МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«КУЗБАССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ имени Т. Ф. ГОРБАЧЕВА»

РАСЧЁТ ОСНОВАНИЙ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Методические указания к выполнению курсового проекта и самостоятельной работе по дисциплине «Основания и фундаменты» для обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 «Строительство», образовательные программы «Промышленное и гражданское строительство», «Проектирование зданий и сооружений», 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», образовательная программа «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений», всех форм обучения

Составитель Н. В. Крупина
Утверждены на заседании кафедры
Протокол № 1/16 от 26.01.2016
Рекомендованы к печати
учебно-методической комиссией
направления 08.03.01
Протокол 1/16 от 26.01.2016
Электронная копия находится
в библиотеке КузГТУ

Кемерово 2016

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 4
1. СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА 5
2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ОТДЕЛЬНЫХ РАЗДЕЛОВ 7
2.1. Общая оценка конструктивных особенностей проектируемого здания (сооружения) 7
2.2. Разработка вариантов фундаментов и их экономическое сравнение 7
3. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА 8
4. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ 13
4.1. Определение глубины заложения фундамента 13
4.2. Определение размеров подошвы фундамента 15
4.3. Конструирование фундамента 16
4.4. Определение давления на грунт основания под подошвой фундамента 17
4.5. Уточнение расчётного сопротивления грунта с учетом ширины подошвы фундамента 19
4.6. Проверка слабого подстилающего слоя 19
4.7. Расчёт грунтов основания по деформациям (по второму предельному состоянию) 20
4.8. Расчёт основания по несущей способности (по первому предельному состоянию) 24
4.9. Расчёт плитной части фундамента на прочность 25
5. РАСЧЁТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА 30
5.1. Определение глубины заложения подошвы ростверка 30
5.2. Выбор вида, размера и материала сваи 30
5.3. Определение несущей способности сваи 32
5.3.1. Определение несущей способности сваи по материалу 32
5.3.2. Определение несущей способности висячей сваи по грунту 33
5.4. Определение необходимого количества свай 38

5.5. Конструирование ростверка и его расчёт.....38
5.6. Проверка свайного фундамента по первому предельному состоянию 40
5.7. Проверка свайного фундамента по второму предельному состоянию 42
5.7.1. Определение среднего фактического давления по подошве условного фундамента 43
5.7.2. Расчёт осадки свайного фундамента методом послойного суммирования 44
6. ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ 46
7. ПРИМЕР РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ 49
7.1. Определение глубины заложения подошвы фундамента...49
7.2. Определение расчётного сопротивления грунта основания при ширине подошвы фундамента равной 1 м.....51
7.3. Определение размеров подошвы фундамента.....51
7.4. Определение давления на основание.....53
7.5. Уточнение расчётного сопротивления грунтов основания при выбранной ширине подошвы фундамента.....57
7.6. Проверка давления на грунт 57
7.7. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования 58
7.8. Расчёт плитной части на продавливание.....61
7.9. Расчёт плитной части на изгиб с подбором арматуры 63
8. ПРИМЕР РАСЧЁТА СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА 65
8.1. Определение глубины заложения ростверка 65
8.2. Выбор вида, материала и размера сваи 66
8.3. Определение несущей способности сваи по материалу и по грунту 67
8.4. Определение необходимого числа свай в фундаменте.....68
8.5. Конструирование свайного ростверка.....69
8.6. Проверка свайного фундамента по первому предельному состоянию 70
8.7. Расчёт осадки свайного фундамента.....71

9. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ» 71
9.1. Содержание дисциплины 71
9.2. Перечень вопросов по дисциплине 73
9.3. Самостоятельная работа студента 74
9.4. Сроки выполнения разделов проекта 76
БИБЛИОГРАФИЧЕКИЙ СПИСОК 77
ПРИЛОЖЕНИЕ 1 78
ПРИЛОЖЕНИЕ 2 88

ВВЕДЕНИЕ

«Основания и фундаменты» – это строительная дисциплина, целью которой является изучение вопросов проектирования, устройства фундаментов и их оснований для различных сооружений, возводимых в разнообразных геологических условиях. От правильно выбранного основания и конструкции фундамента, во многом зависит нормальная эксплуатация зданий и сооружений.

Проектирование оснований фундаментов заключается в выборе основания, типа, конструкции и основных размеров фундамента в совместном расчете основания и фундамента как одной из частей сооружения. Основные размеры фундамента назначаются в зависимости от геологических условий строительной площадки, сжимаемости слагающих ее грунтов, а также от давлений, которые грунты могут воспринять.

