частиц, % по весу
Песок		< 3
Пылевато-глинистый грунт	Супесь	3÷10
	Суглинок	10÷30
	Глина	> 30

Общестроительная классификация глинистых грунтов основана на производной физической характеристике, вычисляемой по формулам - числе пластичности, I_p :

$$I_p = W_L - W_P, \quad I_p = \frac{W - W_P}{I_L},$$

где W_L – влажность на границе текучести, д.е;

W_P - влажность на границе раскатывания (пластичности), д.е;

W – естественная влажность (природная), д.е.;

I_L – показатель текучести, д.е.

По числу пластичности глинистые грунты подразделяют на разновидности: супесь ($0,01 \leq I_p \leq 0,07$), суглинок ($0,07 < I_p \leq 0,17$), глина ($I_p > 0,17$).

Задача 1.1 При расसेве 200 г сухого дисперсного грунта на ситах получены следующие данные (таблица 1.3).

Таблица 1.3 - Данные для задачи 1

Наименование фракции, мм	>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05-0,002	<0,002
Масса фракции, г	18	30	30	50	60	10	2

Определить наименование грунта.

Р е ш е н и е: 1 Определяем процентное содержание каждой фракции грунта (гранулометрический состав) по формуле:

$$d = \frac{m_{\phi}}{m_c} \cdot 100\%,$$

где d – процентное содержания в грунте фракции данного размера;

m_{ϕ} – масса данной фракции в общей навеске сухого грунта;

m_c – масса общей навески сухого грунта.

Частиц диаметром более 2 мм - $d = (18 / 200) \cdot 100 \% = 9 \%$;

частиц диаметром более 0,5 мм - $d = (30 / 200) \cdot 100 \% = 15 \%$ и так для каждой фракции. Результаты записываем в таблицу 1.4.

Таблица 1.4 - Гранулометрический состав

Наименование фракции	>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05-0,002	<0,002
Содержание частиц, %	9	15	15	25	30	5	1

2 Устанавливаем принадлежность грунта к песчаным или пылевато-глинистым (таблица 1.2).

Грунт - песчаный, так как содержит 1 % частиц глинистой фракции (диаметром менее 0,002 мм), что менее 3 %.

3 Наименование песчаного грунта по гранулометрическому составу определяем по таблице 1.1, последовательно суммируя проценты содержания частиц различного размера:

– частиц размером более 2 мм – 9 %, что меньше 25 % – песок не гравелистый;

– частиц размером более 0,5 мм – $9+15=24$ %, что меньше 50 % – песок не крупный;

– частиц размером более 0,25 мм – $9+15+15=39$ %, что меньше 50 % – песок не средней крупности;

– частиц размером более 0,1 мм – $9+15+15+25=64$ %, что менее 75 % – песок не мелкий.

Получаем, что частиц размером 0,1 мм менее 75 %, поэтому делаем вывод, что данный грунт – песок пылеватый.

Задача 1.2 Два грунта, гранулометрический состав которых представлен в таблице 1.5, смешаны в следующей весовой пропорции

$$\frac{\text{грунт 1}}{\text{грунт 2}} = \frac{1}{2}$$

Определить по гранулометрическому составу смеси вид грунта.

Таблица 1.5 - Гранулометрический состав к задаче 2

Содержание частиц, %							
Размер частиц, мм	>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05-0,002	<0,002
Грунт № 1	4	5	8	10	20	11	42
Грунт № 2	32	30	25	13	-	-	-

Р е ш е н и е. Согласно условию, смесь должна состоять из трех весовых единиц, из которых две весовые единицы будут представлены грунтом №2 и одна грунтом №1. Например, в 3 кг грунта – 2 кг грунта №2 и 1 кг грунта №1.

1 Определяем фракции в 3 кг смеси следующим образом :

- фракция размером более 2 мм: $(1 \times 0,04) + (2 \times 0,32)=0,68$ кг;

- фракция размером более 0,5 мм: $(1 \times 0,05) + (2 \times 0,30)=0,65$ кг и так для

каждой фракции.

Рассчитанный таким образом суммарный вес фракций сведен в таблицу 1.6

Таблица 1.6- Суммарный вес фракций

Содержание частиц, кг							
Размер частиц, мм	>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05-0,002	<0,002
Грунт №1	0,04	0,05	0,08	0,10	0,20	0,11	0,42
Грунт №2	0,64	0,60	0,50	0,26	-	-	-
Итого	0,68	0,65	0,58	0,36	0,20	0,11	0,42

2 Определяем гранулометрический состав смеси при общей навеске в 3 кг:

- фракция размером более 2 мм:

$$\frac{0,68}{3} \cdot 100\% = 22,7\% ;$$

- фракция размером более 0,5 мм:

$$\frac{0,65}{3} \cdot 100\% = 21,7\%$$

и так для каждой фракции грунта.

Данные расчета гранулометрического состава смеси сведены в таблицу 1.7

Таблица 1.7 - Результаты вычислений по задаче 1.2

Размер частиц, мм	>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05-0,002	<0,002
Содержание частиц, %:	22,7	21,7	19,3	12,0	6,7	3,6	14,0

3 По таблице 1.2 определяем вид грунта. Глинистых частиц, размером менее 0,002 мм в полученной смеси содержится 14 %, что более 3 % - грунт пылевато-глинистый.

Задача 1.3 Определить наименование грунта, имеющего следующие данные: плотность частиц $\rho_s=2,73 \text{ т/м}^3$, плотность грунта $\rho=1,90 \text{ т/м}^3$, природная влажность $W=0,33$, влажность на границе текучести $W_L=0,35$, влажность на границе раскатывания $W_p=0,15$.

Таблица 1.8- Гранулометрический состав к задаче 1.3

Содержание частиц диаметром, мм % по массе,						
>2	2...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,05	0,05...0,002	<0,002
-	2	3	10	23	20	42

Р е ш е н и е 1 Устанавливаем принадлежность грунта к песчаным или пылевато-глинистым (таблица 1.2).

Глинистых частиц 42 %, что более 3 % - грунт пылевато-глинистый.

2 Определяем наименование грунта по числу пластичности.

Число пластичности находим по формуле

$$I_p = W_L - W_P = 0,35 - 0,15 = 0,20.$$

В соответствии с ГОСТ 25100-2011 "Грунты. Классификация" если $I_p > 0,17$, то исследуемый грунт - глина.

В таблице А.1 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

Задача 1.4 Влажность грунта на границе пластичности 12 %, природная влажность грунта 20 %, показатель текучести 0,5. Определить наименование грунта.

Р е ш е н и е. 1 Для определения наименования грунта необходимо вычислить число пластичности. Для этих целей можно использовать формулу

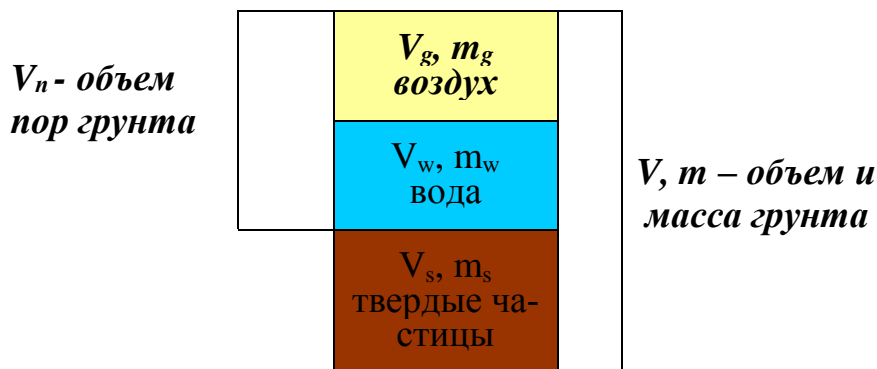
$$I_p = \frac{W - W_P}{I_L} = \frac{0,2 - 0,12}{0,5} = 0,16.$$

2 В соответствии с ГОСТ 25100-2011 "Грунты. Классификация" значение числа пластичности находится в интервале $0,07 \leq I_p < 0,17$ - данный грунт является суглинком.

2 Физические свойства грунтов

Оценка каждой конкретной разновидности грунта как физического тела производится с помощью ряда физических характеристик. Разнообразие состава, строения и состояния грунтов вызывает необходимость определения значительного числа таких характеристик. Некоторые из них непосредственно используются в расчетах оснований и фундаментов, применяются для классификации грунтов.

Отобранный без нарушения структуры образец грунта единичного объема можно представить себе состоящим из объема V_s , занимаемого твердым веществом (скелетом), и объема V_n , занимаемого порами (рисунок 2.1).



V – объем грунта; V_s – объем твердой фазы, V_n – объем пор, V_w – объем воды в порах; V_g – объем воздуха (газа); m – масса единицы объема грунта в естественном состоянии; m_s – масса твердой фазы; m_w – масса воды в порах; m_g – масса газа, принимаемая равной нулю.

Рисунок 2.1 - Состав грунта

Физические характеристики грунтов можно разделить на две группы:

- основные характеристики, которые можно определить только в результате испытаний образцов грунта;
- производные характеристики, которые определяются аналитическим путем с использованием основных характеристик.

К основным характеристикам относятся:

- гранулометрический состав, %;
- плотность грунта, $\rho = m/v$, т/м³, г/см³;
- плотность частиц грунта, $\rho_s = m_s/v_s$, т/м³, г/см³;

– влажность естественная (природная) грунта, $W = m_w/m_s$, д.е.

Для пылевато-глинистых грунтов:

– влажность на границе раскатывания, $W_p = m_{wp}/m_s$, д.е;

– влажность на границе текучести, $W_L = m_{wL}/m_s$, д.е.

К производным характеристикам относятся: плотность сухого грунта, пористость, коэффициент пористости грунта, полная влажность грунта, степень влажности грунта, число пластичности, показатель текучести.

Плотность сухого грунта (ρ_d) определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \text{ т/м}^3, \text{ г/см}^3. \quad (2.1)$$

Пористость (n) рассчитывается по формуле

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}. \text{ д.е.} \quad (2.2)$$

Коэффициент пористости грунта (e) определяется по формуле

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \text{ д.е.} \quad (2.3)$$

Коэффициент пористости грунта является одной из важнейших характеристик. Для песчаных грунтов коэффициент пористости с достаточной точностью характеризует плотность их сложения, которая может изменяться от плотной или средней плотности до рыхлой. Вид песчаного грунта по плотности сложения определяется по таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Классификация песчаных грунтов по коэффициенту пористости, e

Наименования песка по крупности	Наименование по плотности сложения		
	плотный	средней плотности	рыхлый
Гравелистый, крупный или средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Полная влажность грунта (W_{sat}) определяется по формуле

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}, \text{ д.е.} \quad (2,4)$$

где ρ_w - плотность воды, принимаемая равной 1 г/см³.

Степень влажности грунта (S_R) определяется по формуле

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w}, \text{ д.е.} \quad (2.5)$$

Степень влажности значительно сказывается на свойствах песчаных грунтов и используется для классификации их по влажности в соответствии с таблицей 2.2.

Таблица 2.2 – Классификация песчаных грунтов по степени влажности

Грунт	Значение степени влажности
Маловлажный	$0 < S_R \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_R \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_R \leq 1,0$

Степень влажности сказывается на свойствах пылевато-глинистых грунтов. Пылевато-глинистые грунты при увлажнении под нагрузкой имеют свойство (просадочность) резко уменьшаться в объеме. Предварительная оценка просадочности выполняется при $S_r < 0,8$ путем определения эмпирической зависимости (I_{ss}) между пористостью грунта в естественном сложении и в состояниях текучести и пластичности.

Показатель I_{ss} определяется для по формуле

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (2.6)$$

где e_L – коэффициент пористости при влажности на границе текучести, определяемый по формуле

$$e_L = \frac{W_L \cdot \rho_s}{\rho_w}. \quad (2.7)$$

К просадочным грунтам относятся пылевато-глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,8$, для которых величина вычисленного показателя просадочности I_{ss} меньше значений приведенных в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Классификация пылевато-глинистых грунтов по показателю просадочности

Число пластичности	$0,01 \leq I_p < 0,1$	$0,1 \leq I_p < 0,14$	$0,14 \leq I_p < 0,22$
Показатель I_{ss}	0,1	0,17	0,24

Число пластичности определяется по формуле

$$I_p = W_L - W_p, \text{ д.е.} \quad (2.8)$$

По числу пластичности определяют наименование пылевато-глинистых грунтов в соответствии с таблицей 2.4.

Таблица 2.4 – Классификация пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Наименование грунта	Значение индекса пластичности
Супесь	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

Показатель текучести определяется по формуле

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}, \text{ д.е.} \quad (2.9)$$

Показатель текучести характеризует состояние грунта по консистенции, которое определяется по таблице 2.5.

С помощью физических характеристик может быть проведена предварительная оценка водопроницаемости грунтов (окончательно водопроницаемость определяется по коэффициенту фильтрации с учетом режима подземных вод и других факторов).

При предварительной оценке к водопроницаемым относят: все песчаные грунты; супеси и суглинки с $I_L > 0,25$; глины с $I_L > 0,5$.

Пылевато-глинистые грунты с характеристиками, не удовлетворяющими данным условиям, относятся к водонепроницаемым (водоупорам).

Таблица 2.5 – Классификация пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Наименование и консистенция	Показатель текучести
Супесь: твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
текучая	$I_L > 1$
Суглинки и глины: 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	$0,75 < I_L \leq 1,0$
текучие	$I_L > 1,0$

Удельный вес грунта (γ) определяется через плотность грунта

$$\gamma = \rho \cdot g, \text{ кН/м}^3, \quad (2.10)$$

где g - ускорение свободного падения ($9,81 \text{ м/с}^2$).

Если водопроницаемый грунт залегает ниже уровня подземных вод, то его скелет, состоящий из твердых частиц, облегчается, т.к. вода оказывает на них взвешивающее действие. Для таких грунтов удельный вес (γ^{sb}) должен определяться с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma^{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} \cdot g. \quad (2.11)$$

С помощью физических характеристик может быть проведена предварительная оценка несущей способности грунтов (окончательно несущая способность, характе-

ризующаяся величиной расчетного сопротивления R , устанавливается в зависимости от прочностных характеристик: угла внутреннего трения и удельного сцепления, а также удельного веса грунта и размеров фундамента.

В качестве естественного основания не могут быть использованы грунты с расчетным сопротивлением $R_0 < 100$ кПа, а также пески рыхлые и пылевато-глинистые грунты в текучем состоянии.

Расчетное сопротивление грунтов R_0 при предварительной оценке их несущей способности определяется по таблицам 2,6, 2.7.

Таблица 2.6 - Расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов

Пески		Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложение песков	
		плотные	средней плотности
крупные		600	500
средней крупности		500	400
мелкие	маловлажные	400	300
	влажные и насыщенные водой	300	200
пылеватые	маловлажные	300	250
	влажные	200	150
	насыщенные водой	150	100

Значения коэффициента пористости и индекса текучести грунтов чаще всего не совпадают с приведенными в таблице 2.7. В этих случаях расчетное сопротивление определяется интерполяцией вначале по e , а затем по I_L .

Двойную интерполяцию удобно выполнять в одно действие по формуле

$$R_{0(e, I_L)} = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \left[(1 - I_L) \cdot R_{0(1,0)} + I_L \cdot R_{0(1,1)} \right] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} \left[(1 - I_L) \cdot R_{0(2,0)} + I_L \cdot R_{0(2,1)} \right], \quad (2.12)$$

где e, I_L - характеристики грунта, для которого определяется значение R_0 ;

e_1, e_2 - соседние значения коэффициента пористости, в интервале между которыми

ми находится значение коэффициента пористости для рассматриваемого грунта;
 $R_{o(1,0)}$, $R_{o(1,1)}$ - табличное значение R_o для e_1 при $I_L=0$ и $I_L=1$ соответственно;
 $R_{o(2,0)}$, $R_{o(2,1)}$ - то же для e_2 .

Если значение коэффициента пористости совпадает с приведенными в таблице 2.7, то R_o определяется по формуле

$$R_{o(I_L)} = R_{o(1,0)} - I_L \cdot (R_{o(1,0)} - R_{o(1,1)}). \quad (2.13)$$

Таблица 2.7 - Расчетные сопротивления R_o пылевато-глинистых (непросадочных грунтов)

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости, e	Значение R_o , кПа, при индексе текучести	
		$I_L=0$	$I_L=1$
супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Задача 2.1 Вывести формулу для определения производной характеристики грунта p_d через основные характеристики p и W .

Решение: По определению p_d - плотность сухого грунта есть отношение массы частиц грунта к объему грунта. Введем обозначения: V – объем грунта; m – масса грунта; m_s – масса частиц грунта; $m_w = m - m_s$ – масса воды в порах грунта; $W = m_w / m_s$ – влажность грунта.

С учетом введенных определений вывод формулы имеет вид:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{m - m_w}{V} = \frac{m}{V} - \frac{m_s \cdot W}{V} = \rho - \rho_d \cdot W \rightarrow \rho_d + \rho_d \cdot W = \rho \rightarrow$$

$$\rho_d(1 + W) = \rho \rightarrow \rho_d = \frac{\rho}{1 + W}.$$

При выводе формулы учтено, что плотность грунта есть отношение массы грунта к объему грунта, а масса воды в порах грунта равна произведению массы частиц грунта на влажность грунта в долях единицы.

Задача 2.2 Масса грунта при влажности $W_1=0,06$ равна $m=1,7$ т. Определить массу того же грунта при влажности $W_2=0,25$.

Решение. Для того, чтобы определить массу грунта при влажности 0,25, необходимо знать массу сухого грунта, определяемую из следующих положений.

1 Масса влажного грунта равна сумме массы сухого грунта и массы воды

$$m = m_s + m_w.$$

2 Исходя из определения, что естественная влажность - это отношение массы воды к массе твердых частиц грунта

$$W = \frac{m_w}{m_s},$$

выражаем массу воды

$$m_w = W \cdot m_s.$$

3 Тогда масса влажного грунта составит

$$m = m_s + m_w = m_s + W \cdot m_s = m_s(1 + W).$$

4 Получаем массу сухого грунта

$$m_s = \frac{m}{1 + W} = \frac{1,70}{1 + 0,06} = 1,60 \text{ т.}$$

Следовательно, масса грунта при влажности 0,25 равна:

$$m = m_s(1 + W) = 1,60(1 + 0,25) = 2,0 \text{ т.}$$

Задача 2.3 В кузове грузовика находится грунт массой $m=4,0$ т с влажностью $W=0,20$. Сколько воды в содержит грунт?

Р е ш е н и е. 1 Масса влажного грунта равна сумме массы сухого грунта и массы воды $m = m_s + m_w$, следовательно масса воды - это разность массы влажного грунта и массы частиц $m_w = m - m_s$.

2 Исходя из определения, что естественная влажность - это отношение массы воды к массе твердых частиц грунта

$$W = \frac{m_w}{m_s},$$

выражаем массу воды

$$m_w = W \cdot m_s.$$

3 Тогда масса влажного грунта составит $m = m_s + m_w = m_s + W \cdot m_s = m_s (1 + W)$.

4 Получаем массу сухого грунта

$$m_s = \frac{m}{1 + W} = \frac{4,0}{1 + 0,20} = 3,33 \text{ т.}$$

5 Масса воды составит:

$$m_w = m - m_s = 4,0 - 3,33 = 0,67 \text{ т.}$$

Задача 2.4 Отобрав пробу грунта режущим кольцом объемом 50 см^3 , получили следующие данные: масса влажного грунта в кольце 96 г; масса высушенного грунта – 82 г; плотность частиц составляет $2,5 \text{ г/см}^3$.

Определите плотность грунта, естественную влажность, плотность сухого грунта, коэффициент пористости.

Р е ш е н и е. 1 Плотность грунта по определению это отношение массы грунта к его объему, т.е

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{96}{50} = 1,92 \text{ г/см}^3$$

2 Естественная влажность по определению это отношение массы воды к массе частиц $W = m_w / m_s$. Масса воды неизвестна, но известна масса влажного и сухого грунта, т.е. масса воды составит $m_w = 96 - 82 = 14 \text{ г}$,

$$W = \frac{m_w}{m_s} = \frac{14}{82} = 0,17$$

3 Плотность сухого грунта определяем по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,92}{1+0,17} = 1,64 \text{ г/см}^3 .$$

4 Коэффициент пористости определяем по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,5 - 1,64}{1,64} = 0,52 .$$

Задача 2.5 Определите свойства песка средней крупности, имеющего следующие данные лабораторного анализа $\rho_s=2,60 \text{ г/см}^3$, $\rho=1,82 \text{ г/см}^3$, $W=0,14$.

Р е ш е н и е. 1 Определяем плотность сухого грунта по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,82}{1+0,14} = 1,60 \text{ г/см}^3$$

2 Коэффициент пористости находим по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,60 - 1,60}{1,60} = 0,63$$

По таблице 2.1 определяем плотность сложения песка. Песок средней крупности с коэффициентом пористости $e=0,63$ относится к пескам средней плотности сложения, т.к. $0,55 \leq e \leq 0,70$.

3 Определяем степень влажности по формуле (2.5)

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,60 \cdot 0,14}{0,63 \cdot 1} = 0,58$$

По степени влажности (таблица 2.2) песок относится к влажному, т.к. $0,5 < S_R \leq 0,8$.

Полученные результаты сводим в таблицу 2.8

Таблица 2.8 - Свойства грунта

Наименование грунта	ρ_d , т/м ³	e	S_r	Свойства
Песок средней крупности	1,60	0,45	0,8	Плотный, влажный

Задача 2.6 Удельный вес частиц грунта 27 кН/м^3 , удельный вес сухого грунта $13,5 \text{ кН/м}^3$. Определить удельный вес грунта во взвешенном состоянии, если удельный вес воды равен 10 кН/м^3 .

Р е ш е н и е: 1 Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяется по формуле (2.11)

2 Коэффициент пористости определим по формуле

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{27 - 13,5}{13,5} = 1,0 \quad .$$

3 С учетом вычисленного значения коэффициента пористости определяем удельный вес грунта во взвешенном состоянии

$$\gamma^{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} \cdot g = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 1} = 8,5 \text{ кН/м}^3 \quad .$$

Задача 2.7 Число пластичности грунта $0,16$, показатель текучести $0,5$, влажность на границе пластичности $0,12$. Определить степень влажности грунта, если удельный вес воды 10 кН/м^3 , удельный вес частиц грунта 27 кН/м^3 , удельный вес сухого грунта $16,2 \text{ кН/м}^3$.

Р е ш е н и е: 1 Степень влажности грунта рассчитывается по формуле

$$S_R = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w} \quad .$$

2 Природная влажность грунта может быть вычислена из выражения для определения показателя текучести (2.7)

$$W = I_L \cdot I_p + W_p = 0,5 \cdot 0,16 + 0,12 = 0,2 \quad .$$

3 Коэффициент пористости, входящий в формулу для определения степени влажности, определяется из выражения

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{27 - 16,2}{16,2} = 0,667 \quad .$$

4 С учетом вычисленного значения природной влажности грунта и коэффици-

ента пористости грунта окончательно будем иметь

$$S_R = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w} = \frac{27 \cdot 0,2}{0,667 \cdot 10} = 0,81.$$

Задача 2.8 Влажность грунта 20 %. Удельный вес грунта 18 кН/м³. Определить вес воды, содержащейся в 5 м³ грунта.

Р е ш е н и е: 1 Из определения влажности следует, что вес воды, содержащейся в грунте, будет равен

$$m_w = m_s \cdot W = V \cdot \gamma_d \cdot W$$

2 Удельный вес сухого грунта определяется по формуле

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W}$$

3 С учетом выражения для удельного веса сухого грунта определим массу воды в 5 м³ грунта

$$m_w = V \cdot \gamma_d \cdot W = \frac{V \cdot \gamma \cdot W}{1 + W} = \frac{5 \cdot 18 \cdot 0,2}{1 + 0,2} = 15 \text{ кН}$$

Задача 2.9 Плотность частиц грунта 2700 кг/м³, плотность поровой воды 1000 кг/м³, плотность грунта 1620 кг/м³, природная влажность 20 %. Определить влажность при полном водонасыщении грунта.

Р е ш е н и е: 1 Влажность при полном водонасыщении грунта может быть определена из выражения для степени влажности грунта при ее значении, равном единице

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w}; \quad S_r = 1; \quad W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}.$$

2 Входящий в полученное выражение коэффициент пористости определяем по формуле

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}.$$

3 Необходимую для вычислений величину плотности сухого грунта вычисляем по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1620}{1+0,2} = 1350 \text{ кг/см}^3.$$

4 Последующие вычисления производим в такой последовательности:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2700 - 1350}{1350} = 1$$
$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{1 \cdot 1000}{2700} = 0,37 \text{ или } 37 \%$$

Задача 2.10 Плотность частиц грунта 2700 кг/м^3 , плотность поровой воды 1000 кг/м^3 , плотность грунта 1620 кг/м^3 , природная влажность 20% , влажность на границе пластичности 12% , влажность на границе текучести 33% . Определить разновидность и состояние (консистенцию) грунта при полном водонасыщении.

Р е ш е н и е: 1 Определяем разновидность грунта по числу пластичности

$$I_p = W_L - W_p = 0,33 - 0,12 = 0,25$$

В соответствии с таблицей 2.4 если число пластичности $I_p > 0,17$ - грунт глина.

2 Определяем влажность грунта при полном водонасыщении по формуле (2.4)

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}.$$

3 Предварительно вычисляем плотность сухого грунта

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1620}{1+0,2} = 1350 \text{ кг/см}^3.$$

4 Коэффициент пористости определяем по формуле

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2700 - 1350}{1350} = 1.$$

5 Подставляя полученное значение коэффициента пористости в формулу (2.4) высчитываем влажность грунта при полном водонасыщении

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{1 \cdot 1000}{2700} = 0,37$$

6 Определяем показатель текучести грунта в состоянии полного водонасыщения

$$I_L = \frac{W_{sat} - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0,37 - 0,12}{0,33 - 0,12} = 1,19$$

7 Поскольку $I_L \geq 1$ (таблица 2.5), состояние грунта текучее. Такой грунт является непригодным для целей строительства, так как при полном водонасыщении переходит в текучую консистенцию, т. е. становится подобным пльвуну.

Задача 2.11 Определить производные физические характеристики и выполнить предварительную оценку строительных свойств грунта со значениями основных физических характеристик: $\rho_s=2,58 \text{ т/м}^3$, $\rho=1,92 \text{ т/м}^3$, $W=0,25$

Таблица 2.9 – Гранулометрический состав

Характеристика		№1
Содержание частиц в % по весу	>2 мм	1
	2 ÷ 0,5 мм	5
	0,5 ÷ 0,25 мм	10
	0,25 ÷ 0,1 мм	25
	0,1 ÷ 0,05 мм	20
	0,05 ÷ 0,002 мм	38
	< 0,002 мм	1

Р е ш е н и е 1 Устанавливаем, каким является грунт: песчаным или пылевато-глинистым.

Содержание глинистых частиц (диаметром менее 0,002 мм) - 1 % < 3 %, - грунт песчаный (таблица 1.2).

2 Определяем название песка по крупности (по таблице 1.1).

Частиц диаметром более 2 мм: 1 % < 25 % - не гравелистый;

Частиц диаметром более 0,5 мм: 1+5= 6 % < 50 % - не крупный;

Частиц диаметром более 0,25 мм: 1+5+10=16 % < 50 % - не средней крупности;

Частиц диаметром более 0,1 мм: 1+5+10+25=41 % < 75 % - не мелкий;

Если частицы диаметром более 0,1 мм составляют в грунте по весу менее 75 %, то песок относится к пылеватым.

3 Плотность сухого грунта определяем по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,92}{1+0,25} = 1,54 \text{ т/м}^3.$$

4 Коэффициент пористости находим по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,58 - 1,54}{1,54} = 0,68.$$

По таблице 2.1 определяем плотность сложения. Песок пылеватый с коэффициентом пористости $0,60 \leq e \leq 0,80$ имеет среднюю плотность сложения.

5 Степень влажности вычисляем согласно формуле (2.5)

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,58 \cdot 0,25}{0,68 \cdot 1} = 0,95.$$

По степени влажности песок относится к насыщенному водой, т.к. $0,8 < S_R \leq 1,0$ (таблица 2.2).

6 Так как песок - грунт водопроницаемый и насыщенный водой, по формуле (2.11) определяем удельный вес взвешенного в воде грунта

$$\gamma^{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} \cdot g = \frac{2,58 - 1}{1+0,68} \cdot 9,81 = 9,23 \text{ кН/м}^3.$$

7 Определяем расчетное сопротивление грунта по таблице 2.6 $R_o=100$ кПа

Полученные результаты сводим в таблицу 2.10.

Таблица 2.10- Полное наименование грунта

Полное наименование грунта	ρ_d , т/м ³	e	S_r	γ^{sb} , кН/м ³	R_o , кПа
Песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой	1,54	0,68	0,95	9,23	100

Вывод: данный грунт может использоваться в качестве естественного основания для фундамента.

В таблице А.1 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

Задача 2.12 Определить производные физические характеристики и выполнить предварительную оценку строительных свойств грунта со значениями основных физических характеристик: $\rho_s=2,73 \text{ т/м}^3$, $\rho=1,90 \text{ т/м}^3$, $W=0,33$, $W_L=0,35$, $W_P=0,15$

Таблица 2.11 – Гранулометрический состав

Характеристика		№2
Содержание частиц в % по весу	>2 мм	-
	2 ÷ 0,5 мм	2
	0,5 ÷ 0,25 мм	3
	0,25 ÷ 0,1 мм	10
	0,1 ÷ 0,05 мм	23
	0,05 ÷ 0,002 мм	20
	< 0,002 мм	12

Р е ш е н и е. 1 Устанавливаем принадлежность грунта к песчаным или пылевато-глинистым (таблица 1.2).

Содержание глинистых частиц 42 % > 3 % - грунт пылевато-глинистый.

2 Определяем наименование грунта.

Индекс пластичности находим по формуле (2.8)

$$I_P = W_L - W_P = 0,35 - 0,15 = 0,20.$$

Согласно таблице 2.4, исследуемый грунт - глина, т.к. $I_P > 0,17$.

3 Устанавливаем состояние грунта по консистенции.

Индекс текучести определяем по формуле (2.9)

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P} = \frac{0,33 - 0,15}{0,20} = 0,90.$$

По таблице 2.5, если у глины $0,75 < I_L \leq 1$, то она в текучепластичном состоянии.

4 Плотность сухого грунта определяем по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,90}{1 + 0,33} = 1,43 \text{ т/м}^3.$$

5 Коэффициент пористости находим по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,73 - 1,43}{1,43} = 0,91.$$

5 Степень влажности согласно формуле (2.4)

$$S_R = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,73 \cdot 0,33}{0,91 \cdot 1} = 0,99.$$

6 Так как $I_L = 0,90 > 0,5$ и, судя по степени влажности S_R , глина находится в водонасыщенном состоянии, удельный вес ее определим по формуле (2.11) как для водопроницаемого грунта, находящегося под водой

$$\gamma^{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} \cdot g = \frac{2,73 - 1}{1 + 0,91} \cdot 9,81 = 8,89 \text{ кН/м}^3.$$

7 Определяем расчетное сопротивление грунта по таблице 2.7 с помощью формулы (2.12)

$$e_1 = 0,8, \quad e_2 = 1,1, \quad R_{o(1,0)} = 300 \text{ кПа}, \quad R_{o(1,1)} = 200 \text{ кПа}, \quad R_{o(2,0)} = 250 \text{ кПа}, \quad R_{o(2,1)} = 100 \text{ кПа}.$$

$$\begin{aligned} R_{0(e, I_L)} &= \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \cdot R_{o(1,0)} + I_L \cdot R_{o(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \cdot R_{o(2,0)} + I_L \cdot R_{o(2,1)}] = \\ &= \frac{1,1 - 0,91}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,9) \cdot 300 + 0,9 \cdot 200] + \frac{0,91 - 0,8}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,9) \cdot 250 + 0,9 \cdot 100] = 175,17 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$$R_0 = 175,17 \text{ кПа} > 100 \text{ кПа}$$

Вычисленные характеристики сводим в таблицу 2.10

Таблица 2.12 – Полное наименование грунта

Полное наименование грунта	$\rho_d, \text{т/м}^3$	e	S_r	I_p	I_L	$\gamma^{sb}, \text{кН/м}^3$	$R_0, \text{кПа}$
Глина текучепластичная	1,43	0,91	0,99	0,20	0,90	8,89	175,17

Вывод: данный грунт может быть использован в качестве естественного основания для фундамента.

В таблице А.1 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

3 Механические свойства грунтов

Под механическими свойствами грунтов понимают их способность сопротивляться изменению объема и формы в результате действия нагрузки, а также физических воздействий (изменение влажности, температуры и т.д.)

Характеристики этих свойств различаются для разных видов и состояния грунтов и зависят от действующих напряжений. В допредельном по прочности напряженном состоянии характеристики механических свойств называются деформационными, т.к. они определяют способность грунта сопротивляться развитию деформаций (осадок, горизонтальных смещений). В предельном по прочности состоянии эти характеристики называются прочностными и определяют способность грунта сопротивляться разрушению. Наконец, в случае грунтовой массы на процессы деформирования и разрушения грунта существенно влияет скорость отжатия воды из пор, поэтому, возникает необходимость рассмотрения еще и фильтрационных характеристик грунта.

Следует отметить, что эти характеристики могут определяться только опытным путем при испытаниях образцов грунта ненарушенной структуры.

3.1 Сжимаемость грунтов

Сжимаемость грунтов является одним из отрицательных свойств и заключается в способности грунтов менять свой объем под влиянием внешних воздействий (сжимающей нагрузки, высыхания и пр.) за счет изменения пористости грунта при более компактной упаковке твердых частиц.

Характеристики сжимаемости грунта, которые обычно называют деформационными, определяют по результатам лабораторных испытаний в компрессионных приборах (одометрах) или полевых испытаний грунта штампами.

3.1.1 При лабораторных испытаниях определяют изменение коэффициента пористости грунта e при приложении вертикальной нагрузки P .

Полученная компрессионная кривая зависимости коэффициента пористости от

вертикальной нагрузки позволяет найти коэффициент сжимаемости грунта (рисунок 3.1)

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}, \quad (3.1)$$

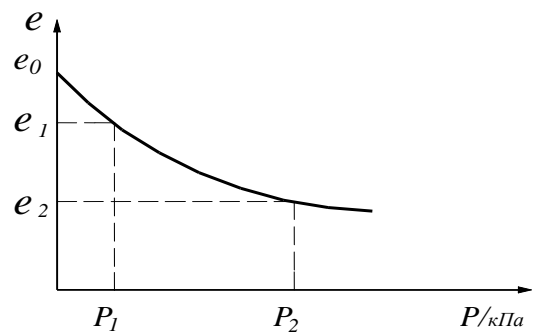


Рисунок 3.1- Компрессионная кривая

где e_1 - коэффициент пористости грунта при нагрузке P_1 , принимаемой обычно равной величине природного давления грунта;

e_2 - коэффициент пористости грунта при нагрузке P_2 , принимаемой равной среднему давлению по подошве фундамента от внешней нагрузки.