Одним из ответственных звеньев учебного процесса является курсовое проектирование, которое способствует углублению и закреплению теоретических знаний, полученных студентом во время изучения курса «Основания и фундаменты», умелому применению этих знаний в решении инженерных задач.

Вопросы проектирования оснований и фундаментов усложняются тем, что выбор рационального типа фундаментов представляет собой комплексную задачу, связанную в первую очередь с учетом инженерно-геологических условий залегания грунтов под строящимся зданием (сооружением), а также с назначением и конструкцией всего здания в целом. Правильная оценка разнообразных инженерно-геологических условий, с учетом свойств грунтов, определенных при выполнении курсового проекта, может иметь решающее значение не только при выборе экономически более выгодного типа фундамента, но и окажет влияние и на выбор методов его возведения, и на сроки строительства всего здания (сооружения).

В курсовом проекте необходимо рассмотреть несколько вариантов проектных решений оснований и фундаментов для того, чтобы на основе их технико-экономического сравнения принять оптимальное решение, обеспечивающее наиболее полное использование прочностных и деформационных свойств грунтов и физико-механических свойств материала фундаментов.

1. СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект состоит из расчётно-пояснительной записки с необходимыми схемами, графиками и таблицами объемом около 30-35 страниц формата А4 и рабочих чертежей на одном листе ватмана формата А1.

Расчетно-пояснительная записка должна содержать:

– бланк задания на проектирование с необходимыми исходными данными;

– схему сооружения;

– таблицы сбора расчетных нагрузок и физико-механических свойств грунтов;

– таблицу физико-механических характеристик грунтов;

– введение;

– инженерно-геологические условия площадки строительства;

– общую оценку конструктивной схемы и особенностей проектируемого здания или сооружения;

– разработку нескольких (не менее двух) вариантов фундаментов;

– экономические сравнения вариантов и выбор наиболее рационального варианта;

– расчёт оснований и фундаментов по выбранному (основному) варианту.

Рабочие чертежи должны содержать:

– поперечный разрез проектируемого сооружения, дающий представление о его конструктивных особенностях (масштаб 1:200);

– конструкции рассмотренных вариантов фундаментов, совмещенные с геологическим разрезом (масштаб 1:100);

– план (схему размещения) фундаментов с размерами и привязкой к осям (масштаб 1:100), если в качестве основного варианта принят фундамент мелкого заложения;

– если в качестве основного варианта принят свайный, то на листе вместе с планом фундаментов приводится план ростверков и план свайного поля (масштаб 1:100, 1:200);

– рабочие чертежи конструкций фундаментов с отметками, привязками к осям и размерами (масштаб 1:50);

– детали устройства осадочных швов, гидроизоляции;

– примечание о принятых материалах и их марках, подготовке под фундаменты, особенностях производства работ и др.

Прежде чем приступить к выполнению курсового проекта, студент должен детально ознакомиться с индивидуальным заданием.

Следует иметь в виду, что проектирование и устройство оснований и фундаментов являются сложной комплексной задачей, решение которой требует рассмотрения многих факторов, таких, как инженерно-геологические условия строительных площадок, физические и механические характеристики отдельных слоев грунта, данные о возводимом сооружении, о нагрузках, действующих на фундаменты и др.

При расчёте фундаментов одним из основных вопросов является оценка инженерно-геологических условий площадки строительства, т.е. вопросов, которые рассматривает дисциплина «Механика грунтов». Прочность, устойчивость и нормальная эксплуатация фундаментов зданий и сооружений определяется, в том числе, свойствами грунтов, составляющих основание. От правильно выбранного основания, во многом зависит нормальная эксплуатация зданий и сооружений.

Правильная оценка разнообразных инженерно-геологических условий, с учетом физико-механических свойств грунтов, может иметь решающее значение не только при выборе экономически более выгодного типа фундамента, но и окажет влияние и на выбор методов его возведения, и на сроки строительства всего здания (сооружения).

При выполнении курсового проекта студент должен в разделе инженерно-геологические условия площадки строительства рассчитать физические характеристики грунтов; определить вид грунтов, их состояние, расчетное сопротивление и построить эпюру расчетных сопротивлений. Последним этапом является заключение о пригодности грунтов в качестве основания для фундаментов мелкого заложения.

2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ ОТДЕЛЬНЫХ РАЗДЕЛОВ

2.1. Общая оценка конструктивных особенностей проектируемого здания (сооружения)

Проектирование необходимо начать с краткой характеристики здания. В данном разделе необходимо привести сведения о целевом назначении здания (сооружения), конструктивных особенностях стен, промежуточных опор, перекрытий, строительных материалов и др. Здесь же дается характеристика подвальных помещений, приямков, сточных канав.

2.2. Разработка вариантов фундаментов и их экономическое сравнение

Технико-экономическое обоснование выбора фундамента является основным вопросом его рационального проектирования. Разработка вариантов – важнейший этап выполнения курсовой работы.

Для любых грунтовых условий можно предложить несколько вариантов устройства оснований и фундаментов. При выборе вариантов можно изменять глубину заложения фундаментов, принимать разные типы оснований (естественное и искусственное), различные типы фундаментов (отдельные, ленточные, сплошные), разные виды свай. Намечать и рассматривать нужно только целесообразные варианты. Явно нецелесообразные варианты (дорогие, трудоемкие в производстве работ) рассматривать не следует.

В курсовом проекте, в качестве обязательных, необходимо проработать варианты устройства фундамента из забивных железобетонных свай.

Сначала необходимо рассмотреть два варианта самого нагруженного и характерного фундамента, затем выбрать наиболее экономичный. В нашем курсовом проекте рекомендуется рассчитать фундамент мелкого заложения и свайный фундамент на одну и ту же нагрузку, а затем выполнить экономическое сравнение вариантов и выбрать экономически более выгодный вариант.

Технико-экономическое сравнение вариантов необходимо производить по приведённым затратам применительно к району строительства, однако в курсовом проекте сравнение вариантов можно провести с использованием укрупненных единичных расценок.

В качестве основного необходимо принять вариант фундамента, имеющий меньшую стоимость.

К разработке вариантов нужно отнестись с особым вниманием. Выбор типа основания и фундамента – один из самых сложных вопросов фундаментостроения. Глубина проработки вариантов в значительной степени свидетельствует о глубине проработки всей работы.

3. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

По таблице 3 приложения 2 студент составляет таблицу исходных данных физико-механических свойств, выбрав номера грунтов, которые указал преподаватель. Далее необходимо вычертить на отдельном листе схему грунтов с указанием мощности каждого слоя, заштрихованную под свои виды грунтов.

1. Расчёты физических характеристик грунтов заносятся в таблицу 1. В конце таблицы необходимо сделать выводы о состоянии каждого грунта по таблицам 4-7 приложения 2.

Таблица 1

Сводная таблица физико-механических свойств грунтов

№ п/п	Показатели	Обозначения	Номер геологического слоя			Формула для расчета
			1	2	3	
1	Удельный вес твердых частиц грунта	γ_s, кН/м^3				Из задания
2	Удельный вес грунта	γ, кН/м^3				Из задания
3	Влажность грунта	W, доли ед.				Из задания
4	Удельный вес скелета грунта	γ_d, кН/м^3				$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}$

№ п/п	Показатели	Обозначения	Номер геологического слоя			Формула для расчета
			1	2	3	
5	Коэффициент пористости	e, доли ед.				$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
6	Степень влажности	S_r, доли ед.				$S_r = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w}$
7	Граница раскатывания	W_p, доли ед.				Из задания
8	Граница текучести	W_L, доли ед.				То же
9	Число пластичности	I_p, доли ед.				$I_p = W_L - W_p$
10	Показатель текучести	I_L, доли ед.				$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$
11	Модуль деформации	E, кПа				Из задания
12	Угол внутреннего трения	φ, град				Из задания
13	Удельное сцепление	c, кПа				Из задания
14	Удельный вес воды	γ_w, кН/м^3				$\gamma_w = \rho_w \cdot g$

Наименование грунтов и их состояние:
Песчаных по e, S_r _____
Глинистых по I_p, I_L _____

2. Усреднённые значения удельного веса грунта можно определить по следующей формуле:

$$\gamma_{\text{ср}i} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}, \tag{1}$$

где γ_i – значение удельного веса i-го слоя грунта; h_i – мощность i-го слоя грунта.

Например, нам необходимо определить среднее значение удельного веса грунта в пятой точке (рисунок 1), рассчитаем

$$\gamma_{\text{ср},5} = \frac{H_1\gamma_1 + H_2\gamma_2 + H_7\gamma_3}{H_1 + H_2 + h_7}. \tag{2}$$