В инженерных расчетах вместо коэффициента сжимаемости часто используют коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m}{1 + e_0}, \quad (3.2)$$

где e_0 - коэффициент пористости грунта в естественных условиях.

Коэффициент относительной сжимаемости равен относительной деформации грунта приходящейся на единицу действующего давления $m_v = \Delta h / h_0 P_i$.

По результатам компрессионных испытаний можно определить ещё одну характеристику сжимаемости грунта – модуль общей деформации грунта:

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v} = \frac{1 + e_0}{m} \cdot \beta, \quad (3.3)$$

где β – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового расширения грунта ν (коэффициента Пуассона).

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}. \quad (3.4)$$

Значения коэффициента бокового расширения грунта для некоторых видов грунтов приведены в таблице 3.1.

Классификация грунтов по модулю деформации приведена в таблице 3.2.

Таблица 3.1 – Значения коэффициента Пуассона

Наименование и консистенция		Коэффициент Пуассона, ν
Пески	плотные	0,20
	средней плотности	0,25
Супеси	твердая	0,15
	пластичная	0,25
	текучая	0,45
Суглинки	твердые	0,15
	полутвердые	0,20
	тугопластичные	0,25
	мягкопластичные	0,35
	текучепластичные	0,40
	текучие	0,45
Глины	твердые	0,1
	полутвердые	0,15
	тугопластичные	0,20
	мягкопластичные	0,30
	текучепластичные	0,40
	текучие	0,45

Таблица 3.2 - Классификация грунтов по модулю деформации, E

Разновидность грунтов	Модуль деформации E , МПа
Очень сильно деформируемые	$E \leq 5$
Сильнодеформируемые	$5 < E \leq 10$
Среднедеформируемые	$10 < E \leq 50$
Слабдеформируемые	$E > 50$

3.1.2 В полевых условиях испытания грунта для определения модуля общей деформации E_0 , производят с помощью большого штампа в шурфе ($A=5000 \text{ см}^2$ или $A=10000 \text{ см}^2$) или малого штампа в скважине ($A=600 \text{ см}^2$), загружая последовательно ступенями вертикальной нагрузкой. При этом измеряют осадку штампа от каждой ступени. Модуль общей деформации определяют по формуле Шлейхера:

$$E_0 = \frac{\omega \cdot b \cdot (1 - \nu^2) \cdot \Delta P}{\Delta S}, \quad (3.5)$$

где ω - коэффициент, зависящий от формы жесткого штампа и принимаемый

для круглого штампа равным - 0,78, для квадратного - 0.88;

b - ширина или длина штампа, см;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

ΔP , ΔS - интервал давления, для которого определяется модуль общей деформации и соответствующей интервал осадки штампа.

Таким образом, сжимаемость грунта характеризуется коэффициентом сжимаемости или модулем общей деформации.

Следует отметить, что модуль общей деформации, полученный по результатам компрессионных испытаний в лабораторных условиях на малых образцах, не совпадает с полученным при испытании грунтов штампом. Поэтому, значения модуля деформации, полученного в лабораторных условиях, принимают для супесей, суглинков и глин при $I_L=0,75$ по формуле:

$$E = m_k \cdot E, \quad (3.6)$$

где m_k - корректирующий коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов по таблице 3.3; для песчаных грунтов $m_k=1$

Таблица 3.3 – Корректирующий коэффициент m_k

Грунт	Значение коэффициента m_k при коэффициенте пористости e_0						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	4,0	4,0	3,5	3,5	2,0	-	-
Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Глина	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,6

В соответствии с п. 2.16 СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» для предварительных расчетов оснований, а также для окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II-III классов допускается определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по их физическим характеристикам по таблицам 1 и 3 приложения 1 СНиП 2.02.01-83*.

Задача 3.1 В результате реконструкции моста нагрузка на основание опоры увеличилась с 2 кг/см² до 3 кг/см²

Определить коэффициент уплотнения грунта непосредственно под подошвой фундамента опоры, если компрессионные испытания грунта показали, что при $P_1=2$ кг/см² коэффициент пористости грунта составляет $e_1=0,675$, при $P_2=3$ кг/см² коэффициент пористости грунта составляет $e_2=0,665$.

Решение; Коэффициент уплотнения грунта определяется формуле

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,675 - 0,665}{3 - 2} = 0,01 \text{ см}^2 / \text{кг}$$

Задача 3.2 Основание поверхности сложено слабым пылевато-глинистым грунтом в водонасыщенном состоянии, мощность слоя 3,5 м. По результатам компрессионных испытаний образцов грунта получена зависимость изменения коэффициента пористости от давлений (рисунок 3.2).

Определить коэффициенты сжимаемости грунта при $P=1$ кг/см² и $P_{H1}=0,0$ кг/см²; $P_{H2}=0,5$ кг/см²; $P_{H3}=1,0$ кг/см²; $e_0=1,09$; $e_1=0,92$; $e_2=0,81$; $e_3=0,74$; $e_4=0,70$; $e_5=0,68$; $e_6=0,66$.

Решение: Принимается, что грунт не обладает структурной прочностью

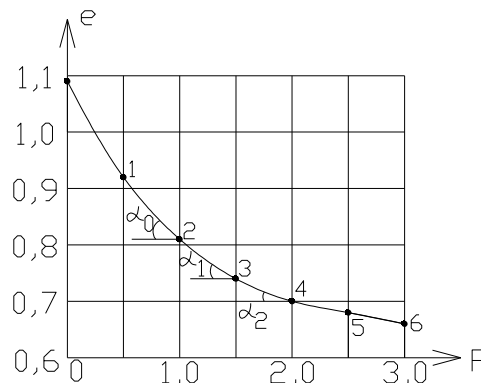


Рисунок 3.2 – График компрессионных испытаний грунта

$$P_{H1}=0,0 \text{ кг/см}^2; P_{K1}=1,0 \text{ кг/см}^2; e_{H1}=1,09; e_{K1}=0,82; \Delta e_1=0,27$$

$$m_{01} = \frac{e_{H1} - e_{K1}}{P_{K1} - P_{H1}} = \frac{\Delta e_1}{P} = \frac{0,27}{1} = 0,27 \text{ см}^2 / \text{кг}; \quad m_{v1} = \frac{m_{01}}{1 + e_0} = \frac{0,27}{1 + 1,09} = 0,13 \text{ см}^2 / \text{кг};$$

$$P_{H2}=0,5 \text{ кг/см}^2; P_{K2}=1,5 \text{ кг/см}^2; e_{H2}=0,92; e_{K2}=0,74; \Delta e_2=0,18;$$

$$m_{02} = \frac{e_{H2} - e_{K2}}{P_{K2} - P_{H2}} = \frac{\Delta e_2}{P} = \frac{0,18}{1} = 0,18 \text{ см}^2 / \text{кг}; \quad m_{v2} = \frac{m_{02}}{1 + e_0} = \frac{0,18}{1 + 1,09} = 0,086 \text{ см}^2 / \text{кг};$$

$$P_{H3}=1,0 \text{ кг/см}^2; P_{K3}=2,0 \text{ кг/см}^2; e_{H3}=0,81; e_{K3}=0,70; \Delta e_3=0,11;$$

$$m_{03} = \frac{e_{H3} - e_{K3}}{P_{K3} - P_{H3}} = \frac{\Delta e_3}{P} = \frac{0,11}{1} = 0,11 \text{ см}^2 / \text{кг}; \quad m_{v3} = \frac{m_{03}}{1 + e_0} = \frac{0,11}{1 + 1,09} = 0,0526 \text{ см}^2 / \text{кг}.$$

По мере уплотнения грунта его сжимаемость значительно снижается. При

уплотнении давлением $P_0=0,5$ кг/см² сжимаемость снижается в 1,5 раза при уплотнении $P_0=1,0$ кг/см², m_0 снижается в 2,36 раза.

Варианты для самостоятельной работы приведены на рисунке А.2.

Задача 3.3 Для расчета осадки подходной к мосту насыпи вблизи от поверхности речной трассы был отобран образец аллювиального суглинка в состоянии полного водонасыщения для испытания его на компрессию.

Результаты испытаний на компрессию суглинка приведены в таблице 3.4

Таблица 3.4- Результаты компрессионных испытаний

Нагрузка p , кг/см ²	0	1	2	3	4	5	6	7
Показания индикатора, мм	8,50	8,38	8,31	8,27	8,24	8,21	8,19	8,18
Полная осадка образца по индикатору, Δh , мм	0	0,12	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,32

Построить компрессионную кривую вида $e=f(p)$, если $h_0=30$ мм - начальная (до уплотнения) высота образца грунта; плотность грунта $\rho=2,01$ кг/см³; плотность частиц $\rho_s=2,70$ кг/см³, $W_n=0,25$ - начальная влажность суглинка.

Решение: 1 Определяем относительную осадку образца грунта под каждой ступенью нагрузки по формуле

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{e_0 - e_k}{1 + e_0}.$$

при нагрузке $p_1=1$ кг/см²

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{0,12}{30} = 0,04;$$

при нагрузке $p_2=2$ кг/см²

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{0,19}{30} = 0,0063$$

и так для каждой последующей ступени нагрузки.

Данные расчетов сводим в таблицу 3.5

Таблица 3.5- Результаты расчетов

Нагрузка p , кг/см ²	0	1	2	3	4	5	6	7
Полная осадка образца по индикатору, Δh , мм	0	0,12	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,32
Относительная осадка $\varepsilon = \Delta h/h_0$	0,000	0,004	0,0063	0,0077	0,0087	0,0097	0,0103	0,0107
Коэффициент пористости $e_k = e_0 - \varepsilon(1 + e_0)$	0,675	0,668	0,664	0,662	0,660	0,659	0,658	0,657

2 Определяем начальное значение коэффициента пористости. Поскольку грунт находится в состоянии полного водонасыщения, то

$$e_0 = W_n \cdot \rho_s \cdot S_R = 0,25 \cdot 2,70 \cdot 1 = 0,675$$

3 Определяем значение коэффициента пористости грунта после уплотнения под нагрузкой по формуле

$$e_k = e_0 - \varepsilon(1 + e_0)$$

при нагрузке $p_1 = 1$ кг/см²

$$e_1 = e_0 - \varepsilon_1(1 + e_0) = 0,675 - 0,04(1 + 0,675) = 0,668$$

при нагрузке $p_2 = 2$ кг/см²

$$e_2 = e_0 - \varepsilon_2(1 + e_0) = 0,675 - 0,0063(1 + 0,675) = 0,664$$

и так для каждой последующей ступени нагрузки.

4 По полученным значениям e_k строим компрессионную кривую вида $e = f(p)$ (рисунок 3.3).

Задача 3.4 Образец аллювиального суглинка, данные компрессионных испытаний которого приведены в задаче 3.3, испытывался в состоянии полного водонасыщения при $W = 25$ %. При этой начальной влажности вес образца составлял $m_1 = 361,80$ г. По окончании опыта, т.е. после обжатия образца нагрузкой $P_7 = 7$ кг/см², образец был взвешен и его вес оказался равным $m_7 = 360,24$ г.

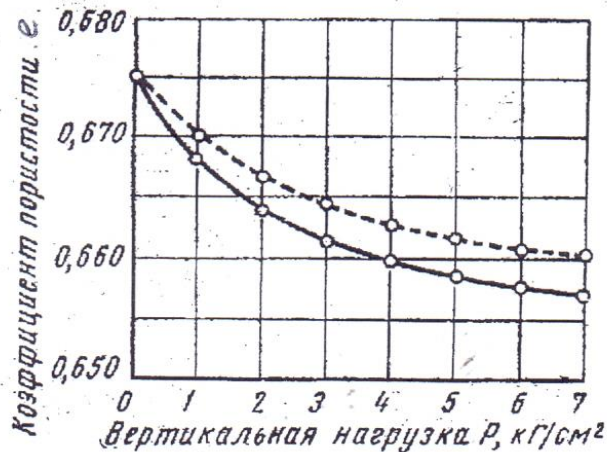


Рисунок 3.3 - Компрессионные кривые, вида $e=f(p)$, рассчитанные по показанию индикатора (сплошная линия) и весу (пунктир)

Определить истинные значения осадки Δh и коэффициента пористости e , если

площадь испытуемого образца $S=60 \text{ см}^2$ и начальная его высота $h_0=30 \text{ мм}$.

Р е ш е н и е. 1 Действительная полная осадка образца суглинка Δh под заданной нагрузкой определяется по формуле

$$\Delta h = \frac{m_1 - m_2}{S} \cdot 10.$$

Подставляя в формулу значения $m_1=361,80 \text{ г}$, $m_7=360,24 \text{ г}$ и $S=60 \text{ см}^2$ получим полную конечную осадку образца под нагрузкой $P_7=7 \text{ кг/см}^2$.

$$\Delta h = \frac{m_1 - m_2}{S} \cdot 10 = \frac{361,80 - 360,24}{60} \cdot 10 = 0,25 \text{ мм}.$$

2 Определяем действительные значения полной осадки образца грунта под каждой ступенью нагрузки.

а) находим поправочный коэффициент α из выражения

$$\alpha = \frac{\Delta h_p \text{ (по весу отжатой воды)}}{\Delta h \text{ (по индикатору)}}$$

В условиях примера значение α равно:

$$\alpha = \frac{0,25}{0,32} = 0,78.$$

б) рассчитываем действительные значения полной осадки образца под каждой ступенью нагрузки по формуле $\Delta h_p = \Delta h \alpha$.

Получаем:

- при нагрузке $P_1 = 1 \text{ кг/см}^2$ действительная полная осадка составит:

$$\Delta h_1 = 0,12 \cdot 0,78 = 0,094 \text{ мм};$$

- при нагрузке $P_2 = 2 \text{ кг/см}^2$ действительная полная осадка составит:

$$\Delta h_2 = 0,19 \cdot 0,78 = 0,148 \text{ мм}.$$

И так для каждой ступени нагрузки.

Вычисленные таким образом значения Δh и по ним e_k приведены в таблице 3.6, а построенная по ним компрессионная кривая представлена на рисунке 3.3.

Таблица 3.6 - Результаты расчетов

Нагрузка p , кгс/см ²	0	1	2	3	4	5	6	7
Полная осадка образца по индикатору, Δh , мм	0,00	0,12	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,32
Полная осадка образца по весу, Δh_p , мм	0,000	0,094	0,148	0,179	0,203	0,226	0,242	0,250
$\varepsilon = \Delta h_p / h_0$	0,0000	0,0031	0,0049	0,0060	0,0068	0,0075	0,0081	0,0083
$\varepsilon_p = e \cdot 1000 \text{ мм/м}$	0,0	3,1	4,9	6,0	6,8	7,5	8,1	8,3
$e_k = e_0 - \varepsilon(1 + e_0)$	0,675	0,670	0,667	0,665	0,663	0,662	0,661	0,661

Задача 3.5 Определить величину модуля деформаций для глины в тугопластичном состоянии в пределах приложения нагрузки от 100 до 300 кПа, если при компрессионных испытаниях получены следующие значения коэффициентов пористости: при $P_1 = 100 \text{ кПа}$, $e_1 = 0,650$; при $P_2 = 300 \text{ кПа}$, $e_2 = 0,613$.

Начальное значение коэффициента пористости равно $e_0 = 0,680$.

Решение. 1 По формуле (3.1) определяем коэффициент сжимаемости грунта

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,650 - 0,613}{300 - 100} = 0,000185$$

2 По формуле (3.2) находим значение коэффициента относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{m}{1 + e_0} = \frac{0,000185}{1 + 0,680} = 0,00011.$$

3 По таблице 3.1 для глины тугопластичного состояния значение коэффициента бокового расширения грунта $\nu=0,20$. Тогда коэффициент β по формуле (3.4) равен

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,20^2}{1 - 0,20} = 0,90.$$

4 Модуль деформации по формуле (3.3) равен

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,9}{0,00011} = 8182 \text{ кПа} = 8,18 \text{ МПа}.$$

5 С учетом коэффициента Агисева m_k из таблицы 3.3 получаем

$$E = m_k \cdot E_0 = 6 \cdot 8,18 = 49,09 \text{ МПа}.$$

Глина тугопластичная с модулем деформации равным 60 МПа относится к слабо деформируемым грунтам (таблица 3.2).

Задача 3.6 Определить величину модуля деформаций и дать классификацию для супеси в твердом состоянии с начальным значением коэффициента пористости $e_0=0,59$ по компрессионной кривой (рисунок 3.4) в пределах приложения нагрузки от 100 до 300 кПа.

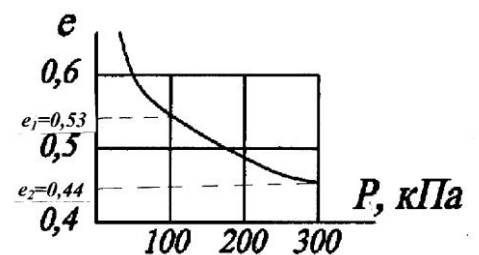


Рисунок 3.4- Компрессионная кривая для супеси в твердом состоянии

Решение. 1 По компрессионной кривой определяем значения коэффициентов пористости при нагрузке в 100 и 300 кПа. При нагрузке 100 кПа - $e_1=0,53$, при нагрузке 300 кПа - $e_2=0,44$.

2 Вычисляем значение коэффициента сжимаемости грунта

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,53 - 0,44}{300 - 100} = 0,00045.$$

3 По формуле (3.2) находим значение коэффициента относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{m}{1 + e_0} = \frac{0,00045}{1 + 0,59} = 0,00028.$$

3 По таблице 3.1 находим для супеси в твердом состоянии значение коэффициента бокового расширения грунта $\nu=0,15$.

4 Определяем коэффициент β по формуле (3.4)

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,15^2}{1 - 0,15} = 0,95.$$

5 Модуль деформации по формуле (3.3) равен

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,95}{0,00028} = 3393 \text{ кПа} = 3,39 \text{ МПа}.$$

С учетом коэффициента Агишева m_k вычисленного по интерполяции двух ближайших значений взятых из таблицы 3.3 получаем

$$E = m_k \cdot E_0 = 3,8 \cdot 3,39 \text{ МПа} = 12,89 \text{ МПа}.$$

Супесь в твердом состоянии с модулем деформации равным 12,89 МПа относится к средне деформируемым грунтам (таблица 3.2).

Варианты для самостоятельной работы приведены на рисунке А.1.

Задача 3.7 Начальный коэффициент пористости грунта составляет 1,0.

Определить коэффициент пористости грунта при нагружении его в компрессионном приборе, если начальная высота образца уменьшилась на 10 %.

Решение: 1 Из условия задачи следует, что относительная деформация образца составляет

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{0,1h_0}{h_0} = 0,1,$$

где h_0 - первоначальная высота образца.

2 Зависимость относительной деформации от изменения коэффициента пористости грунта имеет вид:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{e_0 - e_k}{1 + e_0}$$

3 Коэффициент пористости грунта при нагружении его в компрессионном приборе составит:

$$e_k = e_0 - \varepsilon(1 + e_0) = 1 - 0,1 \cdot (1 + 1) = 0,8.$$

Задача 3.8 Плотность частиц грунта равна $2,70 \text{ т/м}^3$, плотность сухого грунта $1,35 \text{ т/м}^3$. Чему равна деформация грунта в компрессионном приборе, если начальный коэффициент пористости уменьшился на 10 % ?

Р е ш е н и е: 1 Данные о плотности частиц грунта и плотности сухого грунта позволяют определить начальный коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,70 - 1,35}{1,35} = 1,0.$$

2 После нагружения коэффициент пористости составит

$$e_k = e_0 - 0,1 \cdot e_0 = 0,9 \cdot e_0.$$

3 Относительная деформация при изменении коэффициента пористости грунта определяется по формуле

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{e_0 - e_k}{1 + e_0} = \frac{(e_0 - 0,9e_0)}{(1 + e_0)} = \frac{0,1 \cdot e_0}{(1 + e_0)} = \frac{0,1 \cdot 1}{1 + 1} = 0,05.$$

Задача 3.9 Плотность частиц грунта равна $2,70 \text{ т/м}^3$, плотность сухого грунта $1,35 \text{ т/м}^3$. Чему равна деформация грунта в компрессионном приборе под давлением $P=200 \text{ кПа}$, если начальный коэффициент пористости уменьшился на 10 % ? Коэффициент Пуассона $\nu=0,4$.

Определить модуль деформации грунта.

Р е ш е н и е: 1 Данные о плотности частиц грунта и плотности сухого грунта позволяют определить начальный коэффициент пористости

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,70 - 1,35}{1,35} = 1,0.$$

2 После нагружения коэффициент пористости составит

$$e_k = e_0 - 0,1 \cdot e_0 = 0,9 \cdot e_0.$$

3 Относительная деформация при изменении коэффициента пористости грунта определяется по формуле

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{e_0 - e_k}{1 + e_0} = \frac{(e_0 - 0,9e_0)}{(1 + e_0)} = \frac{0,1 \cdot e_0}{(1 + e_0)} = \frac{0,1 \cdot 1}{1 + 1} = 0,05.$$

4 Вычисляем коэффициент вида напряженного состояния при компрессионном сжатии с учетом того, что $\nu=0,4$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,4^2}{1 - 0,4} = 0,467.$$

5 Модуль деформации грунта определяем по формуле

$$E_0 = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,467 \cdot 200}{0,05} = 1868 \text{ кПа} = 1,87 \text{ МПа}.$$

Задача 3.10 При давлении 300 кПа в компрессионном приборе относительная деформация грунта составляет 0,005, коэффициент Пуассона равен 0,4.

Определить модуль деформации грунта.

Р е ш е н и е. 1 Относительная деформация при компрессионном сжатии грунта вычисляется по формуле

$$\varepsilon = \frac{\beta \cdot P_i}{E},$$

так как

$$E = \frac{\beta}{m_v}; \quad m_v = \frac{\Delta h}{h_0 P_i}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0}; \quad E = \frac{\beta \cdot P_i}{\varepsilon}.$$

2 Коэффициент вида напряженного состояния определяем по формуле (3.4)

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,4^2}{1 - 0,4} = 0,467.$$

3 Модуль деформации грунта определяем из формулы для осевой деформации

$$E = \frac{\beta \cdot P_i}{\varepsilon} = \frac{0,467 \cdot 300}{0,005} = 28,02 \text{ МПа}.$$

Задача 3.11 На грунт, представляющий собой суглинок тугопластичного состояния установлен квадратный штамп площадью 1 м². При его испытании равномерно-распределенной нагрузкой получены следующие результаты:

<i>P</i> , кПа	0	0,50	100	200	300	400
<i>S</i> , см	0	0,4	0,8	1,6	2,7	4,8

Определить модуль деформации грунта в интервале нагрузки от 100 до 300 кПа.

Решение. Для нахождения модуля деформации используем формулу (3.5)

$$E_0 = \frac{\omega \cdot b \cdot (1 - \nu^2) \cdot \Delta P}{\Delta S} = \frac{0,88 \cdot 1 \cdot (1 - 0,25^2) \cdot 200}{(2,7 - 0,8) \cdot 10^{-2}} = 8684 \text{ кПа} = 8,7 \text{ МПа}.$$

Задача 3.12 Определить модуль общей деформации по таблице 1 приложения 1 СНиП 2.02.01-83 для песка средней крупности с коэффициентом пористости $e=0,58$.

Решение. В таблице 1 приложения 1 СНиП 2.02.01-83 значения модуля деформации для песка средней крупности с коэффициентом пористости $e_i=0,58$ отсутствует.

Значение модуля деформации находим по интерполяции двух ближайших значений по формуле

$$E_{e_i} = E_2 + \frac{(E_1 - E_2) \cdot (e_2 - e_i)}{e_2 - e_1}.$$

Ближайшие значения $e_1= 0,55$ $E_1=40$ МПа и $e_2= 0,65$ $E_2=30$ МПа

$$E_{(e=0,58)} = E_{(e=0,65)} + \frac{(E_{(e=0,55)} - E_{(e=0,65)}) \cdot (e_{(0,65)} - e_{(0,58)})}{e_{(0,65)} - e_{(0,55)}} =$$

$$= 30 + \frac{(40 - 30) \cdot (0,65 - 0,58)}{0,65 - 0,55} = 30 + \frac{10 \cdot 0,07}{0,1} = 30 + 7 = 37 \text{ МПа}.$$

Задача 3.13 Определить модуль общей деформации по таблице 3 приложения 1 СНиП 2.02.01-83 для глины с показателем текучести $I_L=0,65$ и коэффициентом пористости $e=0,76$.

Решение. В таблице 3 приложения 1 СНиП 2.02.01-83 значения модуля деформации для глины с $I_L=0,65$ и $e=0,76$ отсутствует.

Значение модуля деформации находим по интерполяции двух ближайших значений по формуле

$$E_{e_i} = E_2 + \frac{(E_1 - E_2) \cdot (e_2 - e_i)}{e_2 - e_1}.$$

Ближайшие значения $e_1= 0,75$ $E_1=15$ МПа и $e_2= 0,85$ $E_2=12$ МПа

$$E_{(e=0,76)} = E_{(e=0,85)} + \frac{(E_{(e=0,75)} - E_{(e=0,85)}) \cdot (e_{(0,85)} - e_{(0,76)})}{e_{(0,85)} - e_{(0,75)}} =$$

$$= 12 + \frac{(15 - 12) \cdot (0,85 - 0,76)}{0,85 - 0,75} = 12 + \frac{3 \cdot 0,09}{0,1} = 12 + 2,7 = 14,7 \text{ МПа}.$$

Варианты заданий для самостоятельной работы приведены в таблице А.1

3.2 Водопроницаемость грунтов

Второй особенностью грунтов как дисперсных пористых тел является их водопроницаемость. Водопроницаемостью грунта называют его способность пропускать через свою толщу воду под влиянием силы тяжести. Водопроницаемость зависит от гранулометрического и минералогического составов грунта, пористости грунта.

Движение поровой воды называют фильтрацией, а связанные с этим процессы – фильтрационными. Движение воды в порах грунта происходит в соответствии с законом ламинарной фильтрации Дарси.

Закон Дарси - скорость фильтрации поровой воды (v_f) прямо - пропорциональна градиенту гидравлического напора (i).

Для несвязных грунтов закон Дарси имеет вид

$$v_f = k_f \cdot i, \quad (3.7)$$

где v_f - скорость фильтрации, или объем воды, проходящий через единицу площади поперечного сечения грунта в единицу времени;

i - гидравлический градиент, равный потере напора $H_2 - H_1 = H$ на длине пути фильтрации L ;

k_f - коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при гидравлическом градиенте $i=1$.

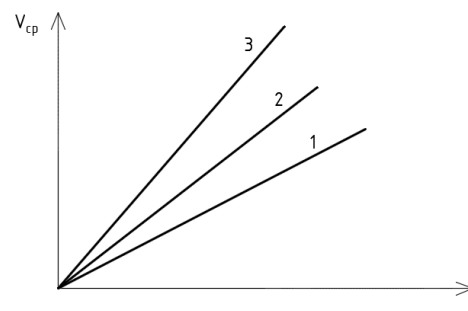


Рисунок 3.5- Закон Дарси для несвязных грунтов

Скорость ламинарного движения воды будет больше, если будет больше так называемый гидравлический градиент i , или в простейшем случае уклон поверхности уровня грунтовых вод tgj .

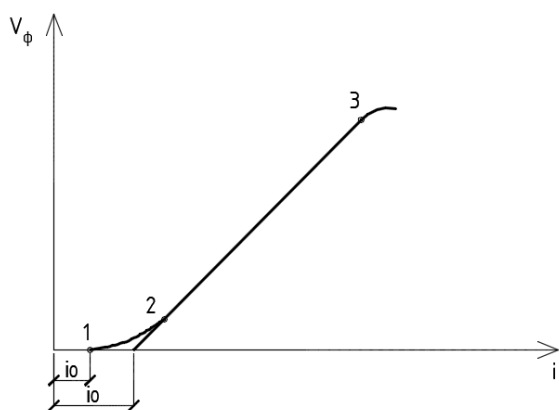


Рисунок 3.6 – Закон Дарси для связных грунтов

Для связных грунтов закон Дарси имеет вид:

$$v_f = k_f (i - i_0), \quad (3.8)$$

где i_0 - начальный градиент фильтрации в глинистых грунтах, при котором начинается практически ощутимая фильтрация, определяется заменой криволинейного участка на прямую (рисунок 3.6).

В большинстве случаев начальный участок кривой можно заменить прямой.

В водонасыщенных грунтах, обладающих начальным градиентом при $i > i_0$ есть фильтрация, развиваются осадки, при $i < i_0$ фильтрации нет.

Характеристикой водопроницаемости грунтов является коэффициент фильтрации. Во всех случаях его определяют измеряя количество воды, просочившейся через грунт за определенное время.

Задача 3.14 Какое давление создает столб воды высотой 1 м? Какой высоты столб воды нужно взять, чтобы создать давление, равное 1 кПа и 1 МПа?

Решение: Столб воды высотой 1 м создает давление, равное 10 кПа. Чтобы создать давление 1 кПа, требуется столб воды высотой 10 см, для создания давления в 1 МПа требуется столб воды 100 м.

Задача 3.15 Могут ли происходить фильтрационные процессы в грунте, если а) $i=0,2, i_0=0,3$; б) $i=0,3, i_0=0,3$; в) $i=0,5, i_0=0,1$?

Решение: Закон фильтрации Дарси с учетом начального градиента гидравлического напора i_0 записывается в виде: $v = k_f \cdot (i - i_0)$. Это означает, что фильтрация воды в грунте происходит только в том случае, когда градиент гидравлического напора i больше начального градиента i_0 .

С учетом этого приходим к ответам:

- а) $i < i_0$, фильтрация происходить не может;
- б) $i = i_0$, фильтрация происходить не может;
- в) $i > i_0$, происходит фильтрация воды в грунте.

Задача 3.15 Каким образом по величине порового давления можно установить завершение фильтрационной консолидации грунта, если начальный градиент гидравлического напора $i_0=0$?

Решение: В любой момент времени давление в грунте

$$p = p_z + p_w,$$

где p_z – давление в скелете грунта (эффективное давление);

p_w – давление в поровой воде (нейтральное давление).

При завершённой фильтрационной консолидации давление в грунте полностью воспринимается его скелетом, т.е. $p = p_z$. Из этого следует, что $p_w = 0$. Таким образом,

признаком завершения фильтрационной консолидации является равенство нулю порового давления.

Задача 3.16 Поверхность грунтового потока имеет уклон $26^{\circ}30'$. Коэффициент фильтрации грунта 100 м/сут. Определить ориентировочное время заполнения водой траншеи из несвязного грунта шириной $0,5$ м, пересекающей грунтовой поток и заглубленной ниже уровня грунтовых вод.

Р е ш е н и е: 1 Определим градиент гидравлического напора

$$i = (H_{\text{вх.}} - H_{\text{вых.}}) / L = \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} 26^{\circ}30' = 0,5.$$

2 Скорость фильтрации

$$v_f = k_f \cdot i = 100 \cdot 0,5 = 50 \text{ м/сут.}$$

3 Скорость фильтрации - это расход поровой воды через единицу поперечного сечения в единицу времени. Путь, равный ширине траншеи, грунтовой поток пройдет за время

$$t = L / v_f = 0,5 / 50 = 0,01 \text{ сут.} = 14,4 \text{ мин.}$$

Это время можно считать ориентировочным временем заполнения траншеи водой.

В таблице А.3 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

Задача 3.17 В фильтрационном приборе с постоянным напором воды проводились испытания образца глинистого грунта. Получены следующие результаты:

градиент напора, i	30	50	70
объем воды V_w , см^3	5	10	15

Найдите величину начального градиента напора, при котором начинается фильтрация грунта, если площадь сечения образца 60 см^2 , время фильтрации 5 мин, температура воды 10°C .

Р е ш е н и е: 1 Находим скорость фильтрации при каждом значении градиента напора

$$v_1 = \frac{V_w}{At} = \frac{5}{60 \cdot 300} = 2,8 \cdot 10^{-4} \text{ см/с}, \quad v_2 = 5,6 \cdot 10^{-4} \text{ см/с}, \quad v_3 = 8,3 \cdot 10^{-4} \text{ см/с}$$

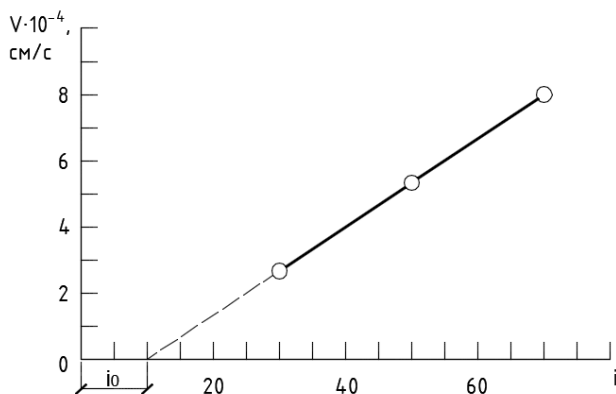


Рисунок 3.7- Зависимость скорости фильтрации от градиента гидравлического напора

2 Строим график - зависимость скорости фильтрации от градиента гидравлического напора (рисунок 3.7).

3 По графику определяем начальный градиент напора $i_0=10$.

4 Вычисляем коэффициент фильтрации.

$$k_f = \frac{v}{i - i_0} = \frac{8,3 \cdot 10^{-4}}{70 - 10} = 1,38 \cdot 10^{-5} \text{ см/с.}$$

В таблице А.4 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

3.3 Сопротивление грунта сдвигу

Сопротивление грунта сдвигу характеризуется прочностными свойствами грунта и используется в расчетах оснований по предельному состоянию (по прочности).

Прочность грунта – это способность его воспринимать силы внешнего воздействия не разрушаясь.

Грунты оснований зданий и сооружений испытывают воздействие не только нормальных, но и касательных напряжений. Разрушение грунта, служащего основанием сооружения, происходит в виде перемещения – сдвига одной его части относительно другой тогда, когда силы внешнего воздействия превысят силы внутреннего сопротивления.

Сдвиг - процесс изменения расположения частиц грунта под действием внешних сил. Начало сдвига соответствует потере прочности грунта, т.е. под прочностью грунта понимают его сопротивление сдвигу τ . Сопротивление сдвигу – показатель прочности грунта, обусловлено трением между частицами и структурными связями между ними.

Сопротивление сдвигу песчаных и крупнообломочных грунтов возникает в основном в результате трения перемещающимися между частицами и зацепления их друг за друга.

Предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному давлению (Закон Кулона).

Уравнение имеет вид:

$$\tau_{пред} = P \operatorname{tg} \varphi. \quad (3.9)$$

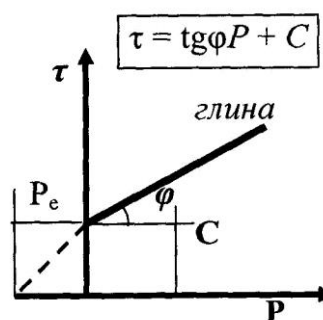
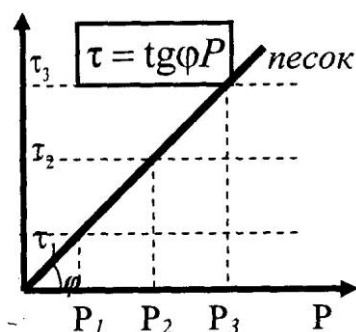
Коэффициент внутреннего трения несвязных грунтов зависит от крупности и формы частиц грунта, от его минералогического состава, влажности и степени уплотнения.

Сопротивление сдвигу в связных грунтах складывается из сил трения частиц и сил сцепления между ними.

Предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой консолидации есть функция первой степени от нормального давления.

Уравнение закона Кулона для связных грунтов имеет вид:

$$\tau_{пред} = P \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (3.10)$$



а)

б)

а- для несвязных грунтов, б- для связных грунтов

Рисунок 3.8 – Графики зависимости по закону Кулона

Сцепление – это сопротивление структурных связей глинистых грунтов всякому перемещению частиц.

Силы сцепления вызываются рядом факторов:

- наличием естественных цементов – коллоидных гелей и солей, как растворимых, так и нерастворимых в воде (жесткие цементационные связи);
- водно-коллоидными связями, образующимися под влиянием сил молекуляр-

ного притяжения в результате «склеивающей» способности коллоидных оболочек по поверхности грунтовых частиц;

- капиллярным давлением в зоне капиллярного движения.

Задача 3.18 Сдвиг чистого песка, испытанного в сдвиговом приборе при нормальном давлении 100 кПа, произошел от касательного напряжения 80 кПа.

Определите угол внутреннего трения.

Решение. Задачу решаем графически. Строим зависимость нормального давления от касательного напряжения. Транспортиром с графика снимаем показания угла внутреннего трения $\varphi=38^{\circ}$

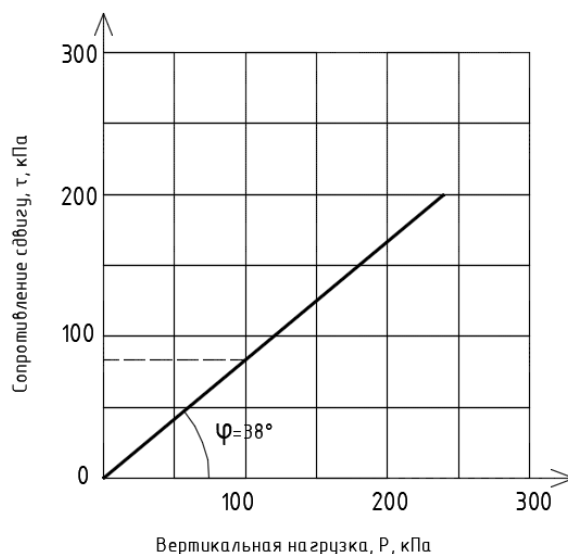


Рисунок 3.9 – График зависимости касательного напряжения от нормального давления

Задача 3.19 По данным испытаний в стабилометре определить угол внутреннего трения чистого песка, если для разрушения образца, обжатого боковым давлением 70 кПа, потребовалось вертикальное давление 200 кПа.

Решение. Задачу решаем графически: строим круг Мора на разности напряжений и проводим к нему касательную из начала координат. Транспортиром с графика снимаем показания угла внутреннего трения $\varphi=19^{\circ}$.

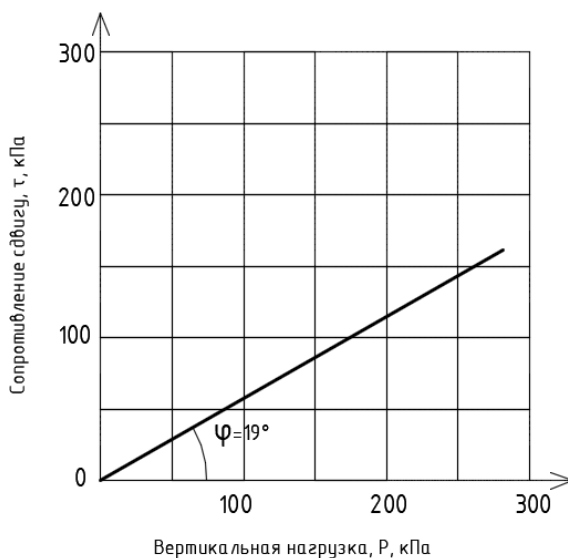


Рисунок 3.10 – Круг Мора

В таблице А.5 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

Задача 3.20 Песок намывается в подходную к мосту насыпь $\rho=1,64 \text{ т/м}^3$. При указанной плотности песок был испытан на сдвиг в одноплоскостном сдвиговом приборе, в результате чего получены следующие данные:

при вертикальной нагрузке $P_1=1$ кгс/см² сопротивление сдвигу $\tau_1=0,5$ кгс/см²
 при вертикальной нагрузке $P_2=2$ кгс/см² сопротивление сдвигу $\tau_2=1,0$ кгс/см²
 при вертикальной нагрузке $P_3=3$ кгс/см² сопротивление сдвигу $\tau_3=1,5$ кгс/см²

Определить параметр сдвига песка: угол внутреннего трения φ .

Решение. Данные опытов на сдвиг наносятся на график зависимости сопротивления сдвигу τ от нормального давления P и опытные точки соединяются прямой (рисунок 3.11).

Угол внутреннего трения рассчитывается по тангенсу угла наклонной прямой сдвига. Поскольку в условиях примера опытные точки идеально ложатся на прямую сдвига, тангенс угла наклона этой прямой очевидно будет равен

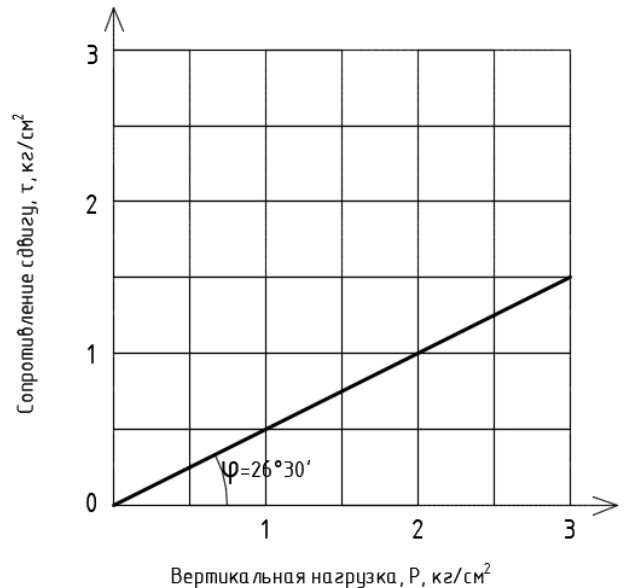


Рисунок 3.11 - График зависимости сопротивления сдвигу от давления

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_2 - \tau_1}{P_2 - P_1} = \frac{\tau_3 - \tau_2}{P_3 - P_2} = \frac{1,0 - 0,5}{2 - 1} = \frac{1,5 - 1,0}{3 - 2} = 0,5.$$

Следовательно, $\varphi=26^{\circ}30'$.

Задача 3.21 При испытаниях песка одной и той же плотности в стабилометре получены следующие данные:

- при боковом давлении $P_2^I=0,6$ кгс/см² образец разрушился под вертикальной нагрузкой $P_1^I=2,35$ кгс/см² ;

- при боковом давлении $P_2^{II}=0,85$ кгс/см² образец разрушился под вертикальной нагрузкой $P_1^{II}=3,10$ кгс /см²

- при боковом давлении $P_2^{III}=1,30$ кгс/см² образец разрушился под вертикальной нагрузкой $P_1^{III}=4,30$ кгс /см².

Определить параметры сдвига песка.

Р е ш е н и е 1 На разности главных напряжений P_1-P_2 строим три круга Мора и проводим касательную к этим кругам (рисунок 3.12).

2 Сцепление зацепления c определяем с учетом масштаба графика по отрезку, который отсекает на оси ординат касательная к кругам Мора. Эта величина равна $c=0,2$ кг/см²

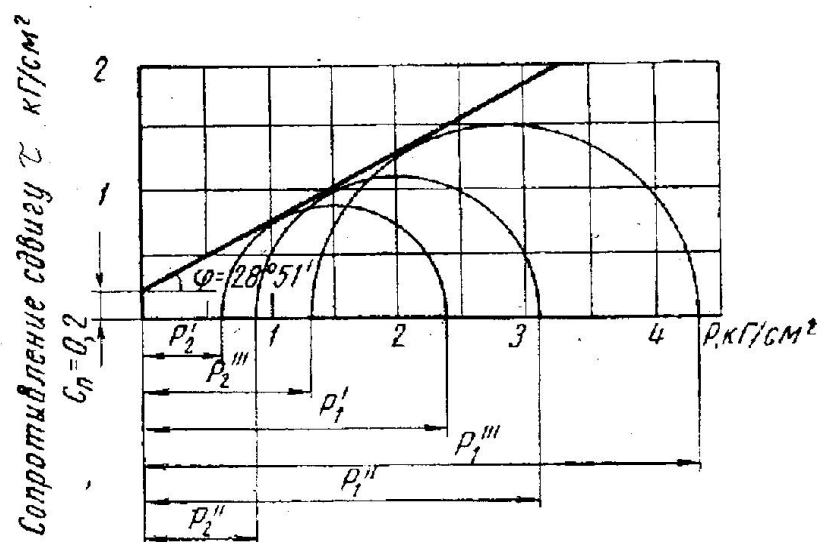


Рисунок 3.12 – Диаграмма сдвига песка по данным испытаний в стабилометре

3 Определяем угол наклона касательной к кругам Мора. Для этого графика снимаем любые две ординаты τ .

Например для $P_1=2$ кгс/см² $\tau=1,25$ кгс/см²,

для $P_2=3$ кгс/см² $\tau=1,80$ кгс/см².

Тогда

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1,80 - 1,25}{3 - 2} = 0,55.$$

Следовательно, $\varphi=28^{\circ}50'$.

Задача 3.22 Определить значение параметров сдвига: угол внутреннего трения φ и сцепление зацепления c глинистого грунта при влажности $W_1=0,26$ $W_2=0,36$ для глинистого грунта, подвергнутого испытанию на сдвиг в приборе прямого сдвига по

методу незавершенной консолидации как от вертикальной, так и от горизонтальной нагрузки.

Результаты испытания приведены в таблице 3.6

Таблица 3.6- Результаты испытания

Нормальная нагрузка $P_1=1,0$ кгс/см ²	Влажность гранта W после сдвига, %	25	28	32	37
	Сопротивление сдвигу τ , кгс/см ²	0,95	0,65	0,45	0,35
Нормальная нагрузка $P_2=2,0$ кгс/см ²	Влажность гранта W после сдвига, %	25	30	34	36
	Сопротивление сдвигу τ , кгс/см ²	1,30	0,85	0,70	0,65
Нормальная нагрузка $P_3=3,0$ кгс/см ²	Влажность гранта W после сдвига, %	25	27	32	37
	Сопротивление сдвигу τ , кгс/см ²	1,75	1,40	1,05	0,95

Р е ш е н и е 1 Строим график

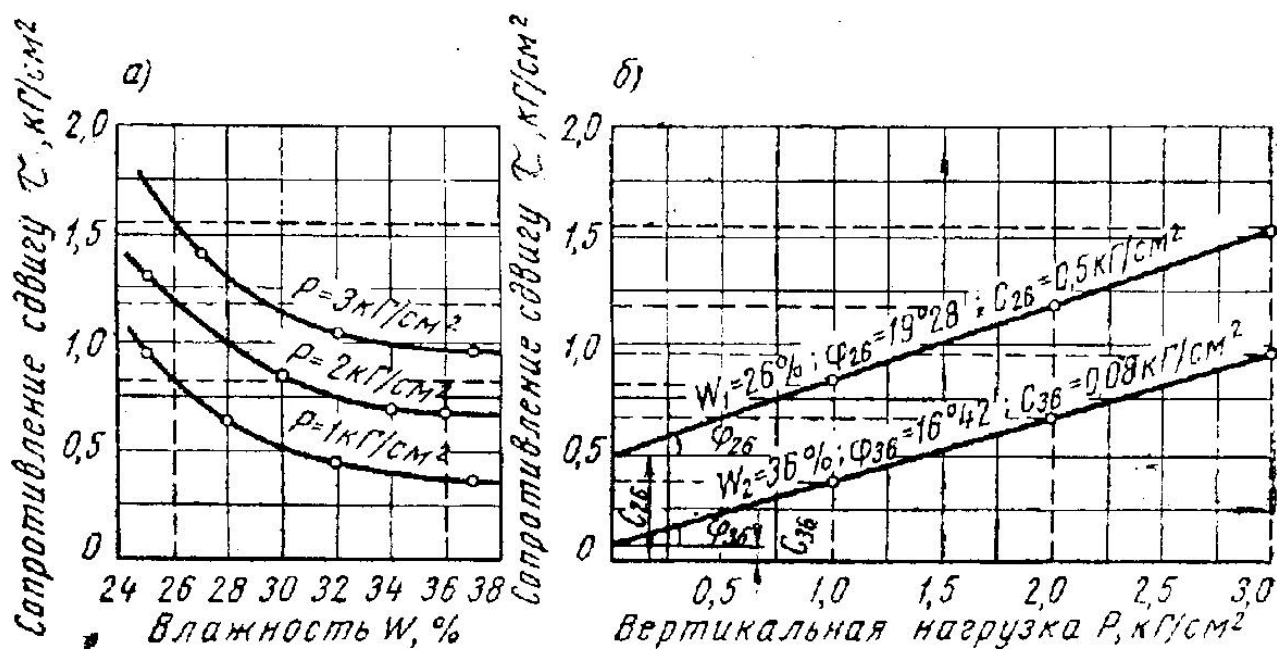


Рисунок 3.13 – Графики сопротивления сдвигу в зависимости от влажности (а), от нормальной нагрузки (б)

2 Из точек по оси абсцисс, соответствующих значениям влажности 0,26 и 0,36 восстанавливаем перпендикуляры до пересечения их с кривыми зависимостей сопротивления сдвигу от влажности. Точки пересечения перпендикуляров с указанными

кривыми показывают сопротивление сдвигу данного грунта при данной нагрузке 1, 2 и 3 кгс/см² и влажности 0,26 и 0,36.

3 По найденным значениям строят график зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки и определяют параметры сдвига.

При этом принимается, что в предельном состоянии зависимость между τ и P определяется уравнением:

$$\tau_i = P_i \cdot \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Графически указанному уравнению соответствует прямая линия, отсекающая на оси ординат отрезок c и наклоненная к оси абсцисс под углом φ .

Значение общего сцепления определяется по масштабу чертежа, а угол внутреннего трения – по его тангенсу.

В условиях примера значение $c=0,50$ кгс/см² при влажности $W_1=0,26$, а при влажности $W_2=0,36$, $c=0,08$ кгс/см²

Угол внутреннего трения можно рассчитать по любой из ординат двух точек прямой сдвига.

Для прямой сдвига при влажности 0,26, значение угла внутреннего трения можно рассчитать по значениям τ , определяемым по графику, например при нагрузках $P_1=1,0$ кгс/см² $\tau=0,85$ кгс/см², $P_2=2,0$ кгс/см² $\tau=1,20$ кгс/см²

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1,20 - 0,85}{2 - 1} = 0,35 \quad \operatorname{tg} \varphi = 19^{\circ}28'.$$

Для прямой сдвига при влажности 0,36, значение угла внутреннего трения можно рассчитать по значениям τ , определяемым по графику, например при нагрузках $p_1=1,0$ кгс/см² $\tau=0,35$ кгс/см² $p_2=2,0$ кгс/см² $\tau=0,65$ кгс/см²

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{0,65 - 0,35}{2 - 1} = 0,30 \quad \operatorname{tg} \varphi = 16^{\circ}42'.$$

Задача 3.23 При испытании на сдвиг глинистого грунта методом незавершенной консолидации получены результаты (таблица 3.7).

Определить параметры сдвига при влажности глинистого грунта 28 % и 31 %.

Таблица 3.7 – Результаты испытания на сдвиг

Нормальная нагрузка $P_1=1 \text{ кг/см}^2$	Влажность после сдвига W , %	34,0	33,2	32,3	30,0
	Сопротивление сдвигу c , кг/см^2	0,38	0,43	0,48	0,70
Нормальная нагрузка $P_2=2 \text{ кг/см}^2$	Влажность после сдвига W , %	31,6	30,8	29,2	28,1
	Сопротивление сдвигу c , кг/см^2	0,52	0,6	0,9	1,32
Нормальная нагрузка $P_3=3 \text{ кг/см}^2$	Влажность после сдвига W , %	28,6	27,6	27,1	26,6
	Сопротивление сдвигу c , кг/см^2	1,00	1,13	1,55	1,75

Р е ш е н и е : 1 По данным таблицы строят график зависимости сопротивления сдвигу от влажности (рисунок 3.14, а). При этом оказывается что все экспериментальные точки сдвига ложатся на одну кривую.

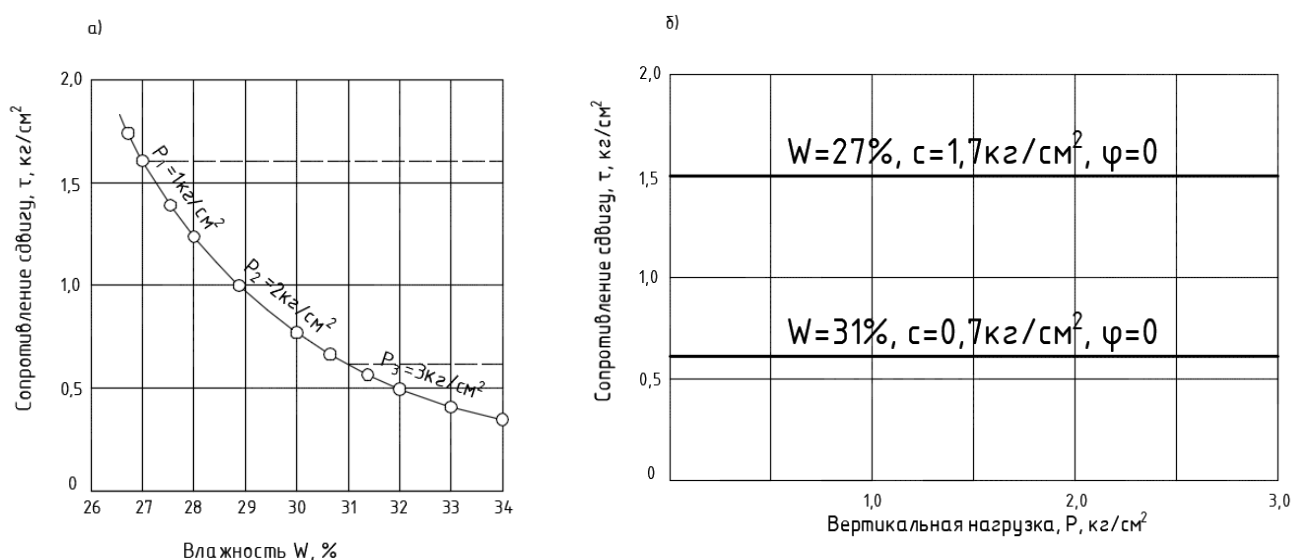


Рисунок 3.14 – Графики зависимости сопротивления сдвигу от влажности (а), от нормальной нагрузки (б)

2 На основании рисунка 3.14, а строится график зависимости сопротивления сдвигу от нормальной нагрузки. Поскольку кривая сопротивления сдвигу от влажности получается одна для всех трех нагрузок, диаграмма сдвига для любой влажности грунта имеет вид прямой, параллельной оси нормальных нагрузок рисунка 3.14, б.

В условиях примера получаем

- для влажности $W_1=27\%$, $c=1,7 \text{ кг/см}^2$, $\varphi=0$;
- для влажности $W_2=31\%$, $c=0,7 \text{ кг/см}^2$, $\varphi=0$.

4 Напряжения в грунтовом массиве

4.1 Распределение напряжений от сосредоточенной силы

Решение задачи о действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к поверхности упругого полупространства полученное в 1885 г. Ж. Буссинеском, позволяет определить все компоненты напряжений и деформаций в любой точке полупространства M от действия силы N (рисунок 4.1, *а*).

Вертикальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_z = \frac{K}{z^2} N, \quad (4.1)$$

где

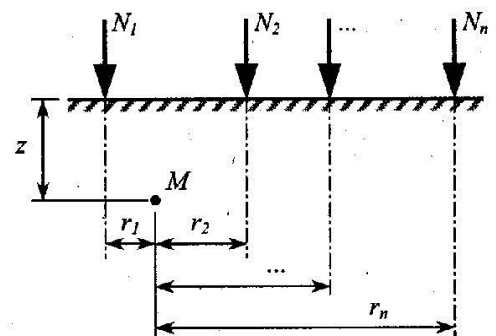
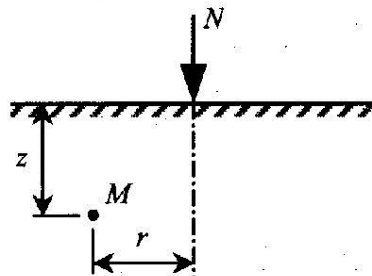
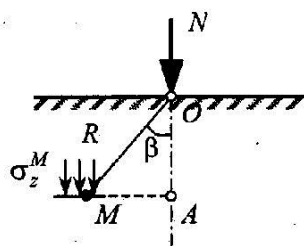
$$K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}. \quad (4.2)$$

Используя принцип суперпозиции можно определить значение вертикального сжимающего напряжения в точке M при действии нескольких сосредоточенных сил, приложенных на поверхности (рисунок 4.1, *б*):

$$\sigma_z = K_1 \cdot \frac{N_1}{z^2} + K_2 \cdot \frac{N_2}{z^2} + K_3 \cdot \frac{N_3}{z^2} = \frac{1}{z^2} \sum_i^n K_i \cdot N_i, \quad \sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_i^n K_i \cdot N_i, \quad (4.3)$$

где K - определяют в зависимости от r_i / z по таблице справочников или формуле 4.2

в полярных координатах в прямоугольных координатах



а)

б)

а – задача Буссинеска; *б* - задача о действии нескольких сил

Рисунок 4.1 – Расчетные схемы основных задач

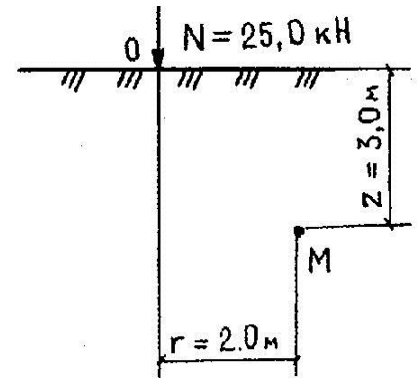
Задача 4.1 Определить вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точке M от действия сосредоточенной силы N , приложенной к поверхности грунтового основания, если известно: $N = 25$ кН, точка M находится на глубине 3 м от поверхности и на расстоянии 2 м в сторону от действия силы (рисунок 4.2).

Решение: 1 Определяем отношение

$$\frac{r}{z} = \frac{2}{3} = 0,67$$

2 По формуле находим (4.2) находим K

$$K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \frac{3}{2 \cdot 3,14 \left[1 + \left(\frac{2}{3} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = 0,1889$$



3 По упрощенной формуле Ж. Буссинеска Рисунок 4.2 – Схема к задаче 4.1 определяем вертикальное сжимающее напряжение

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2} = 0,1889 \cdot \frac{25}{3^2} = 0,524 \text{ кПа.}$$

Задача 4.2 Определить вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точке M от действия сосредоточенной силы N , приложенной к поверхности грунтового основания, если известно: $N = 25$ кН, точка M находится на глубине 5 м от поверхности и на расстоянии 2 м в сторону от действия силы (рисунок 4.3).

Решение: 1 Определяем отношение

$$\frac{r}{z} = \frac{2}{5} = 0,4$$

3 По формуле находим (4.2) находим K

$$K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \frac{3}{2 \cdot 3,14 \left[1 + \left(\frac{2}{5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = 0,3294$$

или по таблице Б.4.

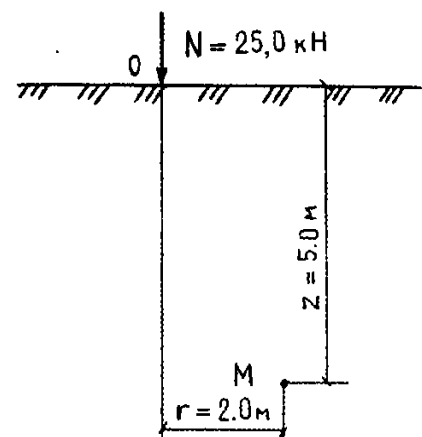


Рисунок 4.3 – К задаче 4.2

3 Определяем вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точке M

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2} = 0,3294 \cdot \frac{25}{5^2} = 0,329 \text{ кПа.}$$

По этим двум примерам можно сделать вывод, что вертикальное сжимающее напряжение зависит от места положения точки, например, с увеличением глубины (место положение точки M) и с удалением от оси напряжения уменьшаются.

Задача 4.3 Определить вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точке M от трех сосредоточенных сил: $N_1 = 25$ кН; $N_2 = 30$ кН; $N_3 = 35$ кН; приложенных к поверхности земли (грунтового основания). Расстояние от осевых линий приложения сил и глубина заложения точки M , координаты приведены на рисунке 4.4.

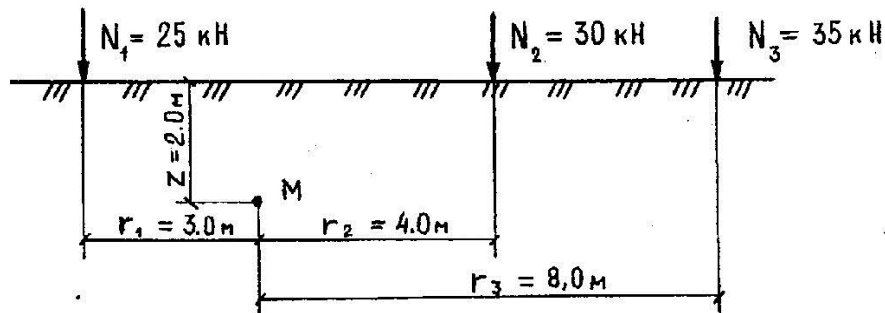


Рисунок 4.4- Схема к задаче 4.3

Р е ш е н и е: 1 Находим соотношение из трех сил:

$$\frac{r_1}{z} = \frac{3}{2} = 1,5, \quad \frac{r_2}{z} = \frac{4}{2} = 2,0, \quad \frac{r_3}{z} = \frac{8}{2} = 4,0$$

1 Находим значения коэффициентов K_1 , K_2 , K_3 по формуле (4.2)

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

$K_1 = 0,0251$ силы N_1 , $K_2 = 0,0085$ силы N_2 и $K_3 = 0,0004$ силы N_3 .

2 Имея значения коэффициентов K_1 , K_2 , K_3 , определяем σ_z по формуле

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_i^n K_i \cdot N_i = \frac{1}{2^2} (0,0251 \cdot 25 + 0,0085 \cdot 30 + 0,0004 \cdot 35) = 0,224 \text{ кПа}$$

В таблице А.6 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

4.2 Напряжения от равномерно-распределенной нагрузке по прямоугольной площади

Вертикальные нормальные напряжения от равномерно-распределенной нагрузке определяются по формулам русского инженера А. Лява (1935 г).

Формулы для определения тензора напряжений в произвольной точке $M(x, y, z)$ весьма громоздки, поэтому на практике часто ограничиваются определением вертикальных напряжений σ_z .

Точное решение в простой форме при нагрузке, равномерно-распределенной по прямоугольной площадке найдено не для всех точек полупространства, а лишь для точек, лежащих на осях, проходящих через углы площади загрузения, и точек лежащих на оси, проходящей через центр тяжести загрузения (рисунок 4.5).

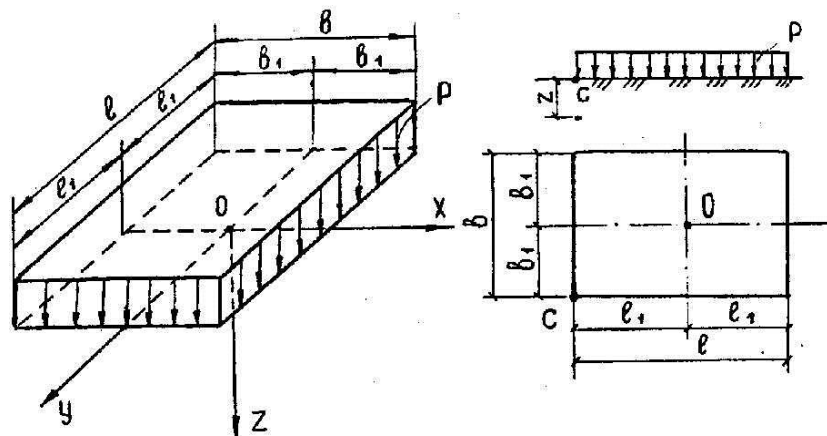


Рисунок 4.5 – Схема равномерно-распределенной нагрузке по прямоугольной площадке по поверхности полупространства

Сжимающие напряжения, возникающие под центром O прямоугольной площади, загрузенной равномерной распределенной нагрузкой, находят по формуле

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot P, \quad (4.4)$$

где P - равномерно-распределенное давление.

α_0 – коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по СНиП как функции относительной глубины и соотношению сторон прямоугольной площадки

$$\eta = \frac{l}{b}, \quad \xi = \frac{2z}{b} \quad (4.5)$$

где l – длинная сторона прямоугольной площади загрузки;
 b – ее ширина.

Формула (4.4) – используется для определения осадок фундаментов прямоугольной формы.

Напряжение под угловыми точками определяют по формуле

$$\sigma_z = 0,25 \alpha_c \cdot P, \quad (4.6)$$

где α_c – коэффициент рассеивания напряжений для угловых точек, определяются по СНиП в зависимости от величин $\eta = l/b$ и $\xi = z/b$.

Формула (4.6) используется для определения влияния фундаментов друг на друга.

Задача 4.4 Определить вертикальное напряжение в точке O , расположенной на глубине 2,4 м под центром прямоугольного штампа, загруженного равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $P=35,0$ кН/м² (рисунок 4.6).

Решение: 1 Находим относительную глубину и соотношение сторон фундамента по формулам (4.5)

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{7,2}{3} = 2,4 \quad \xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,4}{3} = 1,6$$

2 По таблице СНиП для значений $\xi=1,6$ и $\eta=2,4$ находим коэффициент $\alpha_0=0,612$.

3 Вычисляем напряжения по формуле 4.4)

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot P = 0,612 \cdot 35,0 = 21,42 \text{ кПа.}$$

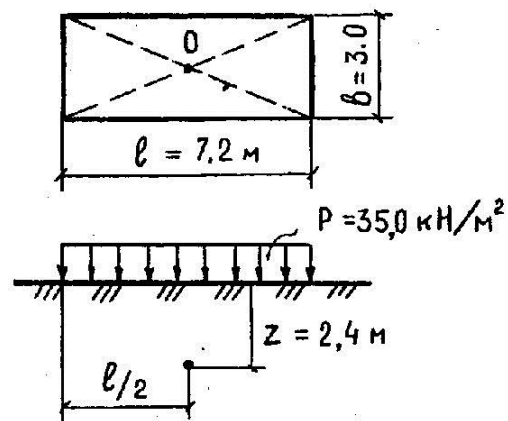


Рисунок 4.6 - Схема к задаче 4.4

Задача 4.5 Определить напряжение в точке M , расположенной на глубине 3,6 м под угловой точкой прямоугольного штампа, загруженного равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $P=35,0$ кН/м².

Решение 1 Для вычисления напряжений под угловой точкой находим соотношения по формулам

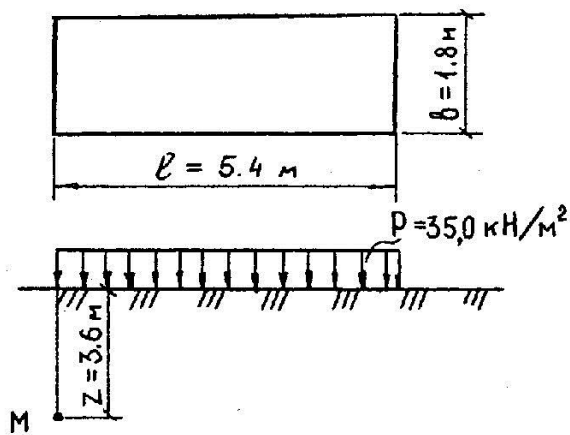


Рисунок 4.7 – К задаче 4.5

$$\xi = \frac{z}{b} = \frac{3,6}{1,8} = 2,0$$

2 В таблице СНиП отсутствует значение коэффициента α_c соответствующее $\eta=3,0$, поэтому значение определяется линейной интерполяцией $\alpha_c=0,524$. Определим вертикальное напряжение в точке M по формуле (4.6)

$$\sigma_z = 0,25 \alpha_c \cdot P, = 0,25 \cdot 0,524 \cdot 35,0 = 4,6 \text{ кПа}$$

Задача 4.6 Требуется определить величину сжимающих напряжений σ_z по глубине основания, построить эпюру его распределения под центром (точка M) и углом (точка C) загруженного прямо-угольного фундамента размером $l \times b = 4 \times 2$ м на глубине $z=0,5$; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 7,0 и 8,0 м от поверхности при внешней нагрузке интенсивностью $P=200$ кПа.

Решение: 1 Для точки M при $\eta=l/b=4/2=2$ формула (4.4). Результаты заносим в таблицу 4.1.

2 Для точки C при $\eta=l/b=4/2=2$ формула (4.6). Результаты заносим в таблицу 4.2.

3 Строим эпюры распределения напряжений по глубине основания (рисунок 4.8).

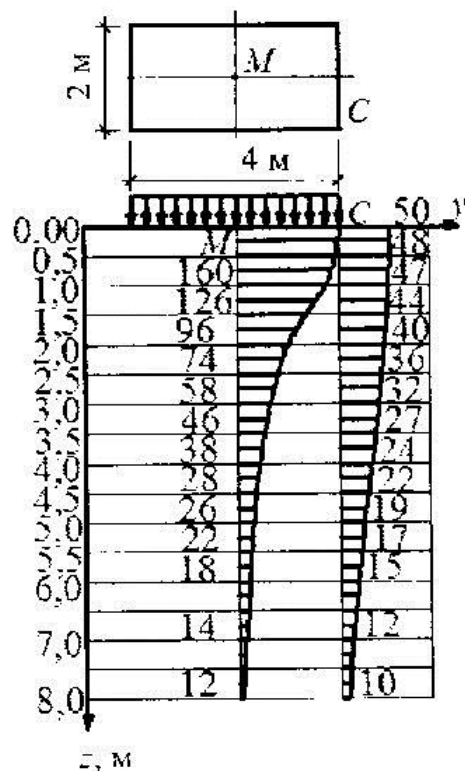


Рисунок 4.8 – Схема загруженной площади и эпюры распределения напряжений для точки M и C по вертикальным сечениям к задаче 4.6

Таблица 4.1 – Результаты вычислений для точки М под центром загруженного прямоугольного фундамента

$z, \text{ м}$	$\xi=2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha_0 \cdot P, \text{ кПа}$
0,0	0,0	1,00	200
0,5	0,5	0,95	190
1,0	1,0	0,80	160
1,5	1,5	0,63	126
2,0	2,0	0,48	96
2,5	2,5	0,37	74
3,0	3,0	0,29	58
3,5	3,5	0,23	46
4,0	4,0	0,19	38
4,5	4,5	0,14	28
5,0	5,0	0,13	26
5,5	5,5	0,11	22
6,0	6,0	0,09	18
7,0	7,0	0,07	14
8,0	8,0	0,06	12

Таблица 4.2 – Результаты вычислений для точки С под углом загруженного прямоугольного фундамента

$z, \text{ м}$	$\xi=z/b$	α	$\sigma_z = \alpha_0 \cdot P, \text{ кПа}$
0,0	0,0	1,00	50
0,5	0,25	0,96	48
1,0	0,5	0,95	47
1,5	0,75	0,88	44
2,0	1,0	0,80	40
2,5	1,25	0,71	36
3,0	1,5	0,63	32
3,5	1,75	0,55	27
4,0	2,0	0,48	24
4,5	2,25	0,43	22
5,0	2,5	0,37	19
5,5	2,75	0,33	17
6,0	3,0	0,29	15
7,0	3,5	0,23	12
8,0	4,0	0,19	10

В таблице А.7 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

4.3 Определение напряжений методом угловых точек (метод Польшина)

Знание величины сжимающих напряжений для угловых точек под прямоугольной площадью загрузки по формуле (4.6) позволяет очень быстро вычислить напряжения для любой точки грунтового основания внутри загруженной области или вне ее используя метод угловых точек (метод Польшина).