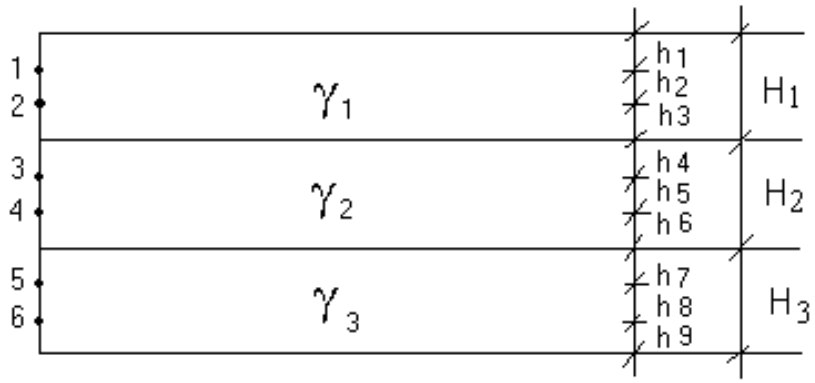


Рисунок 1 – Деление слоёв грунта на элементарные слои

3. Расчётное сопротивление грунта основания R можно определить по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c_1}\gamma_{c_2}}{k}[M_\gamma k_z b\gamma_{II} + M_q d_1\gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b\gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3)$$

где γ_{c_1} и γ_{c_2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 2; k – коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1{,}1$, если они приняты по заданию; M_ν, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 3; k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0 / b + 0{,}2$ (здесь $z_0 = 8$ м); b – ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} – усреднённое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 (тс/м^3); γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы; c_{II} – расчётное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м^2); d_1 – глубина заложения точки, для которой определяется расчетное сопротивление.

При определении расчётного сопротивления в грунте по несущей способности принимается $B = 1$ м; d_1 d_b = глубина заложения точки, для которой определяется R, а коэффициент $k_h = 0{,}4$.

Все данные грунтов берутся по I предельному состоянию, т.е. по несущей способности.

Таблица 2

Грунты	Коэффициент γ_{c_1}	Коэффициент γ_{c_2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L / H, равном:	
		4 и более	1,5 и менее
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 – насыщенные водой	 1,25 1,1	 1,0 1,0	 1,2 1,1
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \le 0{,}25$ $0{,}25 \le I_L \le 0{,}5$ $I_L > 0{,}5$	 1,25 1,2 1,1	 1,0 1,0 1,0	 1,1 1,1 1,0

Таблица 3

Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты		
	M_ν	M_q	M_c		M_ν	M_q	M_c
0	0	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

Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II}, град.	Коэффициенты		
	M_ν	M_q	M_c		M_ν	M_q	M_c
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	4,99	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

4. Для определения R по несущей способности отношение L / H принимается равным 4 и более.

5. Слой грунта делится на 3 слоя приблизительно одинаковой мощности.

6. Ширина подошвы фундамента принимается равной 1 м, а глубина заложения фундамента d равна глубине заложения точки, для которой определяется расчётное сопротивление.

7. После того, как будут определены расчётные сопротивления во всех шести точках, по этим данным необходимо построить эпюру расчётных сопротивлений грунта (рисунок 2) этим данным.

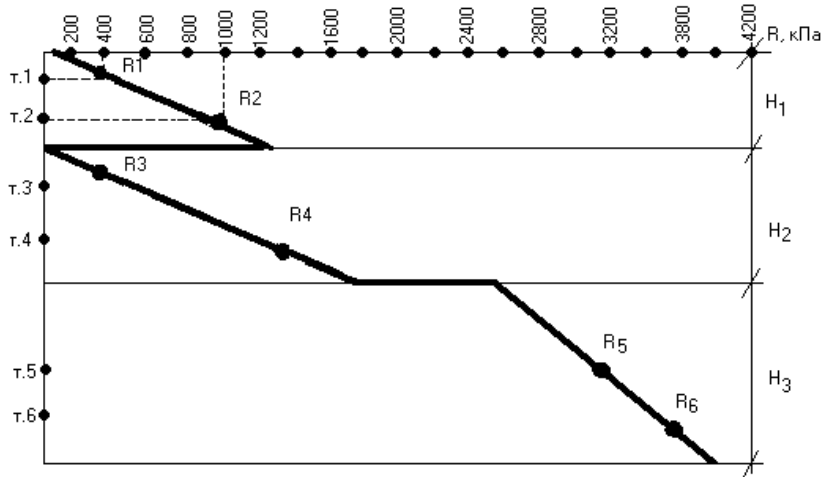


Рисунок 2 – Эпюра расчётных сопротивлений грунта

8. Сделать выводы о пригодности грунтов в качестве основания для фундамента мелкого заложения. Дело в том, что фундамент мелкого заложения передаёт нагрузку на грунт основания подошвой и очень важно расположить подошву фундамента в прочных малосжимаемых грунтах. Грунты считаются пригодными в качестве основания для ФМЗ, начиная с глубины, на которой расчётное сопротивление грунта больше или равно 200 кПа.

На эпюре расчётных сопротивлений по шкале откладывается 200 кПа, опускается перпендикуляр до пересечения с эпюрой и, проведя горизонталь, определяется глубина заложения точки, начиная с которой грунты пригодны в качестве основания для ФМЗ. Непригодными в качестве основания считаются глинистые грунты, находящиеся в текучем состоянии и песчаные грунты, которые находятся в рыхлом состоянии.

4. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Расчёт фундамента мелкого заложения начинается с определения глубины заложения фундамента.

4.1. Определение глубины заложения фундамента

Определение глубины заложения фундамента осуществляется с учётом следующих факторов:

1. Инженерно-геологических условий площадки строительства: залегание на определённой глубине грунта, обладающего достаточной несущей способностью, наличие слабых подстилающих слоев, характер напластования. Кроме этого, необходимо учесть в каком состоянии находится грунт и каково его расчётное сопротивление. Для предварительной оценки можно считать, что грунт обладает удовлетворительной несущей способностью и пригоден в качестве естественного основания, если расчетное сопротивление его превышает 200 кПа. Нельзя использовать в качестве естественного основания для фундаментов мелкого заложения глинистые грунты, находящиеся в текучем состоянии и рыхлые пески.

2. Конструктивных особенностей проектируемого здания (сооружения). Необходимо рассмотреть наличие в здании под-

вального помещения, приямков, сточных каналов и т.д. Глубину заложения фундамента в этом разделе определяют по формуле

$$d_{ф} = d_{п} + 0{,}5, \text{ м}, \tag{4}$$

где $d_{п}$ – глубина подвала, приямка и т.д., м.

3. Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов.

Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \tag{5}$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемые по СНиП [1, с. 5] для г. Кемерово и Кемеровской области M_t= 73,3; d_0 – величина, принимаемая равной, м, для:

– суглинков и глин – 0,23;
– супесей, песков и пылеватых – 0,28;
– песков гравелистых крупных и средней крупности – 0,30;
– крупнообломочных грунтов – 0,34.

Величина d_0 принимается для верхнего слоя грунта, т.к. грунт промерзает сверху вниз.

4. Расчётная глубина сезонного промерзания грунта d_f, м, определяется по формуле

$$d_f = k_h d_{fn}, \tag{6}$$

где d_{fn} – нормативная глубина промерзания; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый по таблице 4.

Таблица 4

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
– по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
– на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
– по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечание: 1. Приведенные в таблице 4 значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента a_f < 0,5 м; если a_f ≥ 1,5 м, значение коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения k_h = 1; при промежуточном размере a_f значения коэффициента k_h определяются по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице 4.

Из всех значений принимается наибольшее значение глубины заложения.

4.2. Определение размеров подошвы фундамента

Размер требуемой подошвы фундамента $A_ф$ определяется по формуле

$$A_ф = \frac{N_0^{II}}{R - \gamma_{ср}^{II} d}, \qquad (7)$$

где N_0^{II} – расчётная нагрузка по II группе предельных состояний, приложенная к обрезу фундамента; R – расчётное сопротивление

грунта основания; $\gamma_{ср}^{II}$ – средний удельный вес грунта на глубине заложения фундамента; d – глубина заложения фундамента.

Если на фундамент действует изгибающий момент, то найденную площадь увеличиваем на 20 %.

4.3. Конструирование фундамента

Для определения размеров подошвы прямоугольного фундамента, необходимо учитывать следующее условие:

$$\frac{b}{l} = 0{,}5 \div 0{,}85, \qquad (8)$$

где b – ширина подошвы фундамента; l – длина подошвы фундамента.

При конструировании фундамента необходимо помнить, что размеры фундамента в плане должны быть кратны 0,3 м. Начинается конструирование фундамента мелкого заложения под колонну с конструирования подколонника. Для заделки колонны в подколонник берется величина от 0,05 м до 0,15 м. При этом размеры подколонника также должны быть кратны 0,3 м. Если на фундамент опирается стена – с конструирования фундаментной стены, которая принимается кратной 0,3 м. Высота одной плиты не должна превышать ширины уступа фундамента, т.е. если мы приняли ширину уступа равной 0,3 м, высоту плиты можно принять 0,3 м. Если мы взяли ширину уступа равной 0,6 м, высоту одной плиты мы можем взять 0,3; 0,45; 0,6 м (рисунок 3).