Сущность этого метода заключается в том, что грузовая площадь разбивается на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой. (рисунок 4.9). Напряжение в этой точке определяется как сумма напряжений от прямоугольных площадок, для которых эта точка является угловой.

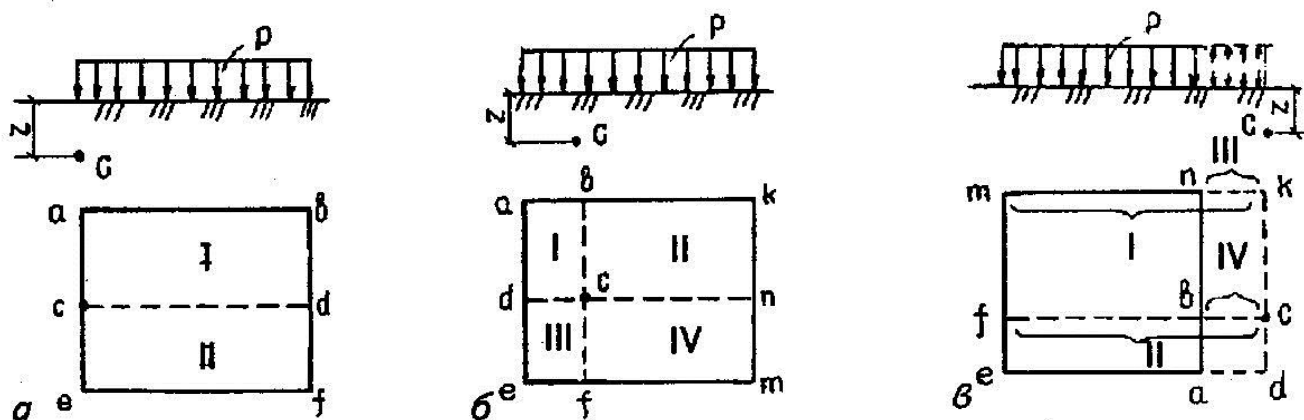


Рисунок 4.9 – Схема разбивки прямоугольника загрузки при определении напряжений методом угловых точек

Рассмотрим возможные варианты.

1-ый вариант. Точка *C* на контуре загруженной площади. Загруженная площадь разбивается на два прямоугольника *abdc* (*I*), *cdfe* (*II*), для каждого из которых точка *C* является угловой. Напряжение в точке *C* определяется как сумма двух угловых напряжений в прямоугольниках *I* и *II* (рисунок 4.9, *a*).

$$\sigma_z = 0,25 \cdot (K_I + K_{II}) \cdot P, \quad (4.7)$$

где

$$K_I = f\left(\frac{z}{b_I}; \frac{l_I}{b_I}\right); \quad K_{II} = f\left(\frac{z}{b_{II}}; \frac{l_{II}}{b_{II}}\right)$$

2-ый вариант. Точка C внутри прямоугольника давлений (рисунок 4,9, б). Тогда нагруженная площадь разбивается на четыре прямоугольника: $abcd$ (I), $bknc$ (II), $dcfe$ (III), $cnmf$ (IV).

$$\sigma_z = 0,25 \cdot (K_I + K_{II} + K_{III} + K_{IV}) \cdot P \quad (4.8)$$

где

$$K_I = f\left(\frac{z}{b_I}; \frac{l_I}{b_I}\right); K_{II} = f\left(\frac{z}{b_{II}}; \frac{l_{II}}{b_{II}}\right); K_{III} = f\left(\frac{z}{b_{III}}; \frac{l_{III}}{b_{III}}\right); K_{IV} = f\left(\frac{z}{b_{IV}}; \frac{l_{IV}}{b_{IV}}\right)$$

3-ый вариант. Точка C вне прямоугольника загрузки (рисунок 4,9, в). В этом случае ее считают угловой для четырех фиктивных площадей загрузки: $cfmk$ (I), $cdef$ (II), $cbnk$ (III), $cdab$ (IV).

$$\sigma_z = 0,25 \cdot (K_I + K_{II} - K_{III} - K_{IV}) \cdot P \quad (4.9)$$

где

$$K_I = f\left(\frac{z}{b_I}; \frac{l_I}{b_I}\right); K_{II} = f\left(\frac{z}{b_{II}}; \frac{l_{II}}{b_{II}}\right); K_{III} = f\left(\frac{z}{b_{III}}; \frac{l_{III}}{b_{III}}\right); K_{IV} = f\left(\frac{z}{b_{IV}}; \frac{l_{IV}}{b_{IV}}\right)$$

Задача 4.7 Определить вертикальное сжимающее напряжение в точке M , лежащей на расстоянии $x = 2,0$ м и $y = 2,0$ м от угловой точки на глубине $z = 4,0$ м от действия прямоугольной, равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $P=4,2$ кПа (рисунок 4.10).

Решение: 1 Разбиваем прямоугольник $ABCD$ на четыре прямоугольника $AKME$, $DEML$, $LMNC$ и $KMNB$, для которых точка M является угловой, и для каждого из них найдем соотношение l/b , учитывая :

$$\begin{aligned} l_I = AB - KB = 6,3 - 0,2 = 4,3 \text{ м}; & \quad b_I = KM = y = 2,0 \text{ м}; \\ l_{II} = EM = l_I = 4,3 \text{ м}; & \quad b_{II} = RL - RM = 4,5 - 2,0 = 2,5 \text{ м}; \\ l_{III} = LC = x = 2,0 \text{ м}; & \quad b_{III} = ML = b_{II} = 2,5 \text{ м}; \\ l_{IV} = MK = x = 2,0 \text{ м}; & \quad b_{IV} = KM = y = 2,0 \text{ м}; \\ l_I / b_I = 4,3 / 2,0 = 2,15; & \\ l_{II} / b_{II} = 4,3 / 2,5 = 1,72; & \\ l_{III} / b_{III} = 2,5 / 2,0 = 1,25; & \\ l_{IV} / b_{IV} = 2,0 / 2,0 = 1,0; & \end{aligned}$$

2 Вычисляем соотношение для

угловых точек:

$$z / b_I = 4,0 / 2,0 = 2,0$$

$$z / b_{III} = 4,0 / 2,5 = 1,6$$

$$z / b_{II} = 4,0 / 2,5 = 1,6$$

$$z / b_{VI} = 4,0 / 2,0 = 2,0$$

3 По таблице СНиП находим значения коэффициентов $K_I, K_{II}, K_{III}, K_{IV}$:

$K_I = 0,590$ - для прямоугольника $AKME$; K_{II}

$= 0,569$ - для прямоугольника $ДЕML$; K_{III}

$= 0,501$ - для прямоугольника $LMNC$;

$K_{VI} = 0,336$ - для прямоугольника $KMNB$.

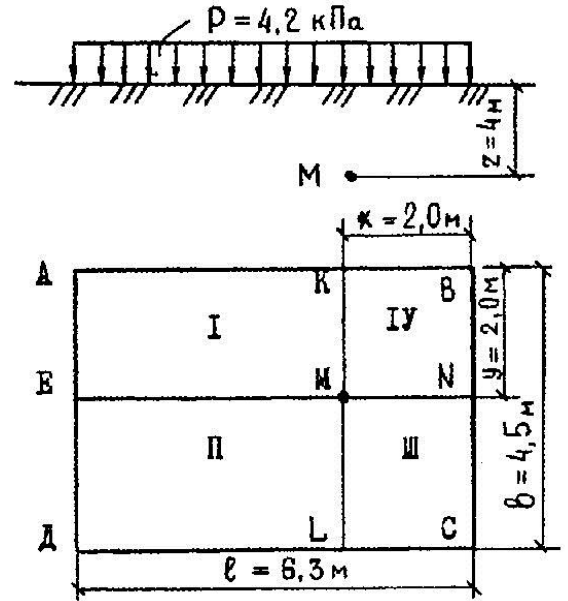


Рисунок 4.10- Схема к задаче 4.7

4 Определяем напряжение в точке M по формуле

$$\sigma_z = 0,25 \cdot (K_I + K_{II} + K_{III} + K_{IV}) \cdot P = 0,25 (0,590 + 0,569 + 0,501 + 0,336) \cdot 4,2 = 2,10 \text{ кПа.}$$

Задача 4.8 Определить напряжение в точке O , находящейся на глубине $3,0$ м от поверхности оси, проходящей через центр загруженной квадратной площади с учетом влияния загрузки двух соседних площадей (рисунок 4.11). Интенсивность равномерно распределенной нагрузки $P = 350$ кПа

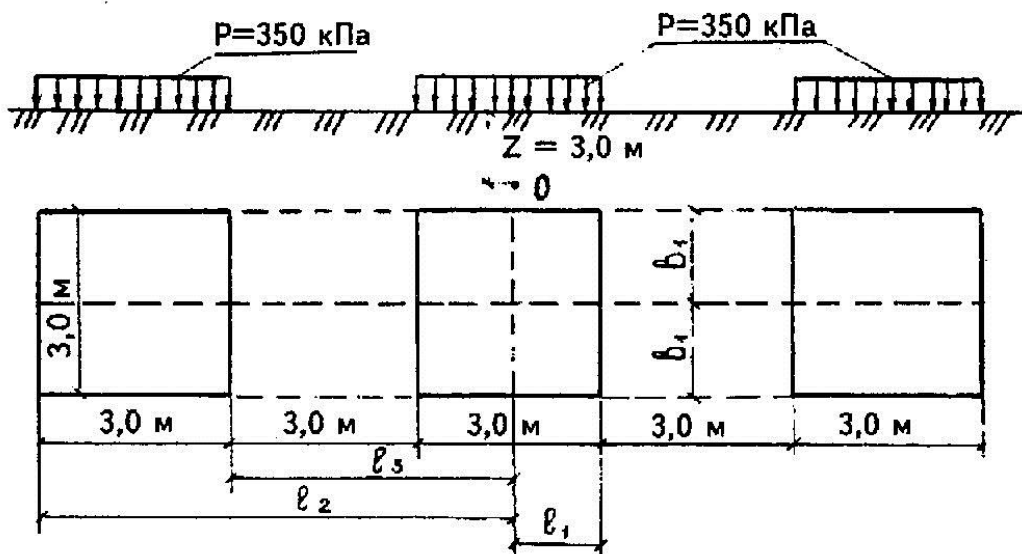


Рисунок 4.10 – Схема к решению задачи 4.8

Р е ш е н и е 1 Разбиваем площади прямоугольника так, чтобы их углы находились над точкой O .

Для каждого прямоугольника определяем по таблице СНиП значения коэффициентов $K^{\wedge}=K/4$ в соответствии с параметром η и ζ .

2. Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами b и l находим

$$\eta = \frac{l_1}{b_1} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \quad \xi = \frac{z}{b_1} = \frac{3,0}{1,5} = 2,0$$

Коэффициент K^{\wedge} равен $K^{\wedge}=K/4=0,336/4=0,084$

Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами l_2 и b_1

$$\eta = \frac{l_2}{b_1} = \frac{7,5}{1,5} = 5,0 \quad \xi = \frac{z}{b_1} = \frac{3,0}{1,5} = 2,0 \quad K_2 = \frac{0,545}{4} = 0,136$$

Для угловой точки O четырех прямоугольников со сторонами l_3 и b_1

$$\eta = \frac{l_3}{b_1} = \frac{4,5}{1,5} = 3,0 \quad \xi = \frac{z}{b_1} = \frac{3,0}{1,5} = 2,0 \quad K_3 = \frac{0,519}{4} = 0,130$$

3 Определяем суммарное напряжение в точке O :

$$\sigma_z = (4K_1 + 4K_2 - 4K_3)P = (K_1 + K_2 - K_3)4P = (0,084 + 0,136 - 0,130) \times 4 \times 350,0 = 126,0 \text{ кПа}$$

4.4 Распределение напряжений от полосовой нагрузки (плоская задача)

При плоской задаче рассматривается такое напряженно-деформированное состояние при котором напряжения и деформации распределяются в одной плоскости, а в направлении, ей перпендикулярном, они будут или равны нулю или постоянны.

Для определения напряжений в любой точке полупространства в условиях плоской задачи используют следующие выражения:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos 2\beta), \quad (4.10)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta), \quad (4.11)$$

$$\tau = \frac{P}{\pi} (\sin \alpha \cdot \sin 2\beta). \quad (4.12)$$

где α - угол видимости, образованный лучами, выходящими из точки M к краям загруженной полосы;

β - угол, составляемый крайним лучом с вертикалью.

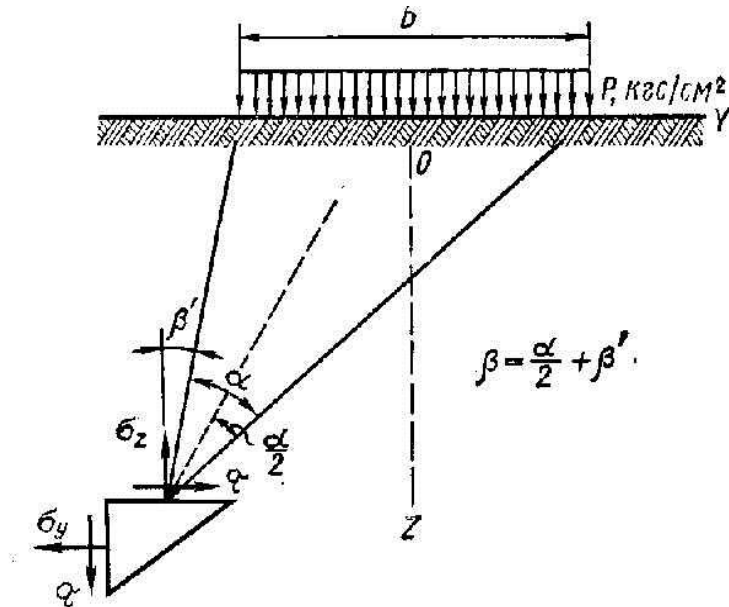


Рисунок 4.11 - Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Если выражения, заключенные в скобки и деленные на π , обозначить соответственно K_z , K_y , K_{yz} , то можно записать:

$$\sigma_z = K_z \cdot P, \quad (4.13)$$

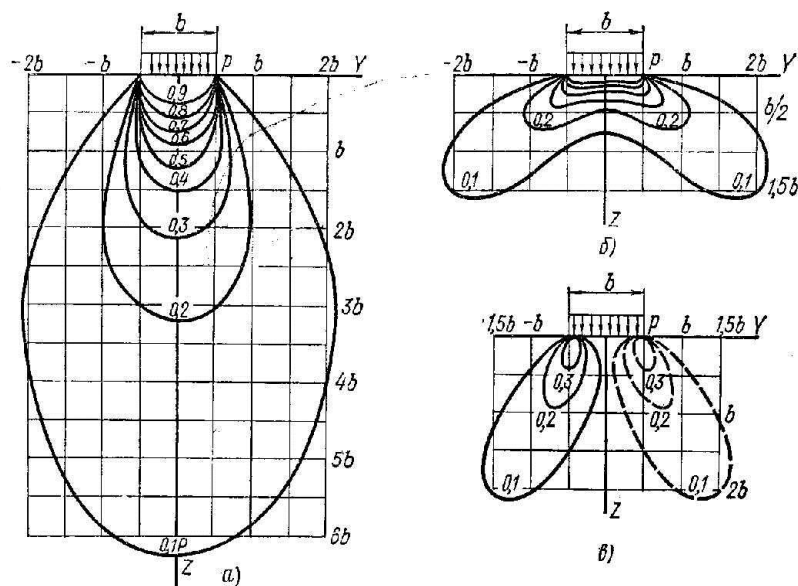
$$\sigma_y = K_y \cdot P, \quad (4.14)$$

$$\tau_{yz} = K_{yz} \cdot P, \quad (4.15)$$

где K_z , K_y , K_{yz} – коэффициенты рассеивания.

Напряжения в точке от действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи зависят от нагрузки P , координат точки (y/z) и ширины полосы загрузки b и не зависят от свойств грунта.

Определив σ_z , σ_y , τ_{yz} и соединив, точки с одинаковыми значениями каждой из этих величин линиями равных напряжений, получим графики (рисунок 4.12).



a - изобары σ_z ; б - распоры σ_y ; в - сдвиги σ_{xy}

Рисунок 4.12 - Линии равных напряжений в линейно деформируемом массиве в случае плоской задачи

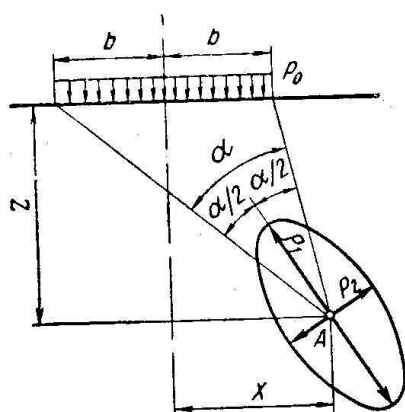


Рисунок 4.13 - Диаграмма полных напряжений

Плоское напряженное состояние изотропного тела по решению Мичелла может быть охарактеризовано главными напряжениями и их направлением.

Главные напряжения действуют по главным площадкам, где нет касательных напряжений, и могут быть определены в любой точке полуплоскости по выражениям:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \text{Sin} \alpha), \quad (4.16)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \text{Sin} \alpha), \quad (4.17)$$

где P - передаваемая на грунт сооружением равномерно распределенная удельная нагрузка;

α - угол видимости.

Наибольшее главное напряжение направлено биссектрисе угла видимости α .

Задача 4.9 Поверхность земли загружена полосообразной равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью $P=2 \text{ кг/см}^2$. Ширина полосы загрузки $2b=2 \text{ м}$. Определить величину и направление действия главных напряжений σ_1 и σ_2 в точке A с координатами $x=2 \text{ м}$, $z=4 \text{ м}$.

Решение. 1 По координатам найдем положение точки A (рисунок 4.14).

2 Определяем значение угла видимости α из двух прямоугольных треугольников ABD и ACD

$$\operatorname{tg}(\alpha + \beta) = \frac{3}{4} = 0,749 \quad \alpha + \beta = 36^\circ 50'$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{4} = 0,25 \quad \beta = 14^\circ$$

$$\alpha = (\alpha + \beta) - \beta = 36^\circ 50' - 14^\circ = 22^\circ 50'$$

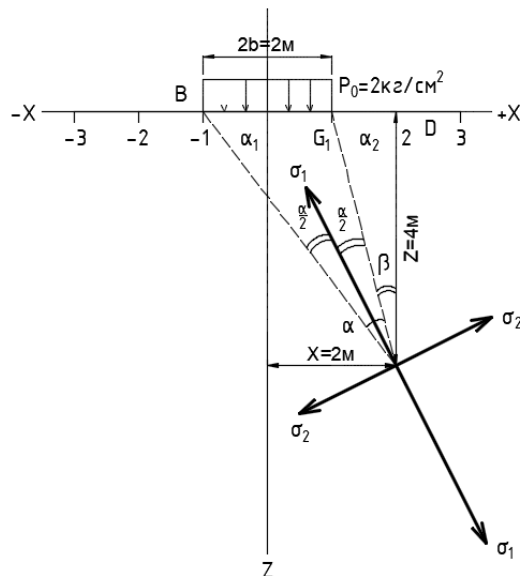


Рисунок 4.14 – Схема к решению задачи 4.9

Значение угла α в радианах равно:

$$\operatorname{arcc} \alpha^0 = \frac{3,14 \cdot 22^\circ 50'}{180^\circ} = 0,399$$

3 Определяем значения главных напряжений

$$\sigma_1 = \frac{P_0}{\pi} (\alpha + \operatorname{Sin} \alpha) = \frac{2}{3,14} (0,399 + 0,388) = 0,5 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{P_0}{\pi} (\alpha - \operatorname{Sin} \alpha) = \frac{2}{3,14} (0,399 - 0,388) = 0,1 \text{ кг/см}^2$$

Задача 4.10 Поверхность грунта загружена равномерно распределенной нагрузкой $P=40 \text{ т/м}^2$ по площади прямоугольника с размерами сторон $b \times l=10 \text{ м}$. Определить сжимающие напряжения по осям, проходящим через: центр площади загрузки (M_1); на контуре площади загрузки по середине длины (M_2), под углом площади загрузки (M_3); за контуром прямоугольника нагрузки по середине длины на расстоянии 1 м от центра (M_4). Решение выполнить в табличной форме. Построить эпюру распределения напряжений

Р е ш е н и е. 1 Точка M_I расположена в центре площади нагружения. Распределение напряжений принимается для случая нагружения по полосе

$$\eta = \frac{l}{b} = 10; \frac{l_n}{b} = 5; \frac{l_n}{b} = 5$$

$$\sigma_{pz} = K \cdot P; K = f(\zeta; \eta); \zeta = \frac{2z}{b}$$

Коэффициент α определяется по таблице СНиП.

Изменение глубины z принимается с шагом $\Delta h = 0,4$, $b = 0,4$ м .

Результаты вычислений заносим в таблицу 4.3.

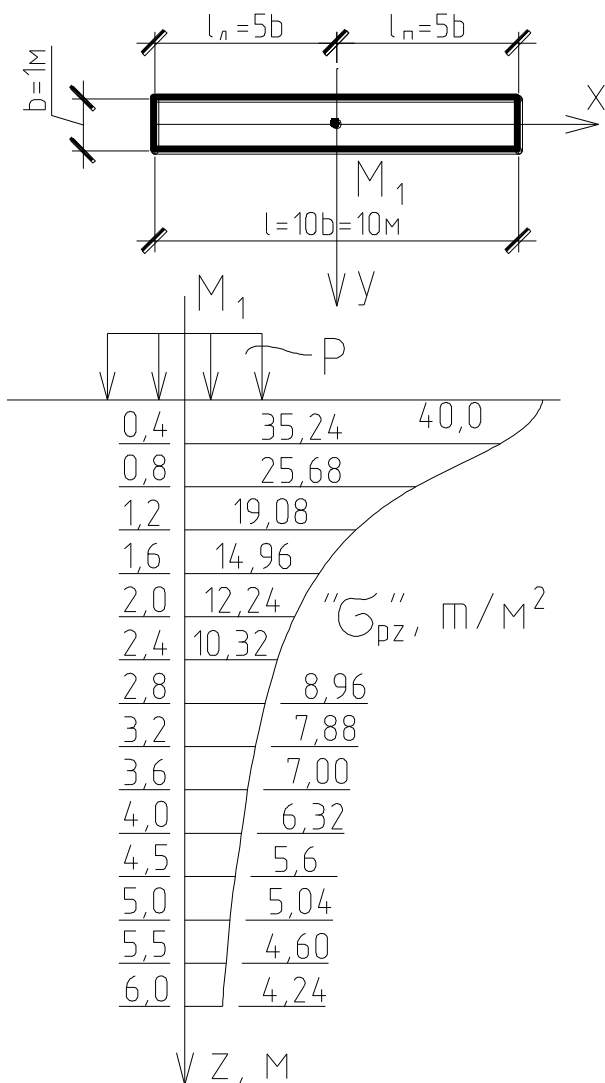


Таблица 4.3 – Результаты вычислений для точки M_I

$\overline{z}, \text{ м}$	$\zeta = \frac{2z}{b}$	K	$\sigma_{pz}, \text{ м/м}^2$
0	0	1,0	40,0
0,4	0,8	0,881	35,24
0,8	1,6	0,642	25,68
1,2	2,4	0,477	19,08
1,6	3,2	0,374	14,96
2,0	4,0	0,306	12,24
2,4	4,8	0,258	10,32
2,8	5,6	0,224	8,96
3,2	6,4	0,197	7,88
3,6	7,2	0,175	7,00
4,0	8,0	0,158	6,32
4,5	9,0	0,140	5,6
5,0	10,0	0,126	5,04
5,5	11,0	0,115	4,60
6,0	12,0	0,106	4,24

Рисунок 4.15 - Эпюра распределения напряжений для точки M_I

2 Точка M_2 удалена от краев прямоугольника нагружения на $0,5b$. Расчет напряжений выполняется для полосовой нагрузки $\eta=l/b=10$; $K=f(z/b; \eta)$ принимается по таблице СНиП.

Изменение глубины по оси принимается с шагом $0,8b=0,8$ м. Результаты вычислений заносим в таблицу 4.4.

3 Точка M_3 угловая. Расчет напряжений по оси M_3 выполняется как для угловых точек прямоугольной нагрузки

$$\sigma_{pz} = K \cdot P / 4; \quad K = f\left(\frac{z}{b}; \eta\right); \quad \eta = l/b = 10.$$

Результаты вычислений заносим в таблицу 4.5.

4 Точка M_4 расположена на оси y на удалении $1,0$ м от центра подошвы. Напряжение определяется по схеме влияния полосовой нагрузки:

$$\sigma_{pz} = K_n \cdot P; \quad K_n = f\left(\frac{z}{b}; \frac{y}{b}\right); \quad \eta = 10; \quad \frac{y}{b} = 1,0$$

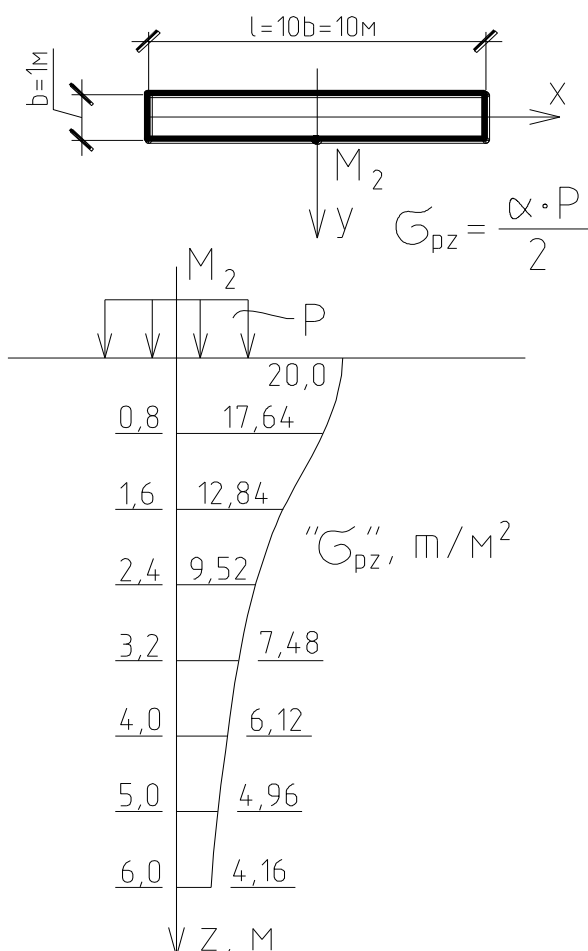


Рисунок 4.16 – Эпюра распределения напряжений для точки M_2

Изменение глубины точек по оси M_4 принимается с шагом $\approx 0,8$ м.

Результаты вычислений заносим в таблицу 4.6.

Таблица 4.4 - Результаты вычислений для точки M_2

z, m	$\zeta = z/b$	$K/2$	$\sigma_{pz}, m/m^2$
0	0	0,500	20
0,8	0,8	0,441	17,64
1,6	1,6	0,321	12,84
2,4	2,4	0,238	9,52
3,2	3,2	0,187	7,48
4,0	4,0	0,153	6,12
5,0	5,0	0,124	4,96
6,0	6,0	0,104	4,16

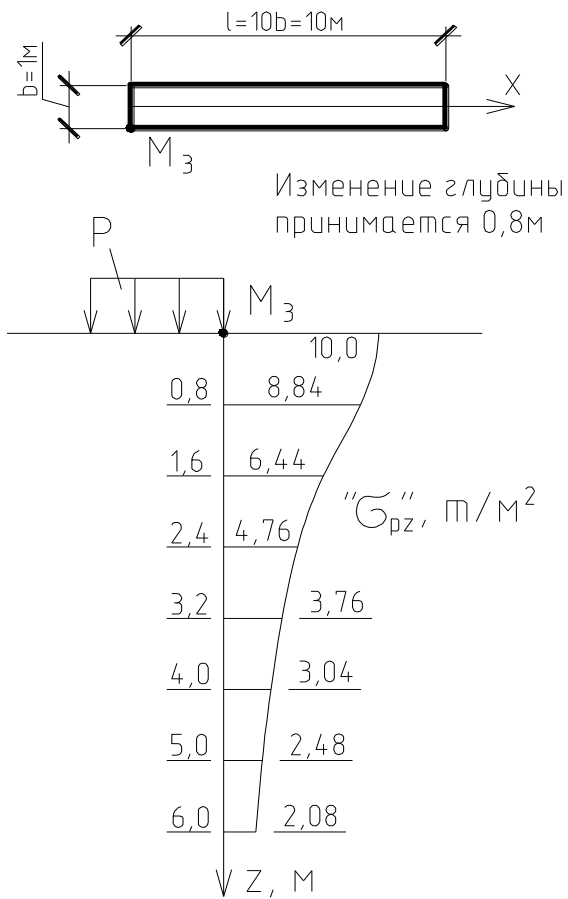


Рисунок 4.17 – Эпюра распределения напряжений для точки M_3

Таблица 4.5 – Результаты вычислений для точки M_4

$z, м$	$\zeta = \frac{z}{b}$	K_n	$\sigma_{pz}, м/м^2$
0	0	10,00	0,0
0,8	0,8	0,155	6,20
1,6	1,6	0,212	8,48
2,4	2,4	0,189	7,56
3,2	3,2	0,164	6,56
4,0	4,0	0,140	5,60
5,0	5,0	0,117	4,68
6,0	6,0	0,100	4,00

Таблица 4.5 – Результаты вычислений для точки M_3

$z, м$	$\zeta = \frac{z}{b}$	$K/4$	$\sigma_{pz}, м/м^2$
0	0	0,250	10,0
0,8	0,8	0,221	8,84
1,6	1,6	0,161	6,44
2,4	2,4	0,119	4,76
3,2	3,2	0,094	3,76
4,0	4,0	0,076	3,04
5,0	5,0	0,062	2,48
6,0	6,0	0,052	2,08

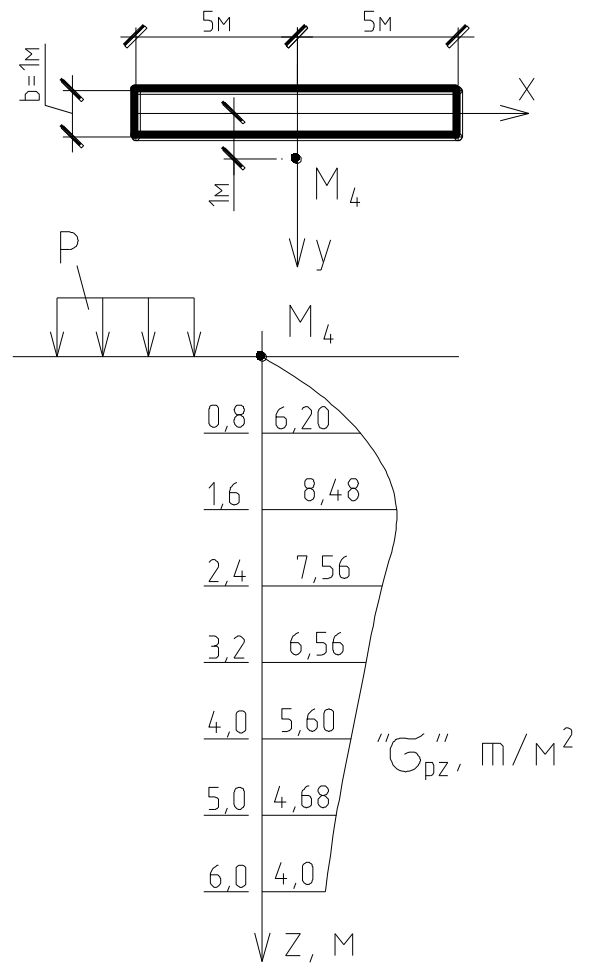


Рисунок 4.18 - Эпюра распределения напряжений для точки M_4

4.5 Напряжения от собственного веса грунта (природные)

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

Природным давлением называют напряжения от веса лежащих выше грунтов в естественных условиях.

Напряжения от собственного веса грунта определяются для оценки природной уплотненности грунтов и свеженасыпных земляных сооружений. При горизонтальной поверхности и отсутствии бокового расширения грунта напряжение от собственного веса грунта увеличиваются и определяются по формуле

$$\sigma_{z_g} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (4.18)$$

где n – число слоев грунта, от веса которых определяется напряжение;

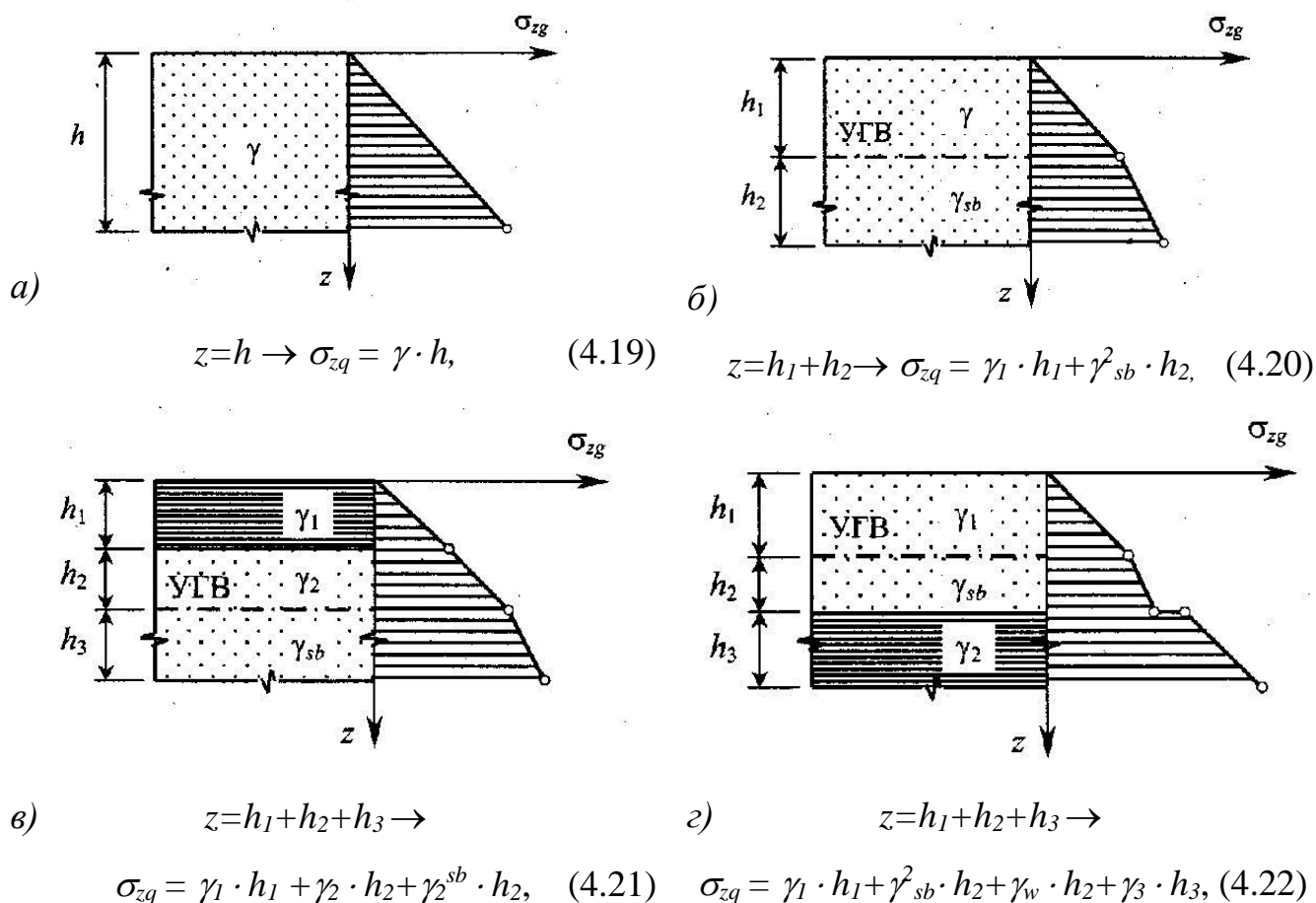
γ_i - удельный вес грунта i -го слоя;

h_i - толщина i -го слоя.

Эпюра напряжений по глубине будет иметь вид треугольника (рисунок 4.19, а).

При неоднородном напластовании с горизонтальным залеганием слоев эта эпюра будет уже ограничиваться ломаной линией, где наклон каждого отрезка в пределах мощности слоя h_i , определяется значением удельного веса грунта этого слоя γ_i (рисунок 4.19, б). Важно отметить, что неоднородность напластования может вызываться не только наличием слоев с разными характеристиками, но и наличием в пределах толщи грунта уровня подземных (рисунок 4.19, в) вод. На грунтовые частицы, находящиеся в воде, действует собственный вес этих частиц и архимедова сила – сила взвешивания. Архимедова сила равна равнодействующей гидростатического давления воды на частицу и направлены вверх, т.е. противоположно направлению действия собственного веса частиц. С учетом вышесказанного удельный вес взвешенного в воде грунта определяется по формуле (2.10).

Взвешивание грунта водой уменьшает напряжение от собственного веса грунта примерно 1,5 – 2 раза. Поэтому при подтоплении территорий пригрузка основания слоем грунта уменьшается, и устойчивость сооружений снижается.



a - в однородном грунте; б - в неоднородном грунте; в - при наличии грунтовых вод;
 з - при наличии по грунтовыми водами водонепроницаемой породы

Рисунок 4.19 – Распределение давлений от собственного веса грунта

Если на некоторой глубине ниже уровня подземных вод залегает водоупорный слой (плотные глины или суглинки), то на его кровли необходимо учитывать также и давление от столба вышележащей воды (рисунок 4.19, з).

Задача 4.11 Построить эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта, если известно, грунт однородный – песок мелкий, мощность пласта $h=5,0$ м, удельный вес грунта $\gamma=19,3$ кН/м³.

Р е ш е н и е. 1 Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (4.19)

$$\sigma_{zg1} = \gamma \cdot h = 19,3 \cdot 5,0 = 96,5 \text{ кПа}, \quad \sigma_{zg n.3} = 0.$$

2 Строим эпюру напряжений от собственного веса однородного грунта (рисунок 4.20).

Задача 4.12 Построить эпюру вертикальных природных напряжений σ_{zg} для нижеприведенного напластования грунтов:

первый слой – супеси мощностью $h_1 = 6,0$ м, удельный вес $\gamma_1 = 17,2$ кН/м³;

второй слой – песок мелкий мощностью $h_2 = 8,0$ м, удельный вес $\gamma_2 = 20,0$ кН/м³

Решение. 1 Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (4.18) в характерных точках, т.е. на уровне поверхности земли, по подошве 1-го и 2-го слоев:

$$\sigma_{zg n.3} = 0;$$

$$\sigma_{zg n.1} = \gamma \cdot h = 17,2 \cdot 6,0 = 103,2 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg n.2} = \sigma_{zg n.1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 103,2 + 20,0 \cdot 8,0 = 263,2 \text{ кПа}.$$

2 Для построения эпюры напряжений от собственного веса откладываем ординаты, соответствующие вычисленным значениям, и соединяем их концы прямыми линиями (рисунок 4.21).

Эпюра показывает изменение напряжений от собственного веса грунта по глубине. Как видно из рисунка 4.21, чем больше удельный вес грунта, тем больше отклонение эпюры от оси.

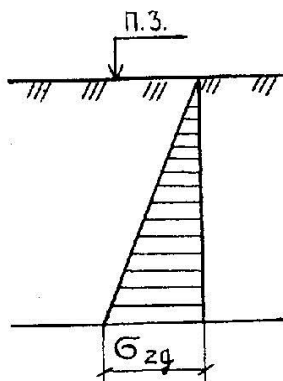


Рисунок 4.20 – Эпюра распределения напряжений σ_{zg} к задаче 4.11

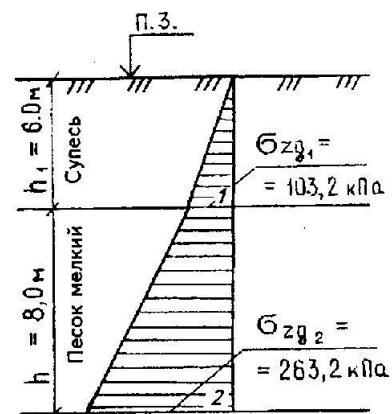


Рисунок 4.21 – Эпюра распределения напряжений σ_{zg} к задаче 4.12

Задача 4.13 Определить напряжение от собственного веса грунта и построить эпюру σ_{zg} для нижеприведенного напластования грунтов:

первый слой – супеси мощностью $h=6,0$ м, удельный вес $\gamma_1=17,2$ кН/м³;

второй слой – песок мелкий мощностью $h=8,0$ м, удельный вес грунта $\gamma_{s2}=26,6$ кН/м³, коэффициент пористости $e = 0,65$.

Уровень подземных вод на глубине 6,0 м, т.е второй слой, насыщенный водой.

Решение. 1 Определяем напряжения от собственного веса в характерных точках по формуле (4.20)

$$\sigma_{zg\ n.3}=0$$

$$\sigma_{zg\ n.1} = \gamma \cdot h = 17,2 \cdot 6,0 = 103,2 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg\ n.2} = \sigma_{zg\ n.1} + \gamma^{sb}_2 \cdot h_2 = 103,2 + 10,1 \cdot 8,0 = 184,0 \text{ кПа.}$$

Удельный вес грунта во взвешенном состоянии определяем по формуле

$$\gamma_2^{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10,0}{1 + 0,65} = 10,1 \text{ кН / м}^3 .$$

2 Строим эпюру напряжений от собственного веса грунта (рисунок 4.22).

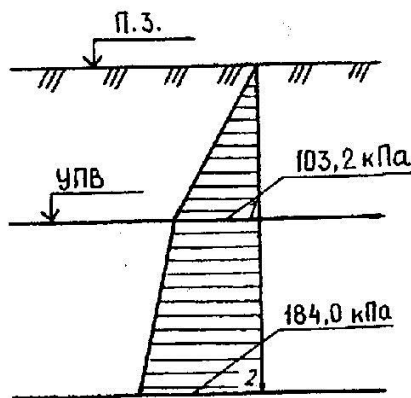


Рисунок 4.22 – Эпюра распределения напряжений σ_{zg} к задаче 4.13

Задача 4.14 Построить эпюру напряжений от собственного веса грунта для нижеприведенного напластования грунтов: первый слой – песок пылеватый мощностью 5,0 м, удельный вес 17,6 кН/м³; второй слой – песок мелкий, насыщенный водой мощностью 7,5 м, удельный вес 18,5 кН/м³, удельный вес частиц грунта 26,8 кН/м³, коэффициент пористости $e = 0,69$; третий слой – глина твердая (водоупор) мощностью 6,2 м; удельный вес 19,4 кН/м³. Уровень подземных вод находится на глубине 8,0 м.

Р е ш е н и е. 1 Определяем напряжение от собственного веса грунта по формуле (4.22)

$$\sigma_{zg\ n.3}=0 \quad \sigma_{zg\ 1} = \gamma \cdot h = 17,6 \cdot 5,0 = 88,0 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg\ 2} = \sigma_{zg\ .1} + \gamma_2 \cdot h'_2 = 88,0 + 18,5 \cdot 3,0 = 143,5 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg\ 2} = \sigma_{zg\ .2} + \gamma_{sb2} \cdot h''_2 = 143,5 + 9,94 \cdot 4,5 = 188,2 \text{ кПа}$$

2 Определяем удельный вес грунта во взвешенном состоянии по формуле

$$\gamma_2^{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10,0}{1 + 0,69} = 9,94 \text{ кН / м}^3$$

3 Определяем давление столба воды на третий слой, так как данный грунт является водоупором. Следовательно, взвешивающее действие воды в глине проявляться не будет, но на кровлю глины, помимо давления от вышележащих слоев грунта, добавится гидростатичное напряжение от столба воды, находящегося над слоем глины:

$$\nabla = \gamma_w \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_2'' = 10,0 \cdot 4,5 = 45 \text{ кПа}$$

4 Определим природное давление по подошве 3-го слоя:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \nabla + \gamma_3 \cdot h_3 = 188,2 + 45 + 19,4 \cdot 6,2 = 353,48 \text{ кПа}$$

5 Строим эпюру напряжений от собственного веса грунта, откладывая напряжения в точках, соответствующих границам слоев (рисунок 4.23).

В таблице А.8 приведены данные по грунтам в неводонасыщенном состоянии, варианты заданий для самостоятельной работы приведены в таблице А.9.

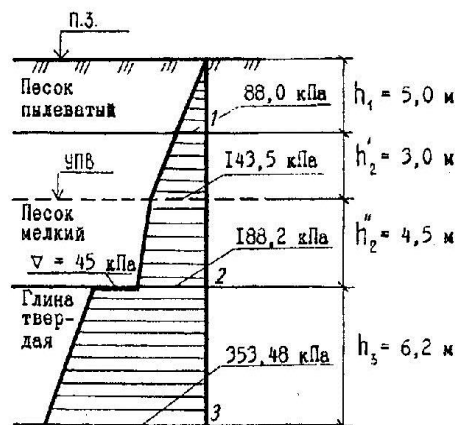


Рисунок 4.23 – Эпюра распределения напряжений σ_{zg} к задаче 4.14

5 Теория предельного равновесия

В зависимости от величины внешней нагрузки на грунт различают два понятия: допредельное и предельное. Первое характеризуется вполне определенными деформациями, изменение которых может произойти из-за повышения уровня напряжений или в результате временных эффектов (консолидации, ползучести). Второе состояние характеризуется достижением напряжениями такой критической комбинации, при которой устанавливается предельное равновесие между внешней нагрузкой и внутренними силами сопротивления грунта.

Предельным равновесием основания называют такое напряженное состояние, при котором незначительное увеличение внешней нагрузки приведет к нарушению установившегося равновесия и вызовет потерю устойчивости грунта, сопровождающееся выпором грунта из-под подошвы сооружения со значительным нарастанием осадки.

5.1 Начальное критическое давление

Давление, соответствующее началу появления областей пластических деформаций (сдвигов и разрушения грунта) под краями фундамента, называется начальным критическим давлением, $P_{кр}^{нач}$. При давлениях меньших начальных критических значений во всех точках основания напряженные состояния допредельные, что совершенно безопасно для оснований сооружений.

Начальное критическое давление, $P_{кр}^{нач}$ при полосовой нагрузке может быть определено по формуле

$$P_{кр}^{нач} = \frac{\pi}{ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma \cdot h + c \cdot ctg \varphi) + \gamma \cdot h, \quad (5.1)$$

где γ - объемный вес грунта;

h - глубина заложения фундамента;

φ - угол внутреннего трения грунта;

c - удельное сцепление грунта.

Выражение (5.1) можно привести к виду:

$$P_{нач.кр} = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' h + M_c c, \quad (5.2)$$

где M_γ, M_q, M_c - коэффициенты.

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{ctg \varphi + \varphi \frac{\pi}{2}}, \quad M_q = \frac{\pi}{ctg \varphi + \varphi \frac{\pi}{2}} + 1, \quad M_c = \frac{\pi ctg \varphi}{ctg \varphi + \varphi \frac{\pi}{2}}$$

Начальное критическое давление является границей между фазами уплотнения и сдвига. Поскольку в фазе уплотнения применим принцип линейной деформируемости, говорят также, что начальное критическое давление является пределом пропорциональности между давлениями и осадками (напряжениями и деформациями).

Предел пропорциональности рассчитывают по формуле

$$P_{nc} = \frac{\pi}{ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma \cdot h + 0,25\gamma b + c \cdot ctg \varphi) + \gamma \cdot h, \quad (5.3)$$

В нормах строительного проектирования в качестве предела пропорциональности принимают величину несколько превышающую, начальное критическое давление, называемую расчетным сопротивлением грунта.

Задача 5.1 Начальное критическое давление на грунт составляет 200 кПа, предельное критическое давление 400 кПа. В какой фазе напряженно-деформированного состояния находится грунт, если давление на грунт составляет: а) 150 кПа; б) 250 кПа; в) 450 кПа?

Р е ш е н и е.

а) в фазе уплотнения, так как $P < P_{кр}^{нач}$;

б) в фазе сдвигов, так как $P_{кр}^{нач} < P < P_{кр}^{пред}$;

в) в фазе выпора, так как $P > P_{кр}^{пред}$.

Задача 5.2 Определить начальную критическую нагрузку на грунт и предел пропорциональности грунта в основании фундамента мелкого заложения.

Исходные данные: глубина заложения $h=1,6$ м; ширина подошвы фундамента

$b=3,3$ м, удельный вес грунта $\gamma=18,6$ кН/м³; удельное сцепление $c=18$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi=22^{\circ}$.

Р е ш е н и е. 1 Определяем угол φ в радианах:

$$\varphi = \frac{22 \cdot 3,14}{180} = 0,384 ; \operatorname{ctg} 22^{\circ} = 2,475.$$

2 По формуле 5.1 определяем начальную критическую нагрузку:

$$P_{кр}^{нач} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma \cdot h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma \cdot h = - \frac{3,14(18,6 \cdot 1,6 + 18 \cdot 2,475)}{(2,475 + 0,384 - 1,57)} +$$

$$+ 18,6 \cdot 1,6 = \frac{233,333}{1,289} + 29,76 = 210,78 \text{ кПа}$$

$$P_{мц} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma \cdot h + 0,25\gamma b + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma \cdot h =$$

$$= \frac{3,14(18,6 \cdot 1,6 + 0,25 \cdot 18,6 \cdot 3,3 + 18 \cdot 2,475)}{(2,475 + 0,384 - 1,57)} + 18,6 \cdot 1,6 =$$

$$= \frac{3,14(29,76 + 15,35 + 44,55)}{1,289} + 29,76 = 248,17 \text{ кПа}$$

В таблице А.10 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

5.2 Предельное критическое давление

Давление, соответствующее исчерпанию несущей способности грунта основания, называется предельным критическим давлением, $P_{кр}^{пред}$.

Различают предельные сопротивления грунта основания в стабилизированном, когда осадка закончилась, и нестабилизированном состояниях.

В стабилизированном состоянии отсутствует избыточное поровое давление воды, предельное сопротивление грунта выше, чем в нестабилизированном. Предельное сопротивление грунта в нестабилизированном состоянии зависит от степени его консолидации. Чем выше степень консолидации грунта основания, тем выше его сопротивление, выпирающее из-под подошвы сооружения.

Предельное критическое давление является границе между фазами сдвигов и выпора.

Интенсивность предельного давления без учета влияния веса грунта ниже подошвы гибкого сооружения определяют по формуле Прандтля-Новоторцева:

$$p_{np} = N_q \gamma h + N_c c_g, \quad (5.4)$$

в которой коэффициенты несущей способности грунта рассчитываются по следующим выражениям:

$$N_q = \exp(\pi tg \varphi) tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.5)$$

$$N_c = c \cdot tg \varphi \left[\exp(\pi tg \varphi) tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \quad (5.6)$$

Предельное давление с учетом влияния веса грунта ниже подошвы сооружения, находят по формуле Соколовского:

$$p_n^{pred} = N_\gamma \gamma x + N_q \gamma h + N_c c, \quad (5.7)$$

где N_γ – коэффициенты несущей способности для плоской задачи, принимаемый по таблице 5.1

Таблица 5.1 – Значения коэффициентов несущей способности грунта N_γ

Угол внутреннего трения грунта φ , град.								
0	5	10	15	20	25	30	35	40
0,00	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46

Для краевых точек ($x=0$ и $x=b$).

$$P_{np.c} = N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c; \quad (5.8)$$

$$P_{np.b} = P_{np.c} \cdot \gamma \cdot h + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b. \quad (5.9)$$

Задача 5.3 Найти интенсивность предельного давления на грунт для гибкого сооружения, используя решения Прандтля-Новоторцева и Соколовского. Нагрузку

считать приложенной вертикально. Сделать сравнение полученных результатов в задачах 5.2 и 5.3.

Исходные данные: глубина заложения $h=1,6$ м; ширина подошвы фундамента $b=3,3$ м, удельный вес грунта $\gamma=18,6$ кН/м³; удельное сцепление $c=18$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi=22^\circ$.

Р е ш е н и е. 1 Находим предельное критическое давление по формуле (5.4).

Вычисляем коэффициенты N_q, N_c

$$N_q = \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \exp(3,14 \cdot 0,404) \operatorname{tg}^2(45^\circ + 11^\circ) = 3,56 \cdot 2,2 = 7,83$$

$$N_c = c \cdot \operatorname{tg} \varphi \left[\exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] =$$

$$= 18 \cdot \operatorname{tg} 22^\circ \left[\exp(3,14 \cdot \operatorname{tg} 22^\circ) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{3,14}{4} + \frac{22^\circ}{2} \right) - 1 \right] = 2,46 \cdot 6,82 = 16,88$$

2 Вычисляем предельное давление по решению Соколовского

$$P_{np.} = 7,83 \cdot 18,6 \cdot 1,6 + 16,88 \cdot 18 = 536,65 \text{ кПа.}$$

3 Давление в крайней точке со стороны действия пригрузки будет таким же, как и в решении Прандтля-Новоторцева

$$P_{np.c} = 536,65 \text{ кПа.}$$

4 По таблице 5.1 для угла $\varphi=22^\circ$, интерполируя линейно, получим $N_\gamma=4,66$.

5 Давление в крайней точке при $x=b=3,2$ м составит

$$P_{np.b} = 536,65 + 4,66 \cdot 18,6 \cdot 3,2 = 814,25 \text{ кПа.}$$

6 Среднее давление в пределах ширины $b=3,2$ м составит

$$P_{np.c} = 0,5 (P_{np.c} + P_{np.b}) = 0,5 (536,65 + 814,25) = 675,45 \text{ кПа.}$$

Сопоставим значения в кПа: $P_{кр}=210,98$; $P_{ну}=247,26$; $P_{np}=536,65$; $P_{np.c}=675,45$.

По данным примеров решения задач 5.2 и 5.3 имеем

$$210,98 < 247,26 < 536,65 < 675,45 \text{ кПа.}$$

Предел пропорциональности грунта превышает начальную критическую нагрузку на 17,2 %. Предельное давление в 2,17 раза, а среднее предельное давление (с учетом влияния веса грунта ниже подошвы сооружения) в 2,73 раза больше предела пропорциональности грунта.

5.3 Оценка влияния различных факторов на начальную и предельную критические нагрузки на грунт

Целью решения задач является показать диапазон безопасной и предельной нагрузками на основание и выявить, какие факторы наиболее существенно влияют на несущую способность основания.

На основании численных расчетов оценивается влияние на начальную и предельную критическую нагрузки следующих факторов:

- глубины заложения фундаментов, h ;
- ширины подошвы фундаментов, b ;
- угла внутреннего трения, φ .

При определении начальной $P_{кр}^{нач}$ и предельной $P_{кр}^{пред}$ нагрузок использовались соответственно решения Н.П. Пузыревского и В.Г. Березанцева. Для более корректного сопоставления рассматриваемых решений принимались одинаковые нормативные значения характеристик грунта и не учитывались коэффициенты надежности и условий работы.

Задача 5.4 Оценить влияние глубины заложения на начальную и предельную критические нагрузки на грунт.

Исходные данные: грунт-супесь, имеющая характеристики $\varphi=26^0$; $c=20$ кПа; $\gamma=20$ кН/м³. Фундамент квадратный с шириной подошвы $b=3$ и 5 м глубиной заложения $h=1; 1,5; 2; 3; 5; 9; 10$ м.

Р е ш е н и е. 1 Начальную критическую нагрузку определяем по формуле (5.1)

$$P_{кр}^{нач} = \frac{\pi}{ctg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma \cdot h + c \cdot ctg \varphi) + \gamma \cdot h$$

2 Определяем угол φ в радианах

$$\varphi = \frac{26 \cdot 3,14}{180} = 0,454 ; \text{ctg}26^{\circ} = 2,05.$$

3 Определяем начальные критические нагрузки $P_{кр}^{нач}$ при глубине заложения $h=1; 1,5; 2; 3; 5; 10$ м.

$$h=1\text{ м}; \quad P_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,05 + 0,454 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 1 + 20 \cdot 2,05) + 20 \cdot 1 = 225 \text{ кПа};$$

$$h=1,5\text{ м}; \quad P_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,05 + 0,454 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 1,5 + 20 \cdot 2,05) + 20 \cdot 1,5 = 269 \text{ кПа};$$

$$h=3 \text{ м}; \quad P_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,05 + 0,454 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 3,0 + 20 \cdot 2,05) + 20 \cdot 3,0 = 400 \text{ кПа};$$

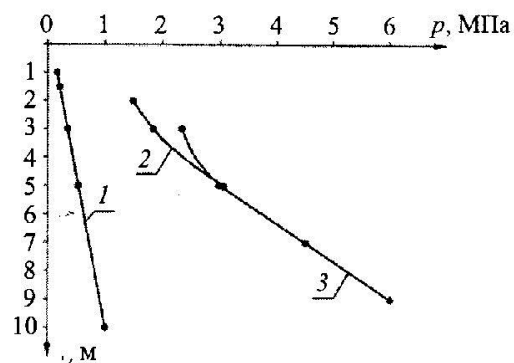
$$h=5 \text{ м}; \quad P_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,05 + 0,454 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 5,0 + 20 \cdot 2,05) + 20 \cdot 5,0 = 575 \text{ кПа};$$

$$h=10\text{ м}; \quad P_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,05 + 0,454 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 10,0 + 20 \cdot 2,05) + 20 \cdot 10,0 = 1011 \text{ кПа}.$$

График зависимости начальной критической нагрузки от глубины заложения фундамента показан на рисунке 5.1

Формула, по которой определяется предельная нагрузка на грунт, согласно решению В.Г. Березанцева зависит от глубины заложения фундамента.

Для фундаментов мелкого заложения при соблюдении $h/b < 0,5$ справедлива формула



- 1 - начальная критическая нагрузка;
- 2, 3 - предельная критическая нагрузка
(2 - $b=3$ м; 3 - $b=5$ м)

Рисунок 5.1 – Графики зависимости

$$p_n^{пред} = N_\gamma \gamma \frac{b}{2} + N_q \gamma h + N_c c, \quad (5.10)$$

где N_γ N_q N_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения грунта и определяемые по таблице IV СНиП 2.02.01-83*.

Для фундаментов средней глубины заложения, определяемой условием $0,5 < h/b < 2$, В.Г. Березанцевым получена формула только для сыпучих грунтов:

$$p_n^{пред} = A_k \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2}, \quad (5.11)$$

где A_k – коэффициент, определяемый по номограмме (рисунок 5.2).

4 Определяем предельную критическую нагрузку $P_{кр}^{пред}$ при ширине подошвы 3 м.

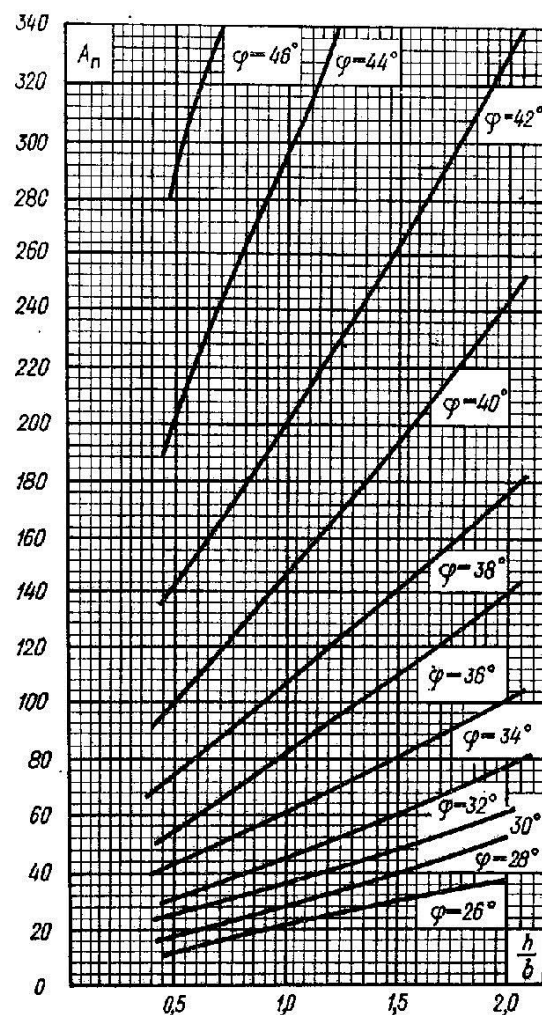


Рисунок 5.2 – Номограмма значений коэффициента A_k при $0,5 < h/2b < 2$

$$h=2 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{2}{3} = 0,67 \quad \text{при } \varphi=26^\circ, A_k=49; \quad p_n^{пред} = 49 \cdot 20 \cdot \frac{3}{2} = 1470 \text{ кПа};$$

$$h=3 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{3}{3} = 1,0 > 0,5 \quad \text{при } \varphi=26^\circ A_k=60; \quad p_n^{пред} = 60 \cdot 20 \cdot \frac{3}{2} = 1800 \text{ кПа};$$

$$h=5 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{5}{3} = 1,67 < 2,0 \quad \text{при } \varphi=26^\circ A_k=103; \quad p_n^{пред} = 103 \cdot 20 \cdot \frac{3}{2} = 3090 \text{ кПа}.$$

5 Определяем предельную критическую нагрузку $P_{кр}^{пред}$ при ширине подошвы 5 м

$$h=3 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{3}{5} = 0,6 \quad \text{при } \varphi=26^\circ A_k=46; \quad p_n^{пред} = 46 \cdot 20 \cdot \frac{5}{2} = 230 \text{ кПа};$$

$$\begin{array}{lll}
h=5 \text{ м}; & \frac{h}{b} = \frac{5}{5} = 1,0 > 0,5 & \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=60; \quad p_n^{пред} = 60 \cdot 20 \cdot \frac{5}{2} = 300 \text{кПа}; \\
h=7 \text{ м}; & \frac{h}{b} = \frac{7}{5} = 1,4 > 0,5 & \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=90; \quad p_n^{пред} = 90 \cdot 20 \cdot \frac{5}{2} = 450 \text{кПа}; \\
h=9 \text{ м}; & \frac{h}{b} = \frac{9}{5} = 1,8 > 0,5 & \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=120; \quad p_n^{пред} = 120 \cdot 20 \cdot \frac{5}{2} = 600 \text{кПа}.
\end{array}$$

Зависимость предельной нагрузки от размеров подошвы фундамента показана на рисунке 5.1.

Предельная нагрузка на грунт в несколько раз превышает начальную критическую. Начальная критическая нагрузка на грунт возрастает пропорционально глубине заложения подошвы фундамента, а предельная возрастает нелинейно и более интенсивно, чем начальная критическая.

Задача 5.5 Оценить влияние ширины подошвы фундамента на предельную нагрузку.

Исходные данные: грунт-супесь, имеющая характеристики $\varphi=26^0$; $c=20$ кПа; $\gamma=20$ кН/м³. Фундамент квадратный мелкого заложения $h=1$ м и $b=2,5; 5,0; 10,0$ м. Фундамент средней глубины заложения $h=5$ м и $b=3,0; 5,0; 9,0$ м.

Р е ш е н и е. 1 Определяем предельную критическую нагрузку для фундамента мелкого заложения

$$h=2,5 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{1,0}{2,5} = 0,4 < 0,5 \quad \text{при } \varphi=26^0 \quad N_\gamma=18,9; N_q=18,6; N_c=29,9 \text{ (таблица 5.2);}$$

$$p_{кр}^{пред} = 18,9 \cdot 20 \frac{2,5}{2} + 18,6 \cdot 20 \cdot 1 + 29,9 \cdot 0,00 = 845 \text{кПа}$$

$$h=5,0 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{1,0}{5,0} = 0,2 < 0,5 \quad p_{кр}^{пред} = 18,9 \cdot 20 \frac{5,0}{2} + 18,6 \cdot 20 \cdot 1 = 1317 \text{кПа}$$

$$h=10,0 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{1,0}{10,0} = 0,1 < 0,5 \quad p_{кр}^{пред} = 18,9 \cdot 20 \frac{10,0}{2} + 18,6 \cdot 20 \cdot 1 = 2262 \text{кПа}$$

2 Определяем предельную критическую нагрузку для фундамента среднего заложения

$$b=3 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{5}{3} = 1,67 \quad \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=103; \quad p_n^{пред} = 103 \cdot 20 \cdot \frac{3}{2} = 3090 \text{ кПа};$$

$$b=5 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{5}{5} = 1,0 > 0,5 \quad \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=60; \quad p_n^{пред} = 60 \cdot 20 \cdot \frac{5}{2} = 300 \text{ кПа};$$

$$b=9 \text{ м}; \quad \frac{h}{b} = \frac{5}{9} = 0,56 > 0,5 \quad \text{при } \varphi=26^0 \quad A_k=45; \quad p_n^{пред} = 45 \cdot 20 \cdot \frac{9}{2} = 4050 \text{ кПа}.$$

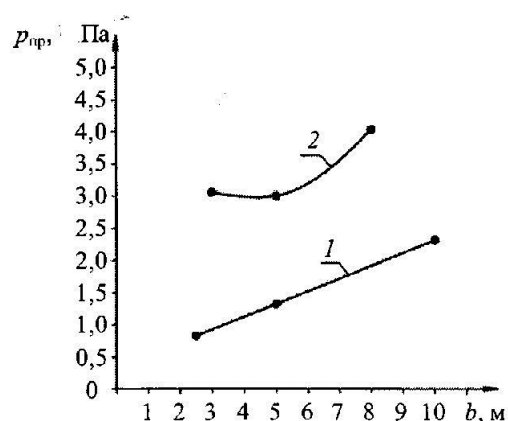
Таблица 5.2 - Значения коэффициентов несущей способности для фундаментов с круглой и квадратной площадью подошвы

Коэф- фици- енты	φ , град													
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
N_γ	4,1	5,7	7,3	9,9	14,0	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	216	317
N_q	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185	270
N_c	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120,0	161,0	219	300
$l/2b$	1,44	1,50	1,58	1,56	1,73	1,82	1,91	1,99	2,11	2,22	2,34	2,45	2,61	2,76

Примечание $l/2b$ - относительная длина призмы выпирания

Графики зависимости представлены на рисунке 5.3

Для фундаментов мелкого заложения предельная нагрузка на грунт возрастает пропорционально ширине подошвы фундамента, а для фундаментов средней глубины заложения наблюдается нелинейное увеличение предельной нагрузки с ростом ширины подошвы фундамента



1 - $h=1$ м; 2 - $h=5$ м

Рисунок 5.3 – Графики зависимости предельной нагрузки на грунт фундамента от глубины заложения

Задача 5.6 Оценить влияние угла внутреннего трения на начальную и предельную критические нагрузки на грунт.

Исходные данные: грунт-супесь, имеющая характеристики $c=20$ кПа; $\gamma=20$ кН/м³; $\varphi=16^\circ, 24^\circ, 34^\circ$. Фундамент квадратный мелкого заложения, с размерами подошвы $b=3,0$ м и глубиной заложения $h=1,5$.

Р е ш е н и е. 1 Определяем начальную критическую нагрузку на грунт

$$\varphi = \frac{16 \cdot 3,142}{180} = 0,279 ; \operatorname{ctg}16^\circ = 3,49:$$

$$p_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{3,49 + 0,279 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,49) + 20 \cdot 1,5 = 173 \text{ кПа};$$

$$\varphi = \frac{24 \cdot 3,142}{180} = 0,419 ; \operatorname{ctg}24^\circ = 2,245:$$

$$p_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{2,245 + 0,419 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 1,5 + 20 \cdot 2,245) + 20 \cdot 1,5 = 245 \text{ кПа};$$

$$\varphi = \frac{34 \cdot 3,142}{180} = 0,593 ; \operatorname{ctg}34^\circ = 1,48:$$

$$p_{кр}^{нач} = \frac{3,14}{1,48 + 0,593 - \frac{3,14}{2}} (20 \cdot 1,5 + 20 \cdot 1,48) + 20 \cdot 1,5 = 402 \text{ кПа}.$$

2 Определяем предельное давление на грунт $h/b=1,5/3=0,5$

$$\varphi=16^\circ; N_\gamma=4,1; N_q=4,5; N_c=12,8;$$

$$p_{кр}^{пред} = 4,1 \cdot 20 \frac{3,0}{2} + 4,5 \cdot 20 \cdot 1,5 + 12,8 \cdot 20,0 = 514 \text{ кПа}$$

$$\varphi=24^\circ; N_\gamma=14,0; N_q=14,1; N_c=29,98;$$

$$p_{кр}^{пред} = 14,0 \cdot 20 \frac{3,0}{2} + 14,1 \cdot 20 \cdot 1,5 + 29,9 \cdot 20,0 = 1427 \text{ кПа}$$

$$\varphi=34^\circ; N_\gamma=69,2; N_q=64,0; N_c=93,6;$$

$$p_{кр}^{пред} = 69,2 \cdot 20 \frac{3,0}{2} + 64,0 \cdot 20 \cdot 1,5 + 93,6 \cdot 20,0 = 5870 \text{ кПа}$$

3 Графики зависимости приведены на рисунке 5.4.