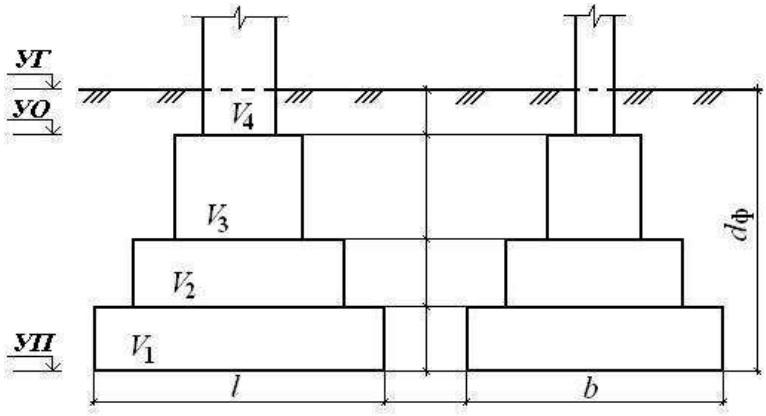


Рисунок 3 – Схема для определения давления на грунт основания

Уточнение расчётного сопротивления грунтов основания при выбранной ширине подошвы фундамента осуществляется по формуле 4.

4.4. Определение давления на грунт основания под подошвой фундамента

Вертикальная расчётная нагрузка, приходящаяся на грунт основания под подошвой фундамента (рисунок 4) определяется по формуле

$$N^{II} = N_0^{II} + N_{ф} + N_{гр}, \qquad (9)$$

где N^{II} – расчётная вертикальная нагрузка по обрезу фундамента; $N_{ф}$ – вес фундамента, который определяется по формуле:

$$N_{ф} = V_{ф}\gamma_{ж/б}, \qquad (10)$$

где $V_{ф}$ – объём фундамента:

$$V_{ф} = V_1 + V_2 + V_3; \qquad (11)$$

$\gamma_{ж/б}$ − удельный вес железобетона, который равен 23 кН/м^3. $N_{гр}^{II}$ – расчётный вес грунта, лежащего на уступах фундамента:

$$N_{гр}^{II} = V_{гр}\gamma_{ср}^{II}; \qquad (12)$$

$$V_{гр} = d_{ф}\,bl - (V_{ф} + V_4), \qquad (13)$$

$\gamma_{ср}^{II}$ – усреднённое значение удельного веса грунта:

$$\gamma_{ср}^{II} = \frac{\sum \gamma^{II} h}{\sum h}, \qquad (14)$$

где h – мощность слоя грунта.

Момент, действующий по подошве фундамента, определяют по формуле

$$M^{II} = M_0^{II} + T^{II} H_ф, \qquad (15)$$

где M_0^{II} – момент, действующий по обрезу фундамента; T^{II} – сдвигающее горизонтальное усилие; $H_ф$ – высота фундамента (размер по вертикали от обреза фундамента до подошвы.

Эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести

$$e = \frac{M^{II}}{N^{II}}. \qquad (16)$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P_{ср}^{II} = \frac{N^{II}}{A_ф}, \qquad (17)$$

где $A_ф$ – площадь подошвы фундамента.

Максимальное и минимальное давление под подошвой фундамента

$$P_{\substack{max \\ min}} = \frac{N^{II}}{A_ф}(1 \pm \frac{6e}{l}), \qquad (18)$$

где l – длина подошвы фундамента.

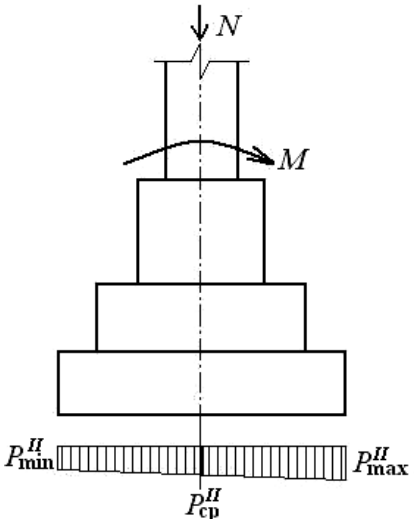


Рисунок 4 – Эпюра давлений под подошвой фундамента

4.5. Уточнение расчётного сопротивления грунта с учетом ширины подошвы фундамента

Проверка давления, действующего на грунт основания

а) для среднего давления на грунт:

$$P_{\text{ср}}^{II} \le R; \tag{19}$$

б) для максимального краевого давления при эксцентриситете относительно главной оси

$$P_{max} \le 1{,}2R; \tag{20}$$

в) для проверки недопустимости отрыва подошвы фундамента от грунта

$$P_{min} \ge 0. \tag{21}$$

4.6. Проверка слабого подстилающего слоя

Когда в основании фундамента под несущим слоем грунта залегает слой более слабого грунта, необходимо провести проверку слабого слоя грунта (рисунок 5).

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \le R_z, \tag{22}$$

где σ_{zp} – дополнительное напряжение, которое вычисляется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha\sigma_{zp,0}\ , \tag{23}$$

где α – коэффициент, определяемый по таблице 6; $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное напряжение под подошвой фундамента, определяемое по формуле

$$\sigma_{zp,0} = \alpha(P^{II} - \gamma^{II} d); \tag{24}$$

σ_{zg} – напряжение от собственного веса грунта, определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{0}^{d_z} \gamma_i^{II} h_i; \qquad (25)$$

R_z – расчётное сопротивление слабого слоя грунта в точке z_n.

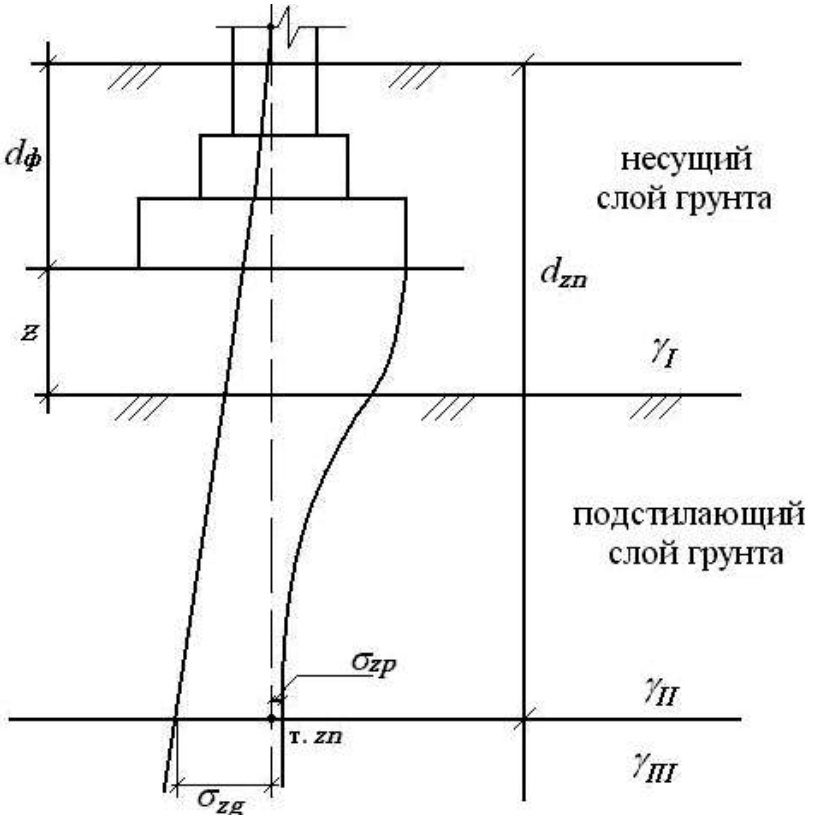


Рисунок 5 – Схема распределения природных
и дополнительных напряжений под подошвой фундамента

4.7. Расчёт грунтов основания по деформациям по второму предельному состоянию

Расчёт осадки фундамента производится методом послойного суммирования. Основание под подошвой фундамента разбивают на элементарные слои, 8-10 точек.

Толщина каждого слоя h_i не должна превышать

$$h_i \le 0{,}4b, \qquad (26)$$

где b – ширина подошвы фундамента.

Определяют природные σ_{zg} и дополнительные σ_{zp} напряжения в каждой из точек.

В точке 0 природные напряжения будут равны

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{\text{ср}} \cdot d_{\text{ф}}. \qquad (27)$$

В последующих точках напряжения от собственного веса грунта будут равны

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + h_i \cdot \gamma_i. \qquad (28)$$

Дополнительные напряжения σ_{zp} в точке 0 определяют по формуле

$$\sigma_{zp,0} = P^{II} - \sigma_{zg,0}. \qquad (29)$$

В нижележащих точках дополнительные напряжения определяются

$$\sigma_{zp_{,i}} = \alpha \sigma_{zp_{,0}}, \qquad (30)$$

где α – коэффициент, зависящий от отношений $l/b = K_{\Pi}$, $2z/b = m$ и принимаемый по таблице 6; l и b соответственно длина и ширина фундамента; z – расстояние от подошвы фундамента до i-ой точки.

Все расчеты сводятся в таблицу 5.

Таблица 5

№ точки	h_i ,м	z , м	$m = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zg}, кПа	σ_{zp}, кПа	$0{,}2\sigma_{zg}$	S, м

После того, когда определены природные и дополнительные напряжения, необходимо построить эпюры напряжений, как показано на рисунке 6. На пересечении эпюр σ_{zp} и $0{,}2\sigma_{zg}$ находится истинная граница сжимаемой толщи (И.Г.С.Т.).