Начальная критическая нагрузка на грунт возрастает пропорционально углу внутреннего трения. Предельная нагрузка на грунт увеличивается существенно нелинейно с ростом угла внутреннего трения.

В таблице А.11 приведены задания для самостоятельной работы.

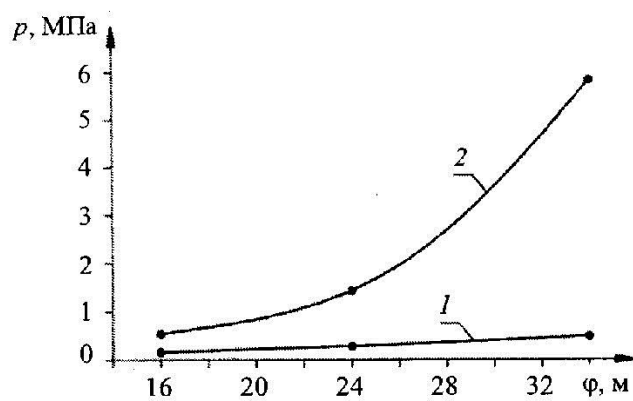


Рисунок 5.4 - Графики зависимости от угла внутреннего трения начальной критической нагрузки (1) и предельной нагрузки (2)

5.4 Расчетное сопротивление грунта основания

Расчетное сопротивление грунта - это критическое давление, при котором зоны пластического деформирования распространяются на глубину $0,25b$ (b -ширина фундамента).

Практика показывает, что фундамент, спроектированный таким образом, что давление под его подошвой не превышало бы начального критического давления, будет иметь экономически невыгодные размеры.

Запроектированные согласно зависимости $P_{нач.кр} = M_{\gamma}b + M_q\gamma'h + M_c$ фундаменты во многих случаях получаются неэкономичными из-за недоиспользования несущей способности грунтов, особенно песчаных, а также глинистых (твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции) даже в линейной стадии деформирования. В связи с этим СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. рекомендует ограничивать среднее давление под подошвой фундамента расчетным сопротивлением грунта основания R , что позволяет рассчитывать осадки фундаментов по линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Таким образом, при расчете оснований по деформациям необходимо, чтобы удовлетворялось условие

$$P \leq R, \quad (5.12)$$

где P - среднее давление по подошве фундамента;

R - расчетное сопротивление грунта основания.

СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений рекомендует следующую формулу для определения расчетного сопротивления грунта основания:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k b \gamma_{II} + M_q (d_1 + db) \gamma'_{II} - db \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (5.13)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, соответственно основания и сооружения во взаимодействии с основанием, принимаемые по таблице 5.3;

k - коэффициент, принимаемый $k=1$ – если прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями и $k=1,1$ – если они приняты по таблицам СНиП;

k_z - коэффициент, принимаемый $k_z=1$ при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0=8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) и выше подошвы, кН/м³;

d_b - глубина подвала –расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ и принимается $d_b=0$);

M_{γ} , M_q , M_c - коэффициенты, зависящие от расчетного значения угла внутреннего трения принимаемые по таблице 5.4;

d_1 - глубина заложения фундамента от пола до подвала; при отсутствии пола подвала - от планировочной отметки, м;

$$d_1 = h_s + h_{sf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (5.14)$$

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

h_{sf} - толщина конструкции пола подвала, м;

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

Иногда при определении d_1 учитывают, что удельный вес бетонного пола в подвале больше удельного веса грунта.

Таблица 5.3– Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{ci}	γ_{ci} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при соотношении длины сооружения к его высоте L/H	
		4 и более	1,5 и менее
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
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
<p><i>Примечания.</i> 1 Конструкции сооружений с жесткой конструктивной схемой приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований. 2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой γ_{c2} принимается равным 1. 3 При промежуточных значениях коэффициент γ_{c2} принимается по интерполяции</p>			

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2} принимают по таблицам СНиПа. При надежных грунтах в основании учет γ_{c1} и γ_{c2} иногда приводит к увеличению значения R почти в 2 раза. Кроме того, если ожидаемая осадка не превышает 40 % предельно допустимой, то значение R может быть увеличено еще на 20 %. По СНиПу значения R можно повышать и в других случаях, например, когда конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием. Значения коэффициентов M_γ , M_g и M_c , установлены исходя из развития зон сдвигов на глубину $0,25b$. Принятие

коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2} больше единицы ведет к большому развитию этих зон.

Таблица 5.4 –Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

φ	M_γ	M_q	M_c	φ	M_γ	M_q	M_c
	0,00	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,94	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Однако, как показывает практика строительства, это вполне допустимо для грунтов, обладающих относительно небольшой сжимаемостью, так как грунты зоны сдвигов передают (горизонтальном направлении) давление на достаточно хорошие грунты за пределами указанной зоны. Этим и объясняется сохранение относительно линейной зависимости между нагрузкой на фундамент и его осадкой.

Задача 5.7 Определить условное расчетное сопротивление песка мелкого, если известно: природная влажность $W=0,07$; природная плотность $\rho=1,87 \text{ т/м}^3$, плотность твердых частиц $\rho_s=2,67 \text{ т/м}^3$

Р е ш е н и е. 1 Определяем плотность сухого грунта по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,87}{1+0,07} = 1,74 \text{ т/м}^3$$

2 Определяем состояние песка мелкого по плотности сложения по коэффициенту пористости (формула 2.3):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,67 - 1,74}{1,74} = 0,53$$

Зная значение e , по таблице 2.1 находим, что песок мелкий, плотный.

3 Определяем наименование песка по влажности, для чего предварительно по формуле (2.5) определяем степень влажности:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,07}{0,53 \cdot 10} = 0,35$$

Так как $S_r=0,35$ попадает в диапазон $0 < S_r \leq 0,35$ (таблица 2.2), то песок маловлажный.

На основе предварительных расчетов и пользуясь таблицей 2.6, находим $R_0=400 \text{ кПа}$

Задача 5.8 Определить условия расчетное сопротивление глинистого грунта, если известно: природная влажность $W=0,16$; влажность на границе текучести $W_L=0,30$; влажность на границе раскатывания $W_p=0,14$; природная плотность $\rho=1,82 \text{ т/м}^3$; плотность твердых частиц $\rho_s=2,72 \text{ т/м}^3$.

Р е ш е н и е. 1 Определяем число пластичности по формуле (2.8):

$$I_p = W_L - W_p = 0,30 - 0,14 = 0,16$$

Находим по таблице 2.4 что грунт – суглинок, так как $I_p = 0,16$ попадает в диапазон

$$0,07 < I_p \leq 0,17.$$

2 Определяем показатель текучести по формуле (2.9)

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,16 - 0,14}{0,16} = 0,13$$

По таблице 2.5 находим, что грунт полутвердый, так как значение $I_L = 0,13$ попадает в диапазон $0 \leq I_L \leq 0,25$.

3 Определяем плотность сухого грунта по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,82}{1+0,16} = 1,57 \text{ т/м}^3$$

4 Вычисляем коэффициент пористости по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,72 - 1,57}{1,57} = 0,73$$

Для определения значения R_0 для суглинка воспользуемся формулой (2.12) и сведениями таблицы 2.7.

Для суглинка, имеющего коэффициент пористости $e = 0,73$, выпишем пограничные значения:

$$e_1 = 0,7; R_{0(1;0)} = 250 \text{ кПа}; R_{0(1;1)} = 180 \text{ кПа};$$

$$e_2 = 1,0; R_{0(2;0)} = 200 \text{ кПа}; R_{0(2;1)} = 100 \text{ кПа};$$

Тогда

$$\begin{aligned} R_{0(e,I_L)} &= \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \cdot R_{0(1,0)} + I_L \cdot R_{0(1,1)}] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \cdot R_{0(2,0)} + I_L \cdot R_{0(2,1)}] = \\ &= \frac{1,0 - 0,73}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,13) \cdot 250 + 0,13 \cdot 180] + \frac{0,73 - 0,7}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,13) \cdot 200 + 0,13 \cdot 100] = 235,5 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Задача 5.9 Определить расчетное сопротивление основания глинистого грунта со следующими характеристиками: природная влажность $W=0,22$; влажность на границе текучести $W_L=0,33$; влажность на границе раскатывания $W_p=0,20$; природная плотность $\rho=1,82 \text{ т/м}^3$; плотность твердых частиц $\rho_s=2,72 \text{ т/м}^3$. Фундамент глубиной заложения $d=1,5 \text{ м}$ и размерами подошвы $2,2 \times 2,2 \text{ м}$.

Р е ш е н и е. 1 Определяем наименование глинистого грунта основания. По формуле (2.8) вычисляем число пластичности

$$I_p = W_L - W_p = 0,33 - 0,20 = 0,13$$

и показатель текучести по формуле (2.9)

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,22 - 0,20}{0,13} = 0,15,$$

а затем по таблицам 2.4, 2.5 находим – суглинок твердый.

2 Определяем плотность сухого грунта по формуле (2.1)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,82}{1 + 0,18} = 1,54 \text{ т} / \text{м}^3$$

3 Вычисляем коэффициент пористости по формуле (2.3)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,72 - 1,54}{1,54} = 0,76.$$

4 По таблице Б.2 для суглинка с $I_L > 0,15$ и $e = 0,76$ находим $c_n = 24,7$ кПа и $\varphi_n = 23^\circ$.

5 Затем по таблице 5.4 для $\varphi_{II} = \varphi_n = 23^\circ$ находим безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 0,69$, $M_q = 3,65$, $M_c = 6,24$.

6 Определяем для суглинка с $I_L = 0,15$ и L/H менее 1,5 по таблице 5.3 значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1,1$. Так как расчетные характеристики φ_{II} и c_{II} Получены по табличным данным, т.е. косвенным путем, принимаем значение коэффициента $k = 1,1$.

7 Удельный вес $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = \rho \cdot q = 1,82 \cdot 9,81 = 17,85$ кН/м³

8 Находим значение расчетного сопротивления грунта основания по формуле (5.13)

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k b \gamma_{II} + M_q (d_1 + db) \gamma'_{II} - db \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \\ = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,69 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 17,85 + 3,65 \cdot 1,5 \cdot 17,85 + 6,24 \cdot 24,7) = 348,7 \text{ кПа}$$

6 Давление грунта на подпорную стенку

Давление грунта стремится опрокинуть стенку вокруг ее переднего или заднего ребра, причем подпорная стенка повернется (в случае податливости основания).

Перемещения грунта в предельном состоянии произойдет по некоторой поверхности AC , которая называется поверхностью скольжения, а призма ABC - призмой обрушения. Если при этом подпорная стенка поворачивается по направлению от грунта, то имеет место активное давление на стенку E_a (рисунок 6.1, *a*). Если же стенка повернется по направлению в грунт, то грунт засыпки будет выпираться стенкой вверх. В этом случае стенка будет преодолевать вес призмы

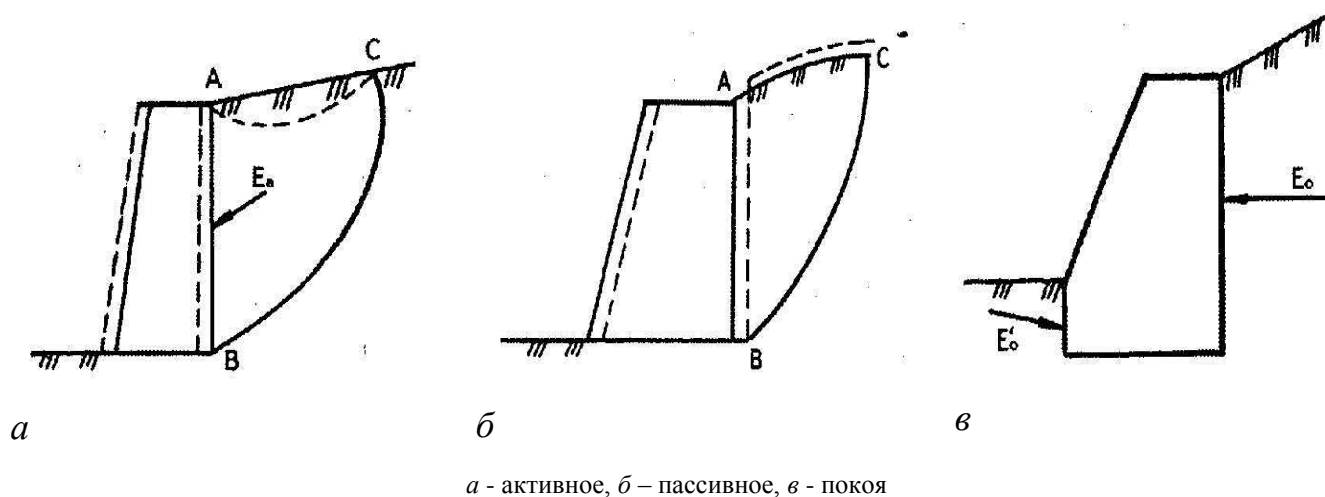


Рисунок 6.1 – Давление на подпорную стенку

выпирания, что потребует значительно большего усилия, чем при активном давлении, и определит так называемое пассивное давление E_p , или отпор, грунта (рисунок 6.1, б). Давление, которое образуется при движении конструкции в сторону грунта (в направлении, противоположном давлению), но не вызывает «выпора грунта» называется дополнительным реактивным давлением E_r . Когда стенка (ограждение) неподвижна или относительные перемещения грунта и конструкции малы в этом случае действует давление покоя E_0 (рисунок 6.1, в).

Наибольшей из этих нагрузок (для одного и того же сооружения) является пассивное давление, наименьшее активное. Соотношение между рассмотренными силами имеет следующий вид:

$$E_a < E_0 < E_r < E_p \quad (6.1)$$

Общее выражение для определения давления сыпучих грунтов имеет следующий вид

$$\sigma_a = \gamma z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (6.2)$$

где z - расстояние точки от поверхности засыпки

Максимальное активное давление грунта на вертикальную гладкую стенку при $z=H$:

$$\sigma_{a(H)} = \gamma H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (6.3)$$

Эпюра распределения давления по граням стенки будет треугольной. Равнодействующая активного давления на подпорную стенку равна площади эпюры давления:

$$E_a = \sigma_{a(H)} \frac{H}{2}. \quad (6.4)$$

Максимальное пассивное давление на заднюю грань вертикальной стены при $z=h$:

$$\sigma_{p(h)} = \gamma h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6.5)$$

Равнодействующая пассивного давления:

$$E_p = \sigma_{p(h)} \frac{h}{2}. \quad (6.6)$$

Задача 6.1 Подпорная стенка высотой $H=6$ м с абсолютно гладкими вертикальными гранями и горизонтальной поверхностью засыпки грунта за стенкой имеет заглубление фундамента $h=1,5$ м. Угол внутреннего трения $\varphi=16^\circ$. Удельный вес грунта $\gamma=22$ кН/м³ (рисунок 6.1).

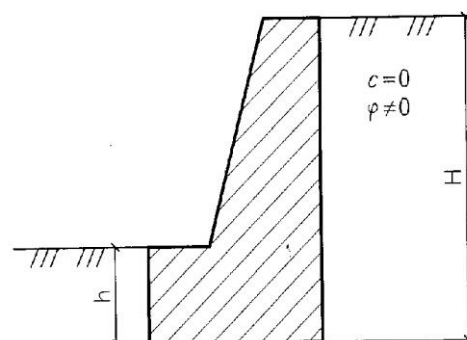


Рисунок 6.1 - Схема подпорной стенки к задаче 6.1

Определить активное и пассивное давление сыпучего грунта. Построить расчетную схему и эпюру напряжений, принимая масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см.

Решение 1 Определяем активное давление грунта на подпорную стенку по формуле (6.3)

$$\sigma_{a(H)} = \gamma H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 75 \text{ кПа}$$

2 По формуле (6.4) определяем равнодействующую активного давления

$$E_a = \sigma_{a(H)} \frac{H}{2} = 75 \cdot \frac{6}{2} = 225 \text{ кН/м}$$

3 Вычисляем пассивное давление грунта на подпорную стенку по формуле (6.5)

$$\begin{aligned} \sigma_{p(h)} &= \gamma h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \\ &= 22 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{16}{2}\right) = 58,1 \text{ кПа} \end{aligned}$$

4 Равнодействующая пассивного давления определяется по формуле (6.6):

$$E_p = \sigma_{p(h)} \frac{h}{2} = 58,1 \frac{1,5}{2} = 43,58 \text{ кН/м}$$

5 Строим расчетную схему и эпюру напряжений (рисунок 6.2)

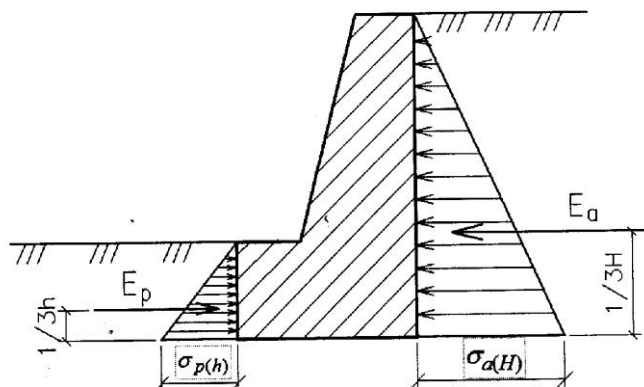


Рисунок 6.2 - Расчетная схема и эпюра напряжений к задаче 6.1

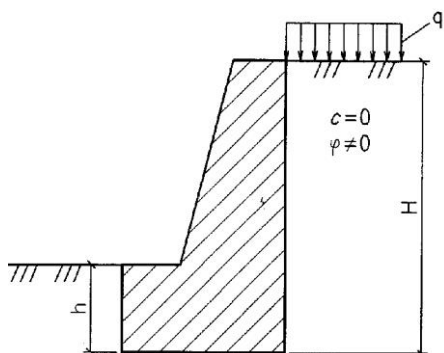


Рисунок 6.3 - Схема подпорной стенки к задаче 6.2

Задача 6.2 Определить активное давление на подпорную стенку высотой $H=6$ м с учетом пригруза на поверхности $q=50$ кПа (рисунок 6.3). Характеристики грунта: угол внутреннего трения $\varphi=16^\circ$, удельный вес грунта $\gamma=22$ кН/м³. При построении расчетной схемы и эпюры активного давления грунта на подпорную стенку следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см.

Р е ш е н и е: 1 Действие сплошного равномерно распределенного пригруза в этом случае заменяем эквивалентной высотой слоя грунта равной:

$$h_q = \frac{q}{\gamma} = \frac{50}{22} = 2,27 \text{ м.}$$

2 Активное давление на уровне верха подпорной стенки определяем по формуле

$$\sigma_{a(h_q)} = \gamma h_q \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 22 \cdot 2,27 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16}{2} \right) = 28,36 \text{ кПа.}$$

3 Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки определяем по формуле

$$\sigma_{a(h_q+H)} = \gamma (h_q + H) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 22 \cdot (2,27 + 6) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16}{2} \right) = 103,3 \text{ кПа.}$$

4 Равнодействующая активного давления определяется по формуле

$$E_a = \frac{\sigma_{a(h_q)} + \sigma_{a(h_q+H)}}{2} \cdot H = \frac{28,36 + 103,3}{2} \cdot 6 = 395,0 \text{ кН/м}$$

5 Строим расчетную схему и эпюру напряжений (рисунок 6.4).

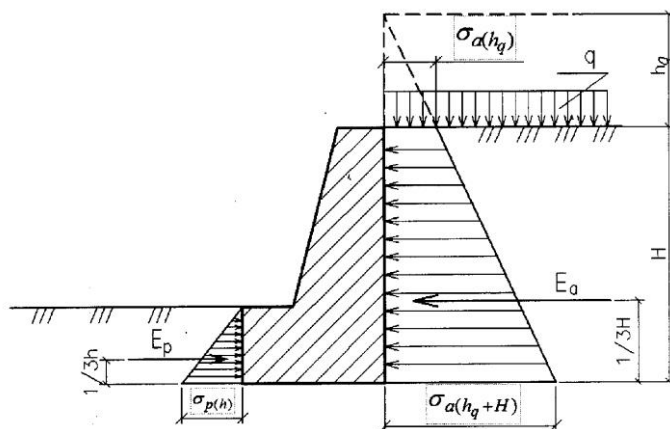


Рисунок 6.4 - Расчетная схема и эпюра напряжений к задаче 6.2

Задача 6.3 Определить активное и пассивное давление на подпорную стенку

у связного грунта со следующими характеристиками: угол внутреннего трения $\varphi=21^\circ$, удельное сцепление грунта $c=18$ кПа, удельный вес грунта $\gamma=22$ кН/м³. При построении расчетной схемы и эпюры активного давления грунта на подпорную стенку следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см (рисунок 6.5).

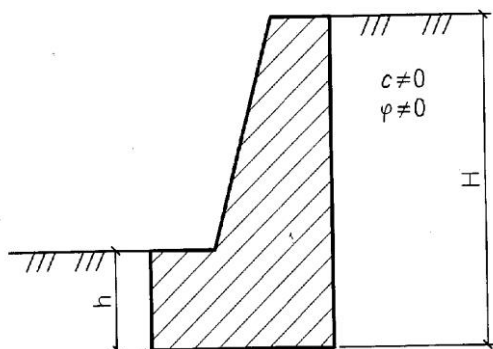


Рисунок 6.5 - Схема подпорной стенки к задаче 6.3

Решение: 1 Действие сил сцепления заменяем всесторонним давлением связности

$$p_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{18}{0,384} = 46,88 \text{ кПа.}$$

2 Далее приводим вертикальное давление связности к эквивалентному слою грунта

$$h' = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi} = \frac{18}{22 \cdot 0,384} = 2,13 \text{ м.}$$

3 Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки определяется по формуле

$$\begin{aligned} \sigma_{a(H+h')} &= \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ &= 22 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right) - 2 \cdot 18 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right) = 38,0 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{2 \cdot 18}{22 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right)} = 2,37 \text{ м.}$$

4 Равнодействующая активного давления определяется по формуле

$$E_a = \frac{\sigma_{a(H+h')} \cdot (H - h_c)}{2} = \frac{38,0 \cdot (6 - 2,37)}{2} = 68,97 \text{ кН/м.}$$

5 Равнодействующая пассивного давления определяется по формуле:

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \\ &= \frac{22 \cdot 1,5^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{21}{2} \right) + 2 \cdot 18 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{21}{2} \right) = 131,59 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

6 По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рисунок 6.6).

Варианты заданий для самостоятельной работы приведены в таблице А.11

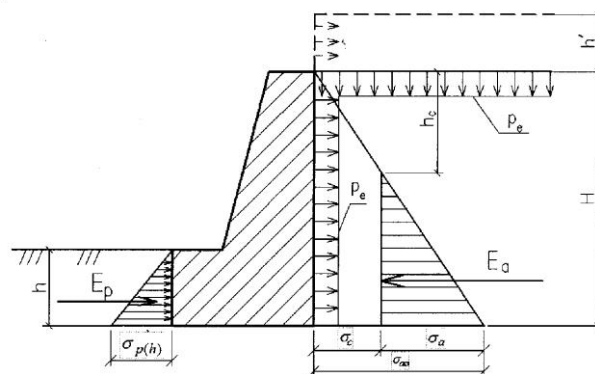
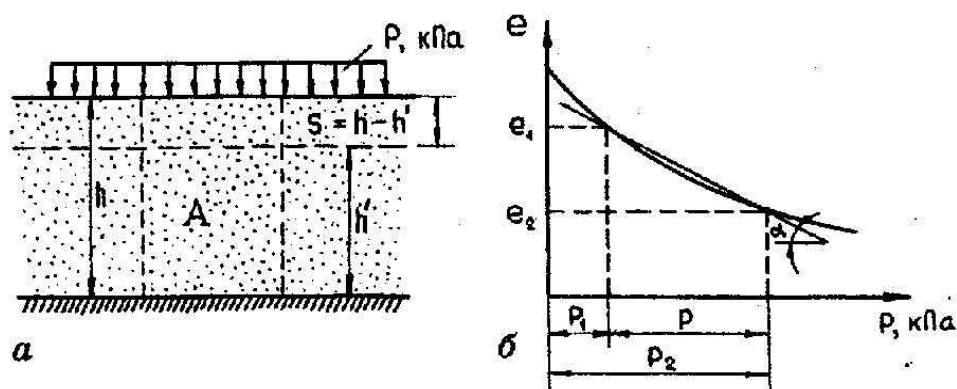


Рисунок 6.6- Расчетная схема подпорной стенки к задаче 6.3.

7 Расчет осадок оснований сооружений

7.1 Осадка слоя грунта при сплошной нагрузке (сплошная задача)

При действии сплошной нагрузки, распространенной на значительные расстояния в стороны, слой грунта испытывает только сжатие без возможности бокового расширения, т.е. аналогично компрессионному сжатию (рисунок 7.1, а).



а – схема нагрузки, б – компрессионная кривая

Рисунок 7.1 – Схема испытания грунта при сплошной нагрузке

В этом случае будем иметь строго одномерную задачу компрессионного уплотнения грунтов и для определения полной стабилизационной осадки слоя грунта воспользуемся результатами компрессионных испытаний (рисунок 7.1, б).

Осадка грунта происходит из-за изменения объема за счет уменьшения пористости при увеличении внешнего давления, а объем твердых частиц, как было ранее сказано, при этом остается неизменным.

Выделим в рассматриваемом слое на всю его высоту цилиндр площадью поперечного сечения A , принимая во внимание, что объем твердых частиц V_s в единице объема грунта равен $m=1/(1+e)$, т.к. $m+n=1$.

Приравняем V_s выделенного цилиндра до приложения нагрузки к объему после компрессионного уплотнения под нагрузкой. Тогда

$$\frac{1}{1+e_1} Ah = \frac{1}{1+e_2} Ah' \quad , \quad (7.1)$$

где e_1 - начальный коэффициент пористости, соответствующий условиям естественного залегания

e_2 - то же после действия внешней нагрузки;

h - высота слоя грунта;

h' - конечная (стабилизационная после уплотнения) высота слоя грунта.

Сократив обе части уравнения получим

$$\frac{h}{1+e_1} = \frac{h'}{1+e_2} \Rightarrow h' = \frac{h(1+e_2)}{1+e_1} \quad (7.2)$$

Осадка s равна разности высот грунта до уплотнения нагрузкой и после, тогда получим

$$S = h - h' = h - \frac{h(1+e_2)}{1+e_1} = h \left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right) = h \left(\frac{1+e_1 - 1 - e_2}{1+e_1} \right) = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}$$

Таким образом, осадка слоя грунта при сплошной нагрузке определяется по формуле:

$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (7.3)$$

Учитывая, что изменение коэффициента пористости прямо пропорционально изменению давления, т.е. $e_1 - e_2 = m_0(P_2 - P_1) = m_0 P$ получим:

$$e_1 - e_2 = m_0 P. \quad (7.4)$$

Подставив формулу (7.3) в формулу (9.8) получим

$$S = h \frac{m_0 \cdot P}{1+e_1} \quad (7.5)$$

где $m_v = \frac{m_0}{1+e_1}$ - есть коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Подставив в формулу (7.5), получим наиболее простой вид формулы для осадки слоя грунта при сплошной нагрузке

$$S = m_0 \cdot h \cdot P. \quad (7.6)$$

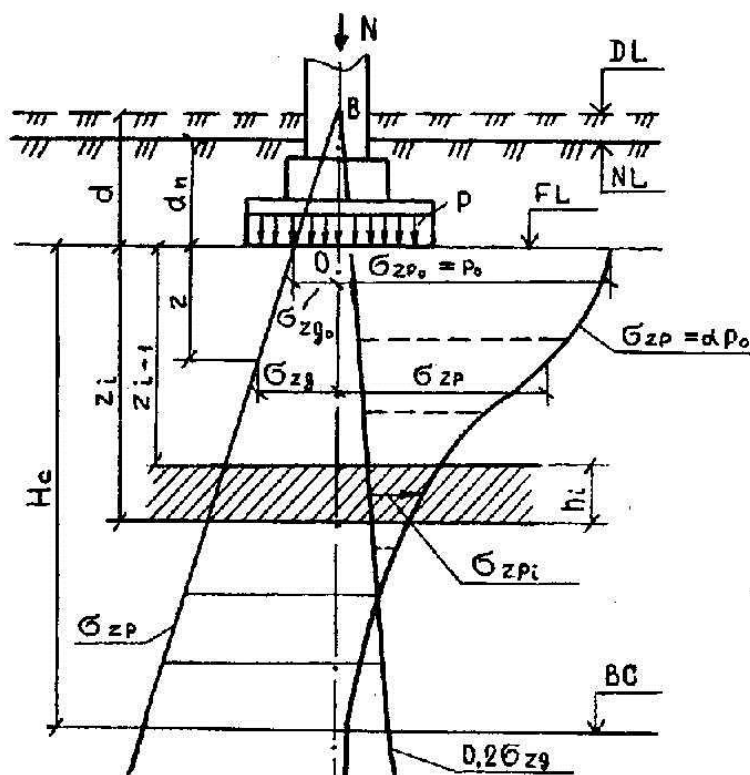
Так как

$$m_v = \frac{\beta}{E_0}, \quad \text{то} \quad S = h \frac{\beta}{E_0} P$$

Эта формула справедлива для любых грунтов в пределах линейной зависимости между напряжениями и общими деформациями.

7.2 Метод элементарного послойного суммирования

Расчет осадки слоистых оснований выполняется методом послойного суммирования, в основу которого положена выше разработанная задача (основная задача) (рисунок 7.2).



DL - отметка планировки; *NL* - отметка поверхности природного рельефа; *FL* - отметка подошвы фундамента;

BC - нижняя граница сжимаемой толщи; *H_c* - сжимаемая толщина

Рисунок 7.2 - Расчетная схема для определения осадки методом послойного суммирования

Сущность метода заключается в определении осадок элементарных слоев основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} возникающих от нагрузок, передаваемых сооружением.

Так как в основу этого метода положена расчетная модель основания в виде линейно-деформируемой сплошной среды, то необходимо ограничить среднее давление на основание таким пределом, при котором области возникающих пластических деформаций лишь незначительно нарушают линейную деформируемость основания, т.е. требуется удовлетворить условие

$$P \leq R \text{ и } P_{max} \leq 1,2R . \quad (7.7)$$

Для определения глубины сжимаемой толщи H_c вычисляют напряжения от собственного веса σ_{zq} и дополнительные от внешней нагрузки σ_{zp} .

Нижняя граница сжимаемой толщи BC основания принимается на глубине $z=H_c$ от подошвы фундамента, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zq} \quad (7.8)$$

т.е. дополнительные напряжения составляют 20 % от собственного веса грунта.

При наличии нижеуказанной глубины грунтов с модулем деформации $E \leq 5 \text{ МПа}$ должно соблюдаться условие

$$\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zq} \quad (7.9)$$

Для оснований гидротехнических сооружений по СНиП 2,02.01-85 «Основания гидротехнических сооружений» нижняя граница активной зоны находится из условия

$$\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zq} \quad (7.10)$$

Расчет осадки удобно вести с использованием графических построений в следующей последовательности:

- строят геологический разрез строительной площадки на месте рассчитываемого фундамента;
- наносят размеры фундамента;

- строятся эпюры напряжений от собственного веса грунта σ_{zq} и дополнительного σ_{zp} от внешней нагрузки;
- определяется сжимаемая толща H_c ;
- разбивается на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$;
- определяется осадка элементарного слоя грунта по формуле:

$$S = h \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zP_{i_{zp}}} \cdot h_i \quad (7.11)$$

Тогда полную осадку можно найти простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи из выражения

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zP_{i_{zp}}} \cdot h_i}{E_i} \quad (7.12)$$

где β – безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций, принимаемый равным 0,8;

h_i – высота i -го слоя;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта;

$\sigma_{zP_{i_{zp}}} = \frac{\sigma_{zP_{i-1}} + \sigma_{zP_i}}{2}$ – среднее напряжение i -го элементарного слоя.

Метод послойного суммирования позволяет определять осадку не только центральной точки подошвы фундамента. С его помощью можно вычислить осадку любой точки в пределах или вне пределов фундамента. Для этого пользуются методом угловых точек и строится эпюра напряжений вертикальной, проходящей через точку, для которой требуется расчет осадки.

Таким образом, метод послойного суммирования в основном используется при расчете небольших по размерам фундаментов зданий и сооружений и при отсутствии в основании пластов очень плотных малосжимаемых грунтов.

Задача 7.1 Определить методом послойного суммирования осадку ленточного фундамента шириной $b=1,2$ м. глубина заложения подошвы фундамента от поверхно-

сти природного рельефа $d=1,8\text{ м}$. среднее давление под подошвой фундамента $P=285\text{ кПа}$. Основание сложено следующими слоями:

I слой – маловлажный, средней плотности, песок мелкий с коэффициентом пористости $e_1=0,65$, с удельным весом $\gamma_1=18,7\text{ кН/м}^3$, модулем деформации $E_1=14,4\text{ МПа}$;

II слой – насыщенный водой, средней плотности, средней крупности с $e_2=0,60$, $\gamma_2=19,2\text{ кН/м}^3$ и $E_2=18,6\text{ МПа}$;

III слой – полутвердый суглинок с $I_L=0,18$, $\gamma_3=18,5\text{ кН/м}^3$ и $E_3=15,3\text{ МПа}$.

Подземные воды на участке строительства обнаружены на глубине $3,8\text{ м}$ (рисунке 7.3)

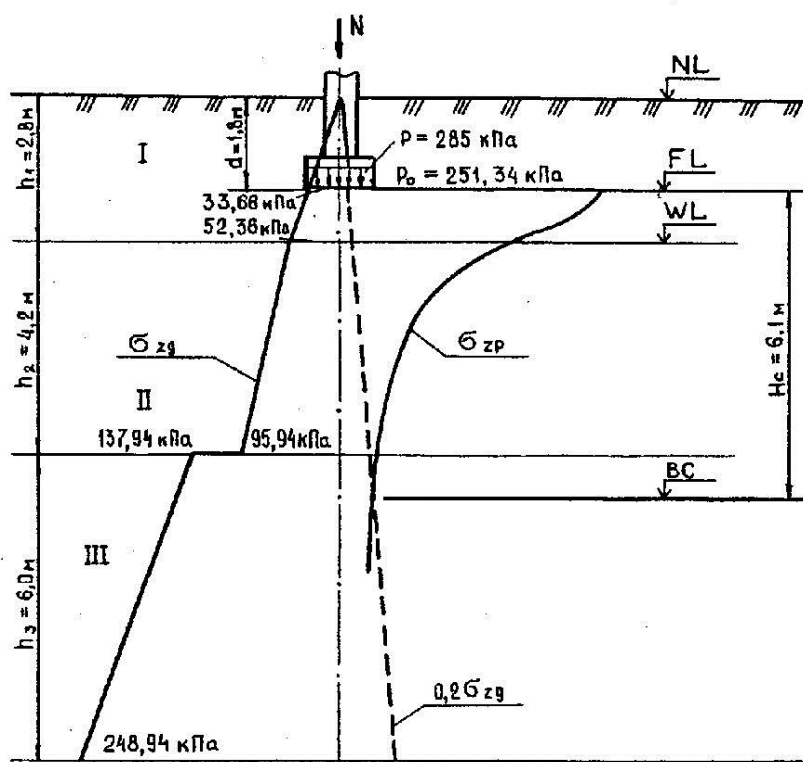


Рисунок 7.3 – Расчетная схема к задаче 7.1

Р е ш е н и е. Вычисляем ординаты эпюры вертикального напряжения от действия собственного веса грунта по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$$

и вспомогательной эпюры $0,2\sigma_{zg}$. (рисунок 7.3)

На поверхности земли $\sigma_{zg.0}=0$;

На уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg.0} = \gamma_1 \cdot d = 18,7 \cdot 1,8 = 33,66$ кПа;

На контакте первого и второго слоев

$$\sigma_{zg.1} = \sigma_{zg.0} + (h_1 - d) \cdot \gamma_1 = 33,6 + (2,8 - 1,8) \cdot 18,7 = 52,36 \text{ кПа};$$

На контакте второго и третьего слоев

$$\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.1} + \gamma_{sb} \cdot h_2 = 52,36 + 10,38 \cdot 4,2 = 95,94 \text{ кПа}.$$

Так как второй слой насыщен водой, то необходимо учитывать взвешивающее действие столба воды:

$$\gamma_2^{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10,0}{1 + 0,60} = 10,38 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Тогда третий слой воспринимает давление не только от действия двух выше-лежащих слоев, но и давление столба воды, которое определяется уравнением

$$\nabla = \gamma_w \cdot h_w = 4,2 \cdot 10,0 = 42 \text{ кПа}$$

Напряжение по подошве третьего слоя определяем

$$\sigma_{zg.3} = \sigma_{zg.2} + \nabla + \gamma_3 \cdot h_3 = 95,94 + 42 + 18,5 \cdot 6,0 = 248,94 \text{ кПа}$$

Определяем дополнительное давление на основание под подошвой фундамента:

$$P_0 = P - \sigma_{zg.0} = 285,0 - 33,66 = 251,34 \text{ кПа}.$$

Для нахождения глубины сжимаемой толщи определяем σ_{zg} по оси фундамента, а полученные данные сводим в таблицу 7.1.

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений $0,2 \sigma_{zg}$. (рисунок 7.3).

Из рисунка 7.3 видно, что эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 6,1$ м.

По формуле (7.12) находим осадку S_I слоя песка мелкого:

$$S_I = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i_{zp}} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 50}{14400} \cdot \left(\frac{251,34 + 215,0}{2} + \frac{215,0 + 158,0}{2} \right) = 1,16 \text{ см}$$

Таблица 7.1 – Расчетные данные к задаче 7.1

Наименование слоя грунта	Относительная глубина $\xi=2z/b$	Абсолютная глубина $z=\xi b/2$, м	Коэффициент изменения напряжений по глубине, α	Дополнительное давление, σ_{zp} кПа	Бытовое давление σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$	Модуль деформации E , МПа
Песок мелкий, маловлажный, средней плотности	0	0	1,000	251,34	33,66	6,73	14,4
	0,8	0,48	0,881	221,40	42,64	8,53	14,4
	1,6	0,96	0,642	161,36	51,62	10,32	14,4
Песок средней крупности, средней плотности, насыщенный водой	2,4	1,44	0,477	119,89	56,60	11,32	18,6
	3,2	1,92	0,374	94,00	61,58	12,32	18,6
	4,0	2,40	0,306	76,91	66,56	13,31	18,6
	4,8	2,88	0,258	65,85	71,54	14,31	18,6
	5,6	3,36	0,223	56,05	76,52	15,30	18,6
	6,4	3,84	0,196	49,26	81,50	16,30	18,6
	7,2	4,32	0,175	43,98	86,48	17,30	18,6
	8,0	4,80	0,158	39,71	91,46	18,30	18,6
Суглинок полутвердый $I_L=0,8$ (водоупор)	9,6	5,76	0,137	34,43	146,82	29,36	15,3
	10,0	6,00	0,126	31,67	151,26	30,25	15,3
	Нижняя граница сжимаемой толщи						
	11,0	6,00	0,114	28,65	162,36	32,47	-

Вычисляем осадку S_2 песка средней крупности

$$S_2 = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i_{zp}} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 50}{18600} x \left(\frac{158,0 + 120,0}{2} + \frac{120,0 + 90,0}{2} + \frac{90,0 + 75,0}{2} + \frac{75,0 + 62,0}{2} \right) + \frac{62,0 + 54,0}{2} + \frac{54,0 + 49,0}{2} + \frac{49,0 + 46,0}{2} + \frac{46,0 + 43,0}{2} \cdot \frac{0,8 \cdot 20}{18600} = 1,34 + 0,04 = 1,38 \text{ см}$$

Вычисляем осадку S_3 слоя суглинка

$$S_1 = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i_{zp}} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8}{15300} \cdot (50 \cdot 37,5 + 30 \cdot 33,0) = 0,15 \text{ см}$$

Полная осадка фундамента

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1,16 + 1,38 + 0,15 = 2,69 \text{ см.}$$

По СНиП 2.02.01-83* для зданий данного типа находим предельно допустимую осадку $S_u=10$ см.

В рассматриваемом случае $S=2,69$ см $<$ $S_u=10$ см. следовательно, полная осадка фундамента не превышает предельно допустимой по СНиПу.

7.3 Метод эквивалентного слоя

Метод эквивалентного слоя, предложенный Н.А. Цытовичем, позволяет определить осадку с учетом ограниченного бокового расширения.

Эквивалентным слоем называется такая толща грунта $h_э$, которая в условиях невозможности бокового расширения (при загрузке всей поверхности сплошной нагрузкой) дает осадку, равную по величине осадке фундамента, имеющего ограниченные размеры в плане при нагрузке той же интенсивности. Другими словами, в данном методе пространственная задача расчета осадок может заменяться одномерной.

Мощность эквивалентного слоя зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента w и его ширины b .

Мощность эквивалентного слоя определяется по формуле

$$h_э = A \cdot w \cdot b, \quad (7.13)$$

где $A = \frac{(1-\nu)^2}{1-2\nu}$ – коэффициент, зависящий от вида грунта;

w - коэффициент, зависящий от формы фундамента и жесткости;

b - ширина фундамента.

Сочетание $A \cdot w$ в формуле называют коэффициентом эквивалентного слоя. Значения коэффициента эквивалентного слоя в зависимости от коэффициента Пуассона для различных грунтов и соотношения сторон загруженной площади приводятся в таблице 7.2.

Осадку однородного основания определяют по формуле

$$S = P_0 \cdot h_э \cdot m_v \quad (7.14)$$

где P_0 - дополнительное давление по подошве фундамента (рисунок 7.4);

m_v - коэффициент относительной сжимаемости

В этом методе криволинейная эпюра 1 (рисунок 7.4) распределения давления в основании с достаточной для практики точностью заменяется эквивалентной по площади треугольной эпюрой 2 с высотой $H_c = 2h_э$, где H_c – мощность сжимаемой толщи.

Осадку неоднородного (слоистого) основания также определяют по формуле (7.14), той лишь разницей, что в ней используют средневзвешенное значение коэффициента относительной сжимаемости, определяемой из условия, что в пределах сжимаемой толщи полная осадка равна сумме осадок, входящих в нее слоев.

Значение средневзвешенного относительного коэффициента сжимаемости слоистого напластования грунтов находят из выражения

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2h_э^2} \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i, \quad (7.15)$$

Таблица 7.2 – Значения коэффициента эквивалентного слоя A_w

Соотношение $n=l/b$	Графий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Суглинки и глины мягкопластичные		
	Глины и суглинки твердые и полутвердые			Супеси твердые и пластичные						Глины пластичные								
	$v=0,10$			$v=0,20$			$v=0,25$			$v=0,30$			$v=0,35$			$v=0,40$		
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,36	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,34
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,40	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10 и бо- лее	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Коэффициенты	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}	A_{w0}	A_{wm}	A_{wconst}

где h_i - толщина i -го слоя грунта в пределах сжимаемой толщи;
 m_{wi} - коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя;
 z_i - расстояние от нижней точки треугольной эпюры до середины i -го слоя.
Тогда осадка многослойного основания вычисляется по формуле:

$$S = P_0 \cdot h_{\text{э}} \cdot m_v \quad (7.16)$$

Достоинством метода Н.А. Цытовича является то, что он учитывает коэффициент поперечного линейного расширения (коэффициент Пуассона), содержащийся в произведении A_w , тогда как метод послойного суммирования не учитывает его, поскольку принятые $\beta=0,8$ для всех грунтов нивелирует свойства всех грунтов.

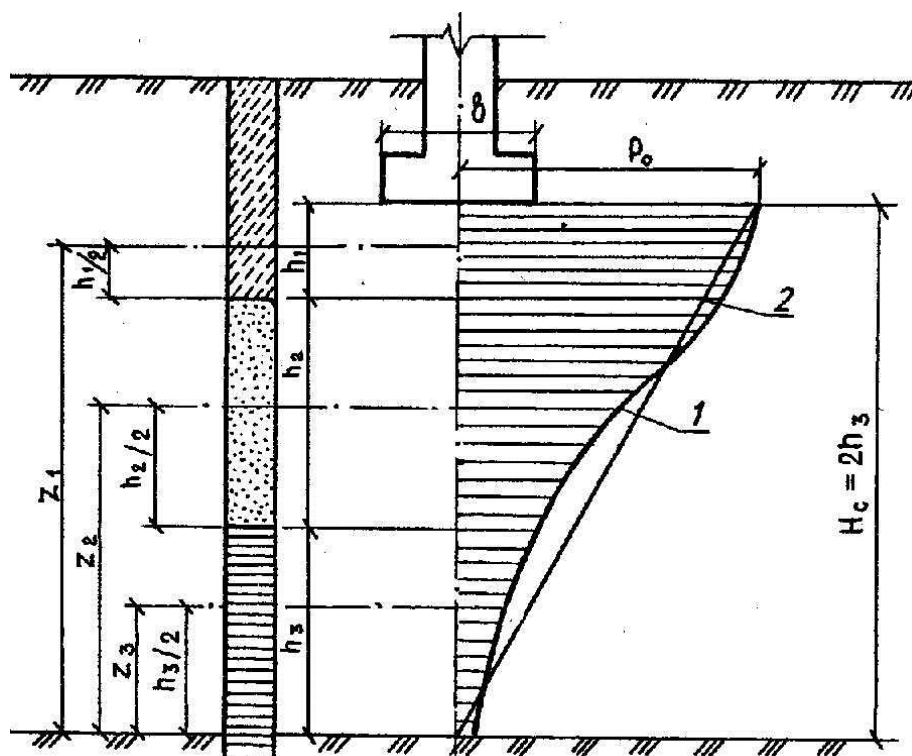


Рисунок 7.4 - Расчетная схема к определению осадки методом эквивалентного слоя для неоднородного основания

Задача 7.2 Рассчитать по методу эквивалентного слоя Н.А. Цытовича осадку водонапорной башни высотой 21,0 м, опирающейся на круглый сплошной фундамент диаметром 8,0 м. Глубина заложения фундамента $d=2,5$ м. дополнительное давление под подошвой фундамента $P_0=285$ кПа.

Грунты основания:

I слой – песок мелкий, средней плотности, влажный, мощностью $h_1 = 6,0$ м с коэффициентом относительной сжимаемости $m_{v1} = 0,039$ МПа⁻¹; $\nu = 0,2$;

II слой – суглинок полутвердый, мощностью $h_2 = 5,2$ м, $m_{v2} = 0,034$ МПа⁻¹;

III слой – песок средней крупности, плотный, влажный, мощностью $h_3 = 4,9$ м, $m_{v2} = 0,042$ МПа⁻¹;

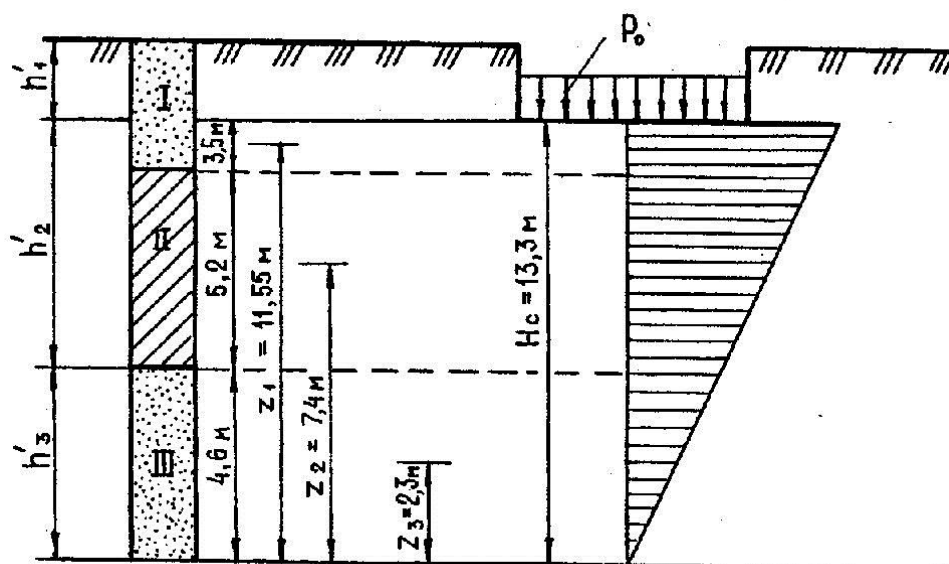


Рисунок 7.5 – Расчетная схема к задаче 7.2

Р е ш е н и е: Определяем глубину активной зоны $H_c = 2 \cdot h_s$, для чего необходимо найти толщину эквивалентного слоя по формуле $h_s = A \cdot w \cdot b$.

В основании фундамента преобладают пески, поэтому по таблице 7.1 при $\nu = 0,2$ определяем значение Aw . Заметим, что значения Aw для круглого фундамента Н.А. Цытович рекомендует принимать равным значению Aw для квадратного фундамента, умноженному на $\sqrt{\pi/4} = 0,887$. С учетом этого получаем:

$$h_s = 0,94 \cdot 0,0887 \cdot 8 = 6,67 \text{ м.}$$

Тогда глубина активной зоны

$$H_c = 2 \cdot 6,67 = 13,3 \text{ м.}$$

Построив треугольную эквивалентную эпюру, определим соответствующие значения h_i и z_i (рисунок 7.5):

$$h'_1 = 3,5 \text{ м; } h'_2 = 5,2 \text{ м; } h'_3 = 4,6 \text{ м; } z_1 = 11,55 \text{ м; } z_2 = 7,4 \text{ м; } z_3 = 2,3 \text{ м.}$$

Определяем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле

$$\begin{aligned} \bar{m}_v &= \frac{1}{2h_3} \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i = \\ &= \frac{1}{2 \cdot 2,67^2} (3,5 \cdot 0,032 \cdot 11,55 + 5,2 \cdot 0,034 \cdot 7,4 + 4,6 \cdot 0,042 \cdot 2,3) = 0,034 \text{ МПа}^{-1} \end{aligned}$$

Тогда по формуле (7.16) средняя осадка фундамента

$$S = P_0 \cdot h_3 \cdot \bar{m}_v = 0,285 \cdot 6,67 \cdot 0,034 = 0,065 \text{ м} = 6,5 \text{ см.}$$

Задача 7.3 Определить методом эквивалентного слоя осадку фундамента под колонну каркасного здания. Размеры подошвы фундамента $b \times l = 2,5 \times 2,5$ м, глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,0$ м. Дополнительное давление под подошвой фундамента $P_0 = 235$ кПа. Грунты основания:

I слой – песок мелкий, средней плотности, влажный, мощностью $h_1 = 6,0$ м с коэффициентом относительной сжимаемости $m_{v1} = 0,039$ МПа⁻¹; $\nu = 0,2$;

II слой – суглинок полутвердый, мощностью $h_2 = 5,2$ м, $m_{v2} = 0,034$ МПа⁻¹;

III слой – песок средней крупности, плотный, влажный, мощностью $h_3 = 4,9$ м, $m_{v2} = 0,042$ МПа⁻¹;

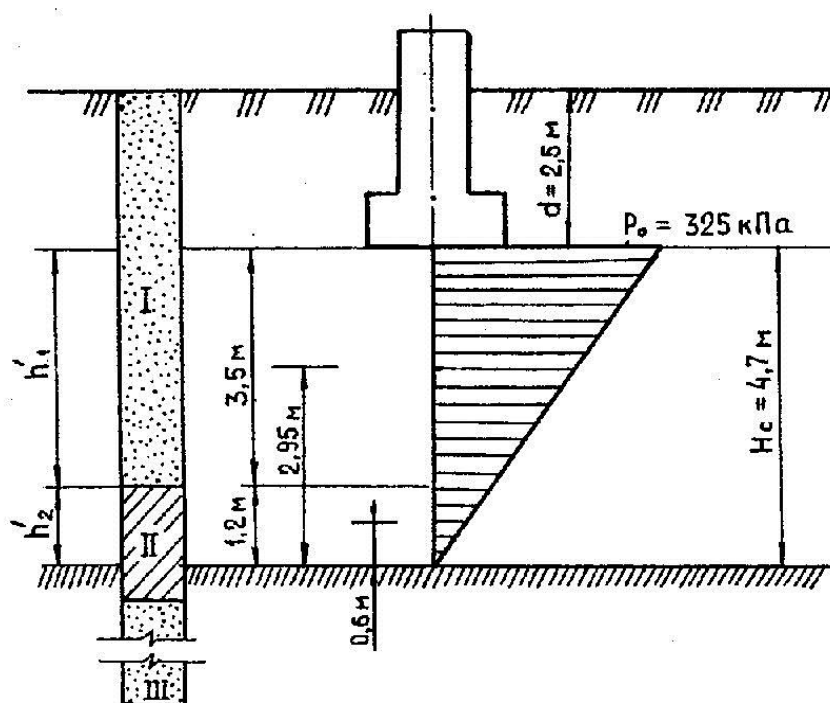


Рисунок 7.6 – Расчетная схема к задаче 7.3

Р е ш е н и е . Определяем глубину активной зоны $H_C = 2h_э$, предварительно определив по формуле (7.13) толщину эквивалентного слоя. По таблице 7.2 при $\nu = 0,2$ определяем значения A_w :

$$h_э = 0,94 \cdot 2,5 = 2,35 \text{ м.}$$

Тогда глубина активной зоны

$$H_C = 2 \cdot 2,35 = 4,7 \text{ м.}$$

Построив треугольную эквивалентную эпюру, определим соответствующие значения h_i и z_i (рисунок 7.6)

$$h_1 = 3,5 \text{ м}; \quad h_2 = 1,2 \text{ м}; \quad z_1 = 2,95 \text{ м}; \quad z_2 = 0,6 \text{ м.}$$

Определяем средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле

$$\bar{m}_v = \frac{1}{2h_э^2} \sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i = \frac{1}{2 \cdot 4,7^2} (3,5 \cdot 0,330 \cdot 2,95 + 1,2 \cdot 0,034 \cdot 0,6) = 0,008 \text{ МПа}^{-1}.$$

Тогда по формуле (7.16) средняя осадка фундамента

$$S = P_0 \cdot h_э \cdot \bar{m}_v = 0,325 \cdot 2,35 \cdot 0,008 = 0,0061 \text{ м} = 0,61 \text{ см.}$$

7.4 Метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины (метод Егорова)

Расчет осадки основания методом линейно-деформируемого слоя разработан К.Е. Егоровым и применяется в следующих случаях.

1 В пределах сжимаемой толщи в основании, определенной с помощью метода послойного суммирования H_C залегает слой грунта с модулем деформации $E \geq 100 \text{ МПа}$ и толщиной h_1 удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_C \left(1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1} \right), \quad (7.17)$$

где E_2 - модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

2 Ширина и диаметр фундаментов $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10 \text{ МПа}$.

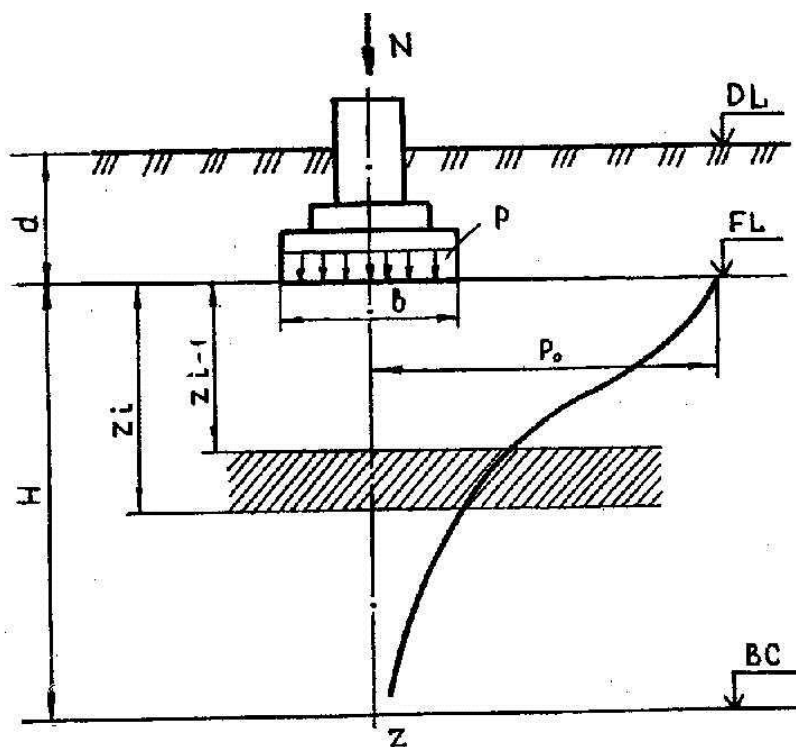


Рисунок 7.7 - Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли малосжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (7.18)$$

где H_0 и ψ - принимается для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами – 9 м и 0,15 м;

k_p - коэффициент, принимаемый равным $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 100$ кПа и $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа при промежуточных значениях – по интерполяции.

В случае, если в основании имеются глинистые и песчаные грунты, значение H находят по формуле

$$H = H_s + \frac{h_{z_i}}{3}. \quad (7.19)$$

Осадку основания определяют по формуле

$$S = \frac{P - b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (7.20)$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента (при $b < 10\text{ м}$ принимается $P = P_0$);

B - ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

k_c - коэффициент, принимаемый в зависимости от относительной суммарной толщины деформирующихся слоев ($2H/b$), определяется по таблице 7.3;

k_m - коэффициент, зависящий от модуля деформации и ширины фундамента, принимается по таблице 7.4;

k_i и k_{i-1} - коэффициенты, определяемые по таблице 7.5 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя (соответственно $\xi = 2z_i/b$ $\xi = 2z_{i-1}/b$);

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта.

Таблица 7.3 – Значения коэффициента k_c

$\xi = 2H/b$	0-0,5	0,1-1,0	1,0-2,0	2,0-3,0	3,0-5,0	>5,0
k_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Таблица 7.4 – Значения коэффициента k_m

Модуль деформации, Е МПа	При ширине фундамента b , м		
	<10	10-15	>15
<10	1,00	1,00	1,00
≥ 10	1,00	1,35	1,50

Задача 7.4 Определить среднюю осадку фундамента здания методом линейно-деформируемого слоя. Размеры здания 24 х 24 м, глубина заложения фундамента $d=3,0$ м, а среднее давление по подошве фундамента $P= 262$ кПа. Основание сложено следующими слоями:

I слой – мягкопластичный суглинок мощностью 7,0 м с коэффициентом пористости $e_1=0,70$, удельным весом $\gamma_1=18,2$ кН/м³, модулем деформации $E_1=15,4$ МПа; показателем текучести $I_L=0,68$;

II слой – песок средней крупности, плотный, мощностью 8,0 м с $e_2=0,65$, $\gamma_2=19,4$ кН/м³, $E_2=20,6$ МПа;

III слой – песок мелкий, плотный, насыщенный водой с коэффициентом пористости $e_3=0,55$, удельным весом $\gamma_1=18,8$ кН/м³, модулем деформации $E_3=17,4$ МПа;

Подземные воды на участке строительства обнаружены на глубине 10,0 м от поверхности земли.

Р е ш е н и е: Определяем высоту линейно-деформируемого слоя по формуле $H=(H_0+\Psi \cdot b)k_p$, предварительно определив значение коэффициента k_p с помощью интерполяции для $P = 262$ кПа; $k_p=0,962$.

Учитывая, что основание неоднородно, поскольку залегают глинистые и песчаные грунты, предположив, что оно сложено только песчаными грунтами, получим

$$H_s = H = (6+0,1 \cdot 24)0,962=8,2 \text{ м.}$$

Далее определим по этой же формуле высоту линейно-деформируемого слоя в предположении, что оно сложено только глинистыми грунтами

$$H_c=(9+0,15 \cdot 24)0,962=12,1 \text{ м.}$$

Суммарная толщина слоя глинистых грунтов в пределах толщи, равной $H_{cl}=12,1$ м, составляет $h_{cl}=7,0-3,0=4,0$ м. Окончательное значение H найдем по формуле:

$$H = H_s + \frac{h_{zi}}{3} = 8,2 + \frac{4}{0,3} = 9,5 \text{ м.}$$

Вычисляем значения относительной высоты слоя

$$\xi_1 = \frac{2 \cdot 9,5}{24} = 0,79.$$

Для расчета средней осадки предварительно определяем по таблицам 7.3. и 7.4, соответственно $k_c=1,4$ и $k_m=1,5$. Также определяем значения коэффициентов k_0 и k_1 для первого слоя грунта, суглинка мягкопластичного, непосредственно под подошвой фундамента при соотношениях $\xi_0=2,0/24=0$ и $\eta = 24/24=1,0$ по таблице 7.5: $k_0=0$. На глубине, равной $z=h_{cl}=4,0$ м, при соотношениях $\xi_1=2 \cdot 4/24 = 0,33$ и $\eta=1,0$, величина k_1 согласно таблице 7.5 составляет 0,083.

В соответствии с расчетной схемой нижняя граница сжимаемой толщи будет находиться во втором слое грунта (песок средней крупности) на расстоянии $9,5-4,0=5,5$ м от подошвы суглинка. Тогда заложение границы линейно-деформируемого слоя от подошвы фундамента $z_2=H=9,5$ м, относительная глубина

заложения этой границы $\xi_2=2 \cdot 9,5/24=0,79$, а значение коэффициента k_2 согласно таблице 7.5 – 0,198.

Таблица 7.5 – Значения коэффициента k

$\xi=2z/b$	Для фундаментов							Ленточных ($\eta>10$)
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta= l/b$						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,449	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,826	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,032	1,132	1,223	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,650

Примечание: При промежуточных значениях ξ и η коэффициент определится по интерполяции.

Определяем среднюю осадку основания по формуле (7.20).

$$S = \frac{P - b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} = \frac{262 - 24 \cdot 1,4}{1,5} \cdot \left(\frac{0,083 - 0}{15,4} + \frac{0,198 - 0,083}{20,6} \right) = 0,064 \text{ м} = 6,4 \text{ см}$$

Это существенно меньше предельно значения допустимой осадки для данного типа сооружения.

Список использованных источников

Абуханов, А.З. Механика грунтов: учебное пособие / А.З. Абуханов.- Ростов н/Д: Феникс, 2006. - 352 с. – (Строительство)

Бронин, В.Н. Механика грунтов: метод. указания / В.Н. Бронин, С.В.Татринов; СПбГАСУ.- СПб., 2012. - 64 с.

Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – М.: Стройиздат, 1986. - 319 с.

Заручевных, И.Ю. Механика грунтов в схемах и таблицах: учебное пособие / И.Ю. Заручевных, А.Л. Невзоров: - 2-е изд. испр. и доп. - М. Издательство АСВ, 2011.-136 с.: ил.

Петраков, А.А. Механика грунтов: учебное пособие/ А.А. Петраков, В.В. Яркин, Р.А. Таран, Т.В. Казачек. - Макеевка: ДонНаса, 2004. - 164 с.

Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаментов: учебное пособие / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский, З.Г. Тер-Мартirosян, С.Н. Чернышев : учеб. пособие для строит. спец. вузов. - 2-е изд, перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2002. - 566 с.: ил.

Цытович, Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов / Н.А. Цытович. - 3-е изд., доп. - М.: Высш. шк., 1979. - 272 с.

ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация. - М.: Изд-во стандартов, 2011. - 63 с.

ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик – Введ. 1985-07-01. – Москва : Изд-во стандартов, 1985. - 21 с.

СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. - М.: Изд-во стандартов, 1985. - 40 с.

СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. - М: ООО «ЦПП», 2011. - 162 с.

Приложение А

(справочное)

Варианты заданий

Таблица А.1 – Варианты заданий для задач 1.3, 2.11, 2.12

№	Содержание частиц, % по весу, диаметром, мм							$\rho_{s, \frac{3}{T/M}}$	$\rho, \frac{3}{T/M}$	W	W _L	W _P
	>2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,002	<0,002					
1	18	48	12	10	8	4	-	2,68	2,04	0,14	-	-
2	-	-	4	-	-	26	70	2,74	2,10	0,13	0,31	0,13
3	1	89	1	6	2	1	-	2,68	2,01	0,13	-	-
4	-	1	2	4	4	20	69	2,74	2,09	0,14	0,33	0,14
5	2	87	4	2	3	2	-	2,68	1,97	0,11	-	-
6	-	1	3	1	5	8	82	2,74	2,08	0,14	0,32	0,14
7	3	85	6	1	1	4	-	2,68	1,94	0,10	-	-
8	-	-	8	-	10	32	50	2,73	2,02	0,11	0,32	0,10
9	4	83	1	7	2	3	-	2,68	2,06	0,17	-	-
10	-	-	1	1	-	10	88	2,74	2,07	0,10	0,30	0,08
11	5	82	10	-	3	-	-	2,67	2,02	0,15	-	-
12	-	2	3	1	7	40	47	2,73	2,04	0,10	0,31	0,07
13	6	80	9	5	-	-	-	2,67	2,06	0,17	-	-
14	-	3	3	20	1	29	44	2,73	2,03	0,11	0,32	0,08
15	7	73	4	12	2	2	-	2,67	2,02	0,15	-	-
16	-	2	4	15	18	12	49	2,73	2,01	0,11	0,33	0,09
17	8	65	11	8	2	6	-	2,67	2,06	0,18	-	-
18	-	-	-	1	12	1	86	2,74	2,06	0,10	0,30	0,07
19	9	56	18	6	6	5	-	2,66	2,02	0,16	-	-
20	-	-	5	5	28	30	32	2,71	2,12	0,14	0,35	0,10
21	10	46	4	22	13	5	-	2,66	2,06	0,19	-	-
22	-	10	10	12	6	20	42	2,73	2,05	0,10	0,30	0,06
23	11	78	11	-	-	-	-	2,66	2,02	0,17	-	-
24	-	8	10	17	14	12	39	2,72	2,00	0,12	0,33	0,10
25	12	66	16	3	2	1	-	2,66	2,06	0,19	-	-
26	-	4	8	10	15	23	40	2,72	1,99	0,12	0,34	0,09
27	13	53	7	19	6	2	-	2,64	2,02	0,18	-	-
28	-	8	9	19	11	12	41	2,72	1,98	0,12	0,34	0,10
29	14	39	17	21	9	-	-	2,65	2,05	0,19	-	-
30	-	10	1	1	17	28	43	2,72	1,97	0,12	0,35	0,11

Продолжение таблицы А.1

№	Содержание частиц, % по весу, диаметром, мм							$\rho_{s, \frac{3}{T/M}}$	$\rho_{\frac{3}{T/M}}$	W	W _L	W _P
	>2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,002	<0,002					
30	-	10	1	1	17	28	43	2.72	1.97	0.12	0.35	0.11
31	15	70	5	5	5	-	-	2.65	2.01	0.18	-	-
32	-	2	8	12	19	11	48	2.72	1.95	0.12	0.35	0.10
33	11	40	21	14	11	3	-	2.64	1.86	0.12	-	-
34	-	-	-	7	7	40	46	2.72	1.93	0.12	0.36	0.11
35	12	20	19	25	22	-	2	2.64	2.01	0.16	-	-
36	-	2	7	7	7	33	44	2.72	1.94	0.12	0.36	0.11
37	10	42	30	10	6	2	-	2.65	1.91	0.16	-	-
38	-	1	1	3	30	25	40	2.72	1.96	0.15	0.37	0.15
39	23	38	31	4	4	-	-	2.67	2.02	0.19	-	-
40	-	3	3	3	11	42	38	2.72	1.92	0.12	0.36	0.10
41	21	44	20	12	2	-	1	2.66	1.92	0.08	-	-
42	1	1	1	2	30	29	36	2.71	1.91	0.13	0.37	0.10
43	16	54	12	3	10	5	-	2.65	1.87	0.10	-	-
44	2	7	5	7	11	33	35	2.71	1.91	0.13	0.37	0.10
45	10	30	35	20	5	-	-	2.66	1.87	0.10	-	-
46	-	9	6	5	12	18	50	2.70	2.05	0.20	0.38	0.15
47	8	38	6	30	18	-	-	2.65	1.92	0.14	-	-
48	3	3	7	2	2	50	33	2.71	1.89	0.12	0.37	0.08
49	18	16	11	31	20	4	-	2.67	1.85	0.09	-	-
50	-	-	4	8	8	40	40	2.72	1.89	0.13	0.38	0,10
51	17	32	41	6	3	1	-	2.66	1.83	0.14	-	-
52	-	-	-	-	8	60	32	2.72	1.92	0.15	0.38	0.12
53	18	14	48	8	7	5	-	2.66	1.78	0.11	-	-
54	-	-	-	-	5	66	29	2.69	1.92	0.19	0.40	0.14
55	19	29	22	10	12	8	-	2.66	1.73	0.09	-	-
56	6	-	1	2	49	6	36	2.71	1.88	0.16	0.40	0.10
57	20	9	31	4	14	22	-	2.66	1.73	0.09	-	-
58	-	-	-	1	1	60	38	2.72	1.97	0.21	0.38	0.15
59	21	26	13	18	16	6	-	2.66	1.68	0.07	-	-
60	15	-	-	-	4	50	31	2.69	1.87	0.18	0.42	0.14
61	1	19	25	45	5	3	2	2.64	1.81	0.09	-	-
62	2	-	-	-	-	42	56	2.73	1.91	0.20	0.42	0.18
63	-	14	30	45	6	4	1	2.64	1.79	0.07	-	-
64	-	9	9	10	12	20	40	2.72	1.95	0.22	0.42	0.16
65	-	12	31	45	8	3	1	2.64	1.83	0.10	-	-