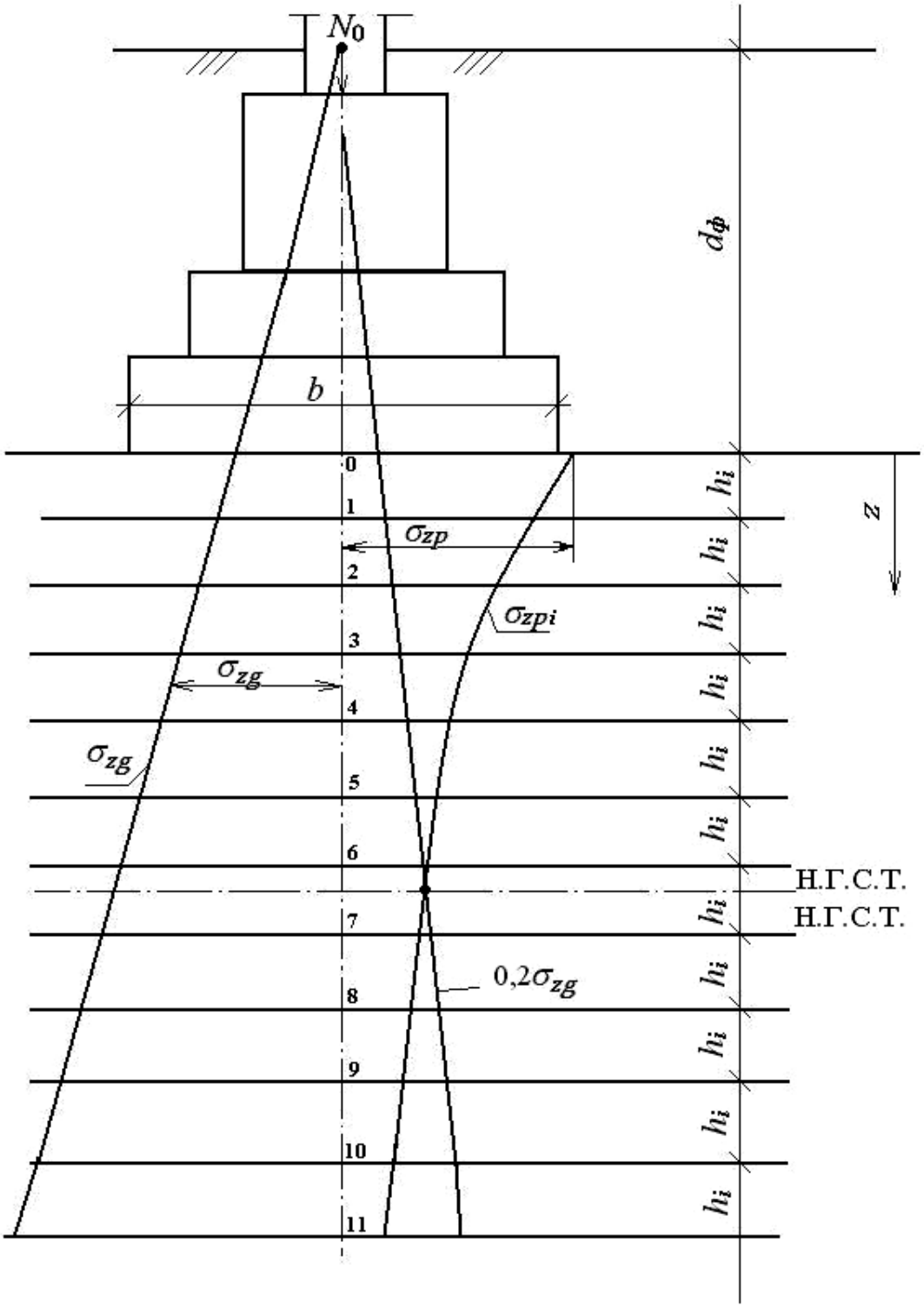


Рисунок 6 – Схема распределения напряжений
по оси фундамента

Таблица 6

Определение коэффициента α

m	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $K_{П} = l / b$									
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	3,2	5	≥10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,160	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,188	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,084	0,133	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,050	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,104

Определяется нижняя граница сжимаемой толщи, она находится в той точке, где соблюдается следующее условие:

$$\sigma_{zp} \leq 0{,}2\sigma_{zg}. \qquad (31)$$

Например, т. 1 209,8 кПа > 54,3 кПа;
т. 2 203,2 кПа > 