Таблица А.2- Варианты заданий для задачи 3.2

№ варианта	Показатели коэффициента пористости e_p при давлении P кг/см ²						Показатели средних свойств грунта		
	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	ρ_s , г/см ³	e_0	S_r
1	1,100	0,930	0,820	0,750	0,710	0,690	2,70	1,100	0,98
2	1,200	1,046	0,928	0,832	0,760	0,700	2,71	1,200	0,89
3	1,186	1,000	0,916	0,856	0,804	0,760	2,73	1,186	0,95
4	0,972	0,824	0,748	0,718	0,690	0,671	2,72	0,972	0,97
5	1,120	0,956	0,848	0,762	0,690	0,646	2,74	1,120	0,96
6	1,016	0,900	0,808	0,732	0,672	0,648	2,70	1,016	0,90
7	1,144	0,980	0,880	0,798	0,738	0,700	2,69	1,144	0,99
8	1,000	0,888	0,812	0,758	0,714	0,686	2,72	1,000	0,94
9	1,064	0,944	0,872	0,824	0,782	0,756	2,71	1,064	0,95
10	1,240	1,004	0,846	0,732	0,678	0,656	2,74	1,240	0,97
11	1,114	0,984	0,902	0,844	0,792	0,766	2,69	1,114	0,93
12	1,140	0,924	0,786	0,692	0,658	0,646	2,73	1,140	0,95
13	1,050	0,928	0,842	0,776	0,724	0,691	2	1,050	0,96
14	1,070	0,90	0,78	0,71	0,630	0,650	2,71	1,070	0,98
15	1,014	0,904	0,842	0,804	0,772	0,751	2,73	1,014	0,94
16	1,094	0,940	0,850	0,778	0,728	0,695	2,72	1,094	0,95
17	1,194	1,020	0,910	0,818	0,748	0,705	2,69	1,194	0,96
18	1,066	0,940	0,838	0,752	0,682	0,653	2,74	1,066	0,93
19	0,966	0,860	0,878	0,712	0,662	0,643	2,70	0,966	0,97
20	1,022	0,864	0,778	0,738	0,700	0,676	2,71	1,022	0,96

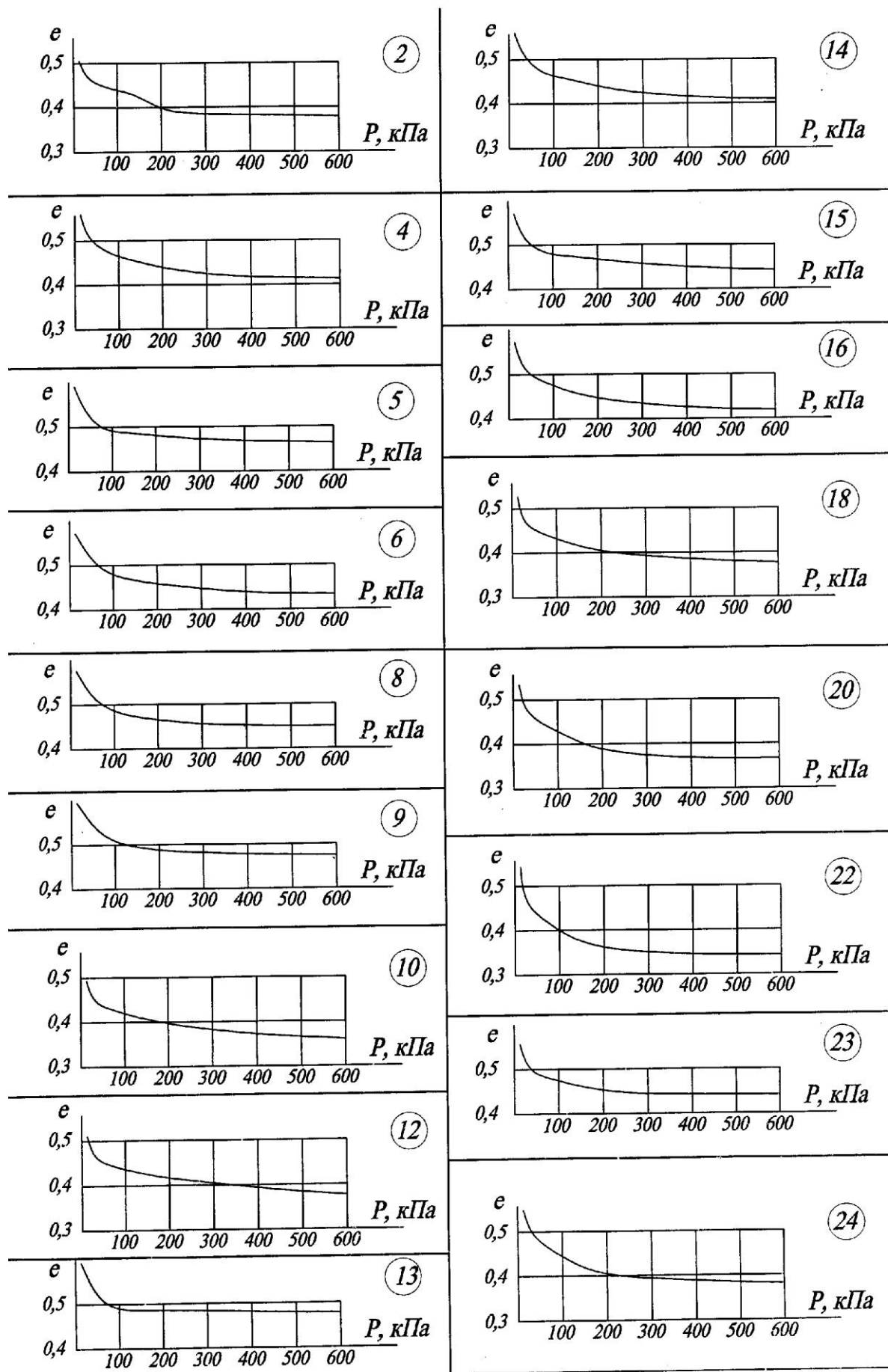


Рисунок А.1 – Компрессионные кривые для задачи 3.6

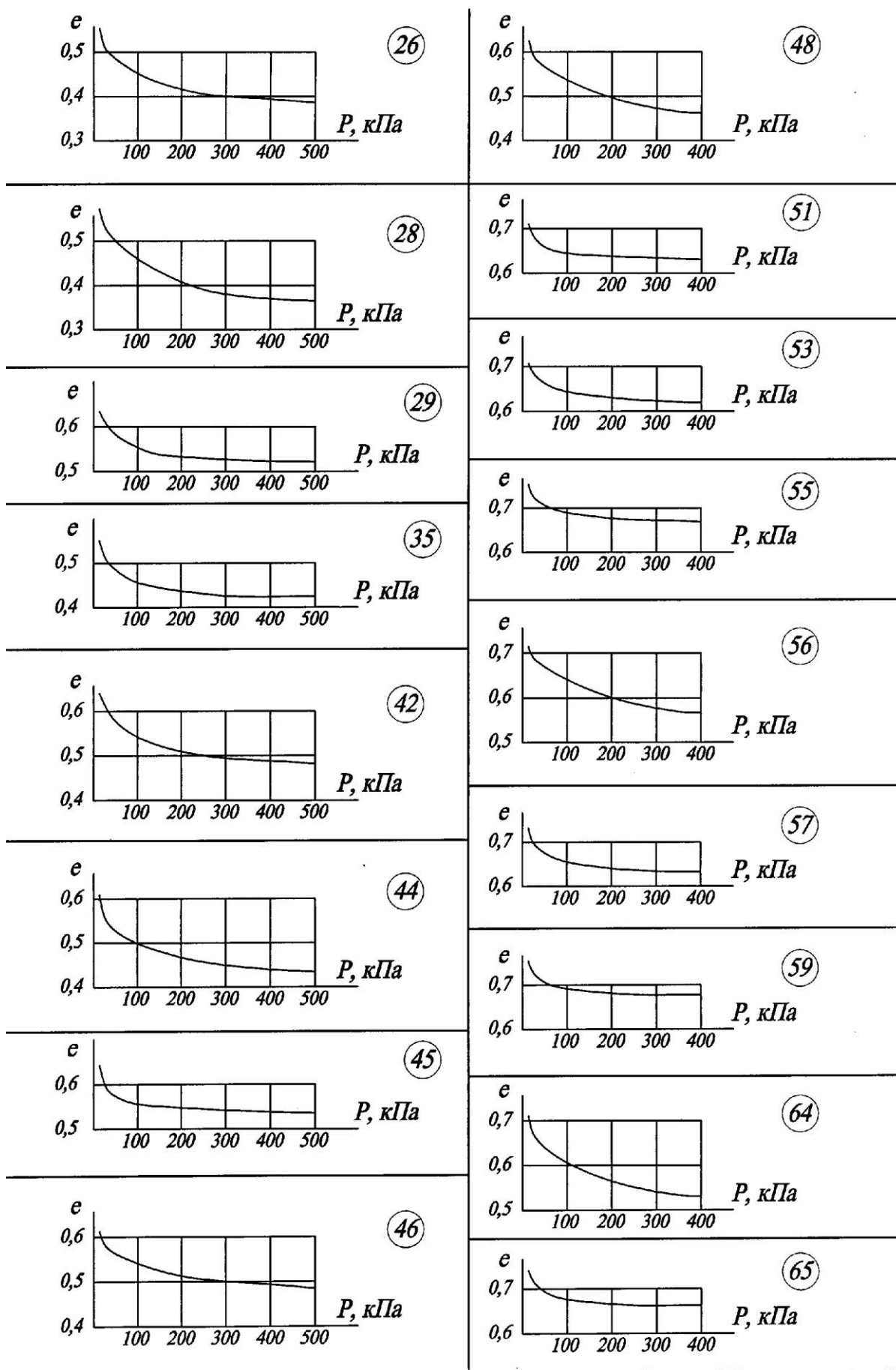


Рисунок А.1 – Компрессионные кривые для задачи 3.6

Таблица А.3 - Варианты заданий для задачи 3.6

№ варианта	$tg\alpha$, град.	k_f , м/сут	L , м	№ варианта	$tg\alpha$, град.	k_f , м/сут	L , м
1	10°60'	500	0,4	11	15°00'	40	0,4
2	30°54'	400	0,5	12	25°60'	30	0,5
3	11°48'	300	0,6	13	16°06'	20	0,6
4	29°42'	200	0,7	14	24°54'	10	0,7
5	12°36'	100	0,8	15	17°12'	5	0,8
6	28°30'	90	0,4	16	23°28'	1	0,4
7	13°24'	80	0,5	17	18°18'	500	0,5
8	27°18'	70	0,6	18	22°24'	400	0,6
9	14°12'	60	0,7	19	19°30'	300	0,7
10	26°06'	50	0,8	20	21°36'	200	0,8

Таблица А.4 - Варианты заданий для задачи 3.17

№ варианта	Градиент напора, i	Объем воды $V_w, \text{см}^3$	Площадь сечения, $A, \text{см}^2$	Время фильтрации t , мин
1	50, 70, 90	25, 30, 35	50	6
2	40, 60, 80	20, 25, 30	60	7
3	30, 50, 70	15, 20, 25	70	8
4	20, 40, 60	10, 15, 20	80	9
5	10, 30, 50	5, 10, 15	90	10
6	50, 70, 90	25, 30, 35	100	11
7	40, 60, 80	20, 25, 30	50	12
8	30, 50, 70	15, 20, 25	60	13
9	20, 40, 60	10, 15, 20	70	14
10	10, 30, 50	5, 10, 15	80	15
11	50, 70, 90	25, 30, 35	90	6
12	40, 60, 80	20, 25, 30	100	7
13	30, 50, 70	15, 20, 25	50	8
14	20, 40, 60	10, 15, 20	60	9
15	10, 30, 50	5, 10, 15	70	10
16	50, 70, 90	25, 30, 35	80	11
17	40, 60, 80	20, 25, 30	90	12
18	30, 50, 70	15, 20, 25	100	13
19	20, 40, 60	10, 15, 20	50	14
20	10, 30, 50	5, 10, 15	60	15

Таблица А.5 - Варианты заданий для задачи 3.18, 3.19

№ варианта	Вертикальная нагрузка, P , кПа	Сопротивление сдвигу, τ , кПа	№ варианта	Вертикальное давление σ , кПа	Боковое давление, σ , кПа
1	100	70	1	200	70
2	200	75	2	250	80
3	300	80	3	300	90
4	100	65	4	200	65
5	200	70	5	250	75
6	300	75	6	300	85
7	100	60	7	200	60
8	200	65	8	250	70
9	300	70	9	300	80
10	100	80	10	200	80
11	200	85	11	250	85
12	300	90	12	300	90
13	100	55	13	200	85
14	200	60	14	250	90
15	300	65	15	300	95
16	100	50	16	200	55
17	200	55	17	250	60
18	300	60	18	300	65
19	100	45	19	200	95
20	200	50	20	150	50

Таблица А.6 - Варианты заданий для задачи 4.3

№ варианта	N_1 , кН	N_2 , кН	N_3 , кН	r_1 , м	r_2 , м	r_3 , м
1	120	60	140	1,0	2,0	3,0
2	120	60	120	2,0	2,0	2,5
3	190	60	130	3,0	1,0	2,0
4	130	50	150	3,0	2,0	3,0
5	110	70	180	2,0	3,0	2,0
6	180	80	160	3,0	2,0	1,5
7	100	60	110	1,0	1,0	2,0
8	180	80	140	3,0	1,0	3,0
9	150	70	190	2,0	3,0	2,5
10	130	60	130	2,0	2,0	2,0
11	110	80	120	3,0	1,0	2,5
12	120	60	110	1,0	2,0	3,0
13	160	70	130	2,0	1,0	2,0
14	120	60	150	1,0	2,0	3,0
15	130	80	150	2,0	3,0	1,0
16	150	60	120	3,0	2,0	2,5
17	110	70	140	1,0	3,0	2,0
18	180	60	120	2,0	1,0	2,0
19	140	70	180	1,0	3,0	2,5
20	120	80	150	1,0	2,0	2,5

Таблица А.7- Варианты заданий для задачи 4.6

№ варианта	$b \times l$, м	P , кПа	№ варианта	$b \times l$, м	P , кПа
1	1,0x2,0	150	11	2,0x4,0	300
2	1,2x2,2	160	12	1,8x3,8	200
3	1,4x2,4	170	13	1,8x3,6	200
4	1,6x2,6	180	14	1,8x3,4	230
5	1,8x2,8	190	15	1,8x3,2	250
6	2,0x3,0	200	16	1,8x3,0	270
7	2,0x3,2	220	17	1,8x2,8	290
8	2,0x3,4	240	18	1,8x2,6	200
9	2,0x3,6	260	19	1,8x2,4	220
10	2,0x3,8	280	20	1,8x2,2	240

Таблица А.8 - Данные по грунтам в неводонасыщенном состоянии к задаче 4.14

№ слоя	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ρ , г/см ³	1,72	1,84	1,92	1,83	1,72	1,90	1,73	1,80	1,81	1,87	1,73	1,84
ρ_s , г/см ³	2,66	2,69	2,70	2,72	2,69	2,74	2,66	2,74	2,66	2,72	2,73	2,69
Влажность ω	0,12	0,16	0,18	0,15	0,16	0,14	0,12	0,21	0,16	0,20	0,18	0,16
e	0,752	0,699	0,661	0,710	0,812	0,647	0,725	0,845	0,695	0,743	0,864	0,700
k_ϕ , м/сек	$5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$2,1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,7 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-5}$
$h_{\text{слоя}}$, м	3,5	5,8	3,6	4,2	5,8	6,1	3,2	4,4	2,8	5,1	4,6	5,0
Наименование	Песок пылеватый	Супесь	Суглинок	Глина	Супесь	Глина	Песок пылеватый	Суглинок	Песок средний	Суглинок	Глина	Супесь
c_n , кг/см ²	0,02	0,10	0,25	0,41	0,09	0,45	0,02	0,16	0,01	0,20	0,36	0,12
φ_n , град	26	24	19	14	18	15	27	16	35	18	12	22
E , кг/см ²	110	140	160	150	70	180	120	80	240	120	120	130

Таблица А.9 – Варианты заданий к задаче 4.14

№ вар.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
№ верхнего слоя	3	1	4	5	6	7	3	12	2	8	9	11	6	5	3	10	7	11	2	4	12	8
№ среднего слоя	1	4	8	9	1	8	2	7	3	5	12	12	5	10	1	9	6	10	11	12	11	6
№ нижнего слоя	6	2	12	11	9	1	4	10	8	10	6	4	10	7	9	6	2	12	7	8	8	1
Глубина УГВ, м	3,6	0,5	5,0	1,0	3,0	0,8	2,5	3,2	0,7	2,0	0,5	1,5	1,8	0,7	2,0	2,5	0,8	2,6	0,9	1,5	1,0	0,8

Таблица А.10 - Варианты заданий к задачам 5.2, 5.3

№ п/п	h , м	b , м	γ кН/м ³	φ , град	c , кПа
1	2,0	4,0	18,6	21	20
2	1,5	3,0	19,8	19	24
3	1,4	2,8	19,7	20	22
4	1,2	2,6	19,2	19	23
5	1,8	3,2	18,8	18	25
6	1,7	3,4	19,5	20	21
7	1,8	3,8	19,1	19	23
8	1,8	4,0	19,0	21	22
9	1,6	3,0	18,9	19	24
10	1,5	3,1	19,3	21	20

Таблица А.11 - Варианты заданий для самостоятельной работы к задаче 5.6, 5.9

№ п/п	Ширина подошвы фундамента b , м	Глубина заложения фундамента h , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ	Примечания
1	5	2	16	10	8 ⁰	Определить начальное критическое давление грунта $P_{кр}^{нач}$
2	5	2	16	10	16 ⁰	
3	5	2	16	10	24 ⁰	
4	5	2	16	10	32 ⁰	
5	5	1,5	16	10	24 ⁰	
6	5	3,0	16	10	24 ⁰	
7	5	4,0	16	10	24 ⁰	
8	5	6,0	16	10	24 ⁰	
9	5	8,0	17	10	24 ⁰	
10	2	2	18	0	24 ⁰	
11	2	2	19	0	36 ⁰	
12	2	2	19	0	36 ⁰	
13	1	2	18	20	26 ⁰	Определить расчетное сопротивление грунта R
14	2	2	18	20	26 ⁰	
15	4	2	18	20	26 ⁰	
16	8	2	18	20	26 ⁰	
17	5	2	16	10	16 ⁰	Определить предельное давление на грунт $P_{кр}^{пред}$
18	5	2	16	10	20 ⁰	
19	5	2	16	10	24 ⁰	
20	5	2	16	10	28 ⁰	
21	5	2	16	10	32 ⁰	
22	5	2	16	10	36 ⁰	
23	1,6	3	18	0	36 ⁰	
24	2,5	3	18	0	36 ⁰	
25	4,0	3	18	0	36 ⁰	
26	6,0	3	18	0	36 ⁰	
27	5,0	2,5	18	0	36 ⁰	
28	5,0	4,0	18	0	36 ⁰	
29	5,0	8,0	18	0	36 ⁰	

Таблица А.12 - Варианты заданий для задачи 6.1-6.3

№ п/п	H , м	h , м	φ , град	γ , кН/м ³	c , кПа	q , кПа
	(по 2-ой цифре шифра)		(по 3-ей цифре шифра)		(по 2-ой цифре шифра)	(по 1-ой цифре шифра)
1	6,00	1,80	16	20,5	16	150
2	8,00	2,20	19	19,8	18	220
3	7,00	2,00	17	20,2	15	160
4	5,00	1,90	18	20,9	21	150
5	9,00	2,50	21	20,8	23	180
6	4,00	1,60	20	19,7	19	120
7	6,00	1,90	14	20,6	14	240
8	10,00	3,20	22	19,8	22	250
9	8,00	2,30	23	19,6	25	150
10	7,00	2,40	19	20,4	20	140

Приложение Б

(справочное)

Таблица Б.1 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа(кгс/см²), угла внутреннего трения φ_n , град., и модуля деформации E , МПа(кгс/см²) песчаных грунтов четвертичных отложения

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2(0,02)	1(0,01)	-	-
	φ_n	43	40	38	-
	E	50(500)	40(400)	30(300)	-
Средней крупности	c_n	3(0,03)	2(0,02)	1(0,01)	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50(500)	40(400)	30(300)	-
Мелкие	c_n	6(0,06)	4(0,04)	2(0,02)	-
	φ_n	38	36	32	28
	E	48(480)	38(380)	28 (280)	18(180)
Пылеватые	c_n	8 (0,08)	6 (0,06)	4(0,04)	2(0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39(390)	28(280)	18(180)	11(110)

Таблица Б.2 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа(кгс/см²), угла внутреннего трения φ_n , град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложения

Наименование грунтов и пределов нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21(0,21)	17(0,17)	15(0,15)	13(0,13)	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19(0,19)	15(0,15)	13(0,13)	11(0,11)	9(0,09)	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	47(0,47)	37(0,37)	31(0,31)	25(0,25)	22(0,22)	19(0,19)	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39(0,39)	34(0,34)	28(0,28)	23(0,23)	18(0,18)	15(0,15)	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	25(0,25)	20(0,20)	16(0,16)	14(0,14)	12(0,12)
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	-	81(0,81)	68(0,68)	54(0,54)	47(0,47)	41(0,41)	36(0,36)
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	-	-	57(0,57)	50(0,50)	43(0,43)	37(0,37)	32(0,32)
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45(0,45)	41(0,41)	36(0,36)	33(0,33)	29(0,29)
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблица Б.3 - Нормативные значения модуля деформации пылевато-глинистых нелессовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Модуль деформации грунтов E , МПа(кгс/см ²), при коэффициенте пористости e , равном											
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Четвертичные отложения	Аллювиальные Делювиальные Озерные Озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32(320)	24(240)	16(160)	10(100)	7(70)	-	-	-	-	-	
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34(340)	27(270)	22(220)	17(170)	14(140)	11(110)	-	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32(320)	25(250)	19(190)	14(140)	11(110)	8(80)	-	-	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17(170)	12(120)	8(80)	6(60)	5(50)	-	-	-	-
		Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28(280)	24(240)	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21(210)	18(180)	15(150)	12(120)	9(90)	-	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15(150)	12(120)	9(90)	7(70)	-	-	-	-
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33(330)	24(240)	17(170)	1(110)	7(70)	-	-	-	-	-	
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40(400)	33(330)	27(270)	21(210)	-	-	-	-	-	-	
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	35(350)	28(280)	22(220)	17(170)	14(140)	-	-	-	-	-	
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17(170)	13(130)	10(100)	7(70)	-	-	-	-	
	Моренные	Супеси	$I_L \leq 0,5$	75(750)	55(550)	45(450)	-	-	-	-	-	-	-	-	
		Суглинки													
Юрские отложения оксфордского яруса	Глины	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27(270)	25(250)	22(220)	-	-		
		$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24(240)	22(220)	19(190)	15(150)	-		
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16(160)	12(120)	10(100)		

Таблица Б.4 – Значения коэффициента рассеивания $K=r/z$

r/z	k_z	r/z	k_z	r/z	k_z	r/z	k_z
0,00	0,478	0,50	0,273	1,00	0,084	1,50	0,025
0,02	0,477	0,52	0,262	1,02	0,080	1,52	0,024
0,04	0,476	0,54	0,252	1,04	0,076	1,54	0,023
0,06	0,473	0,56	0,241	1,06	0,073	1,56	0,022
0,08	0,470	0,58	0,231	1,08	0,069	1,58	0,021
0,10	0,466	0,60	0,221	1,10	0,066	1,60	0,020
0,12	0,461	0,62	0,212	1,12	0,063	1,62	0,019
0,14	0,455	0,64	0,202	1,14	0,060	1,64	0,018
0,16	0,448	0,66	0,193	1,16	0,057	1,66	0,018
0,18	0,441	0,68	0,185	1,18	0,054	1,68	0,017
0,20	0,433	0,70	0,176	1,20	0,051	1,70	0,016
0,22	0,424	0,72	0,168	1,22	0,049	1,74	0,015
0,24	0,415	0,74	0,160	1,24	0,047	1,78	0,014
0,26	0,405	0,76	0,153	1,26	0,44	1,82	0,012
0,28	0,395	0,78	0,146	1,28	0,042	1,86	0,011
0,30	0,385	0,80	0,139	1,30	0,040	1,90	0,011
0,32	0,374	0,82	0,132	1,32	0,038	1,94	0,010
0,34	0,363	0,84	0,126	1,34	0,036	1,98	0,009
0,36	0,352	0,86	0,120	1,36	0,035	2,00	0,008
0,38	0,3408	0,88	0,114	1,38	0,033	2,20	0,006
0,40	0,329	0,90	0,108	1,40	0,032	2,40	0,004
0,42	0,318	0,92	0,103	1,42	0,030	2,60	0,003
0,44	0,307	0,94	0,098	1,44	0,029	2,80	0,002
0,46	0,296	0,96	0,093	1,46	0,028	3,00	0,002
0,48	0,284	0,98	0,089	1,48	0,026	4,00	0,000

Таблица Б.5 - Коэффициент (α) распределения напряжений (σ_{pz}) по глубине основания под центром подошвы столбчатых и ленточных фундаментов ($\zeta_o=2z/b$), под углом столбчатого и под краем ленточного фундаментов ($\zeta_c=z/b$).

$\zeta_o=2z/b$ $\zeta_c=z/b$	Для фундаментов с соотношением сторон $\eta=l/b$							
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	0,9944	0,9956	0,9960	0,9964	0,9964	0,9964	0,9968	0,9968
0,4	0,9604	0,9680	0,9716	0,9736	0,9748	0,9756	0,9760	0,9764
0,6	0,8916	0,9100	0,9200	0,9260	0,9296	0,9316	0,9332	0,9340
0,8	0,7996	0,8300	0,8480	0,8588	0,8660	0,8704	0,8732	0,8752
1,0	0,7008	0,7404	0,7644	0,7820	0,7924	0,7996	0,8048	0,8080
1,2	0,6064	0,6504	0,6820	0,7032	0,7172	0,7272	0,7372	0,7396
1,4	0,5232	0,5692	0,6032	0,6276	0,6452	0,6576	0,6668	0,6740
1,6	0,4492	0,4964	0,5316	0,5584	0,5780	0,5928	0,6036	0,6120
1,8	0,3876	0,4332	0,4688	0,4964	0,5176	0,5336	0,5460	0,5556
2,0	0,3360	0,3788	0,4136	0,4412	0,4632	0,4808	0,4940	0,5052
2,2	0,2926	0,3328	0,3668	0,3936	0,4156	0,4336	0,4480	0,4596
2,4	0,2568	0,2936	0,3252	0,3516	0,3736	0,3916	0,4064	0,4188
2,6	0,2264	0,2604	0,2900	0,3152	0,3363	0,3548	0,3696	0,3820
2,8	0,2008	0,2320	0,2596	0,2836	0,3044	0,3220	0,3368	0,3500
3,0	0,1788	0,2076	0,2332	0,2560	0,2760	0,2928	0,3076	0,3204
3,2	0,1604	0,1868	0,2104	0,2320	0,2508	0,2672	0,2816	0,2940
3,4	0,1444	0,1684	0,1908	0,2108	0,2284	0,2444	0,2584	0,2708
3,6	0,1304	0,1528	0,1732	0,1920	0,2092	0,2244	0,2376	0,2496
3,8	0,1184	0,1392	0,1580	0,1756	0,1916	0,2064	0,2192	0,2308
4,0	0,1080	0,1272	0,1448	0,1512	0,1764	0,1896	0,2028	
4,2	0,0988	0,1164	0,1332	0,1484	0,1628	0,1756	0,1876	0,1984
4,4	0,0908	0,1072	0,1224	0,1372	0,1504	0,1628	0,1744	0,1848
4,6	0,0836	0,0988	0,1132	0,1268	0,1392	0,1512	0,1620	0,1720
4,8	0,0772	0,0916	0,1048	0,1176	0,1296	0,1408	0,1512	0,1608
5,0	0,0716	0,0848	0,0972	0,1096	0,1208	0,1312	0,1412	0,1504
6,0	0,0508	0,0604	0,0696	0,0784	0,0872	0,0952	0,1028	0,1104
7,0	0,0376	0,0448	0,0520	0,0588	0,0656	0,0720	0,0780	0,0840
8,0	0,0292	0,0348	0,0404	0,0456	0,0508	0,0560	0,0612	0,0660
9,0	0,0232	0,0276	0,0320	0,0364	0,0408	0,0448	0,0488	0,0528
10,0	0,0188	0,0224	0,0260	0,0296	0,0332	0,0368	0,0400	0,0436
11,0	0,0156	0,0186	0,0217	0,0248	0,0278	0,0308	0,0337	0,0367
12,0	0,0131	0,0157	0,0183	0,0209	0,0234	0,0260	0,0285	0,0310

Продолжение таблицы Б.5

$\zeta_o=2z/b$ $\zeta_c=z/b$	Для фундаментов с соотношением сторон $\eta=l/b$							
	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968
0,4	0,9764	0,9768	0,9768	0,9768	0,9772	0,9772	0,9772	0,9772
0,6	0,9340	0,9348	0,9352	0,9356	0,9360	0,9360	0,9364	0,9364
0,8	0,8752	0,8768	0,8776	0,8784	0,8792	0,8796	0,8796	0,8800
1,0	0,8080	0,8104	0,8124	0,8136	0,8148	0,8156	0,8160	0,8164
1,2	0,7396	0,7432	0,7460	0,7480	0,7492	0,7504	0,7512	0,7520
1,4	0,6740	0,6784	0,6820	0,6848	0,6872	0,6888	0,6900	0,6912
1,6	0,6120	0,6180	0,6228	0,6268	0,6296	0,6320	0,6336	0,6348
1,8	0,5556	0,5632	0,5692	0,5736	0,5772	0,5800	0,5820	0,5840
2,0	0,5052	0,4992	0,5200	0,5256	0,5296	0,5328	0,5356	0,5380
2,2	0,4596	0,4688	0,4764	0,4820	0,4872	0,4908	0,4940	0,4968
2,4	0,4188	0,4284	0,4368	0,4432	0,4488	0,4532	0,4568	0,4600
2,6	0,3820	0,3924	0,4012	0,4080	0,4140	0,4188	0,4232	0,4264
2,8	0,3500	0,3600	0,3692	0,3768	0,3828	0,3880	0,3928	0,3964
3,0	0,3204	0,3312	0,3404	0,3480	0,3548	0,3604	0,3652	0,3692
3,2	0,2940	0,3048	0,3144	0,3224	0,3292	0,3352	0,4200	0,3444
3,4	0,2708	0,2816	0,2908	0,2988	0,3060	0,3120	0,3172	0,3216
3,6	0,2496	0,2604	0,2696	0,2776	0,2848	0,2912	0,2964	0,3012
3,8	0,2308	0,2412	0,2504	0,2584	0,2656	0,2720	0,2776	0,2824
4,0	0,2140	0,2240	0,2352	0,2412	0,2480	0,2544	0,2600	0,2655
4,2	0,1984	0,2084	0,2172	0,2252	0,2324	0,2384	0,2440	0,2492
4,4	0,1848	0,1940	0,2018	0,2108	0,2176	0,2240	0,2296	0,2344
4,6	0,1720	0,1812	0,1896	0,1972	0,2040	0,2104	0,2160	0,2212
4,8	0,1608	0,1696	0,1776	0,1852	0,1920	0,1980	0,2036	0,2088
5,0	0,1504	0,1588	0,1668	0,1740	0,1804	0,1864	0,1920	0,1972
6,0	0,1104	0,1172	0,1240	0,1300	0,1360	0,1412	0,1464	0,1508
7,0	0,0840	0,0896	0,0953	0,1004	0,1052	0,1100	0,1184	0,1184
8,0	0,0660	0,0704	0,0748	0,0792	0,0836	0,0876	0,0912	0,0948
9,0	0,0528	0,0568	0,0608	0,0644	0,0676	0,0712	0,0744	0,0776
10,0	0,0436	0,0468	0,0500	0,0528	0,0560	0,0588	0,0616	0,0648
11,0	0,0367	0,0396	0,0424	0,0453	0,0481	0,0508	0,0535	0,0562
12,0	0,0310	0,0334	0,0359	0,0383	0,0407	0,0430	0,0454	0,0477

Продолжение таблицы Б.5

$\zeta_o=2z/b$ $\zeta_c=z/b$	Для фундаментов с соотношением сторон $\eta=l/b$							Ленточный $\eta \geq 10$
	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968	0,9968
0,4	0,9772	0,9772	0,9772	0,9772	0,9772	0,9772	0,9772	0,9773
0,6	0,9364	0,9364	0,9368	0,9368	0,9368	0,9368	0,9368	0,9368
0,8	0,8800	0,8800	0,8808	0,8808	0,8808	0,8808	0,8808	0,8810
1,0	0,8164	0,8168	0,8176	0,8180	0,8180	0,8184	0,8184	0,8184
1,2	0,7520	0,7528	0,7540	0,7548	0,7552	0,7552	0,7552	0,7554
1,4	0,6912	0,6920	0,6940	0,6952	0,6956	0,6956	0,6956	0,6960
1,6	0,6348	0,6360	0,6392	0,6404	0,6404	0,6412	0,6416	0,6417
1,8	0,5840	0,5858	0,5896	0,5912	0,5920	0,5924	0,5928	0,5931
2,0	0,5380	0,5400	0,5452	0,5472	0,5484	0,5488	0,5492	0,5498
2,2	0,4968	0,4992	0,5056	0,5084	0,5096	0,5104	0,5108	0,5114
2,4	0,4600	0,4624	0,4700	0,4736	0,4752	0,4760	0,4764	0,4774
2,6	0,4264	0,4292	0,4380	0,4424	0,4444	0,4452	0,4460	0,4471
2,8	0,3964	0,3996	0,4096	0,4144	0,4164	0,4180	0,4188	0,4200
3,0	0,3992	0,3724	0,3836	0,3892	0,3920	0,3932	0,3944	0,3956
3,2	0,3444	0,3480	0,3600	0,3664	0,3692	0,3712	0,3720	0,3741
3,4	0,3216	0,3256	0,3388	0,3456	0,3492	0,3508	0,3520	0,3544
3,6	0,3012	0,3052	0,3196	0,3264	0,3304	0,3328	0,3340	0,3367
3,8	0,2824	0,2868	0,3012	0,3092	0,3136	0,3160	0,3175	0,3205
4,0	0,2655	0,2696	0,2848	0,2932	0,2980	0,3008	0,3024	0,3058
4,2	0,2492	0,2536	0,2696	0,2784	0,2836	0,2864	0,2884	0,2922
4,4	0,2344	0,2388	0,2556	0,2648	0,2704	0,2736	0,2756	0,2798
4,6	0,2212	0,2256	0,2424	0,2520	0,2576	0,2616	0,2636	0,2684
4,8	0,2088	0,2132	0,2304	0,2404	0,2464	0,2504	0,2524	0,2579
5,0	0,1972	0,2016	0,2188	0,2292	0,2356	0,2396	0,2424	0,2481
6,0	0,1508	0,1552	0,1724	0,1840	0,1916	0,1964	0,2000	0,2084
7,0	0,1184	0,1224	0,1384	0,1504	0,1584	0,1644	0,1684	0,1795
8,0	0,0948	0,0984	0,1132	0,1244	0,1328	0,1392	0,1436	0,1575
9,0	0,0776	0,0808	0,0940	0,1040	0,1128	0,1192	0,1240	0,1403
10,0	0,0648	0,0668	0,0792	0,0888	0,0968	0,1032	0,1080	0,1265
11,0	0,0562	0,0588	0,0714	0,0828	0,0932	0,1026	0,1112	0,1152
12,0	0,0477	0,0500	0,0608	0,0709	0,0801	0,0885	0,0963	0,1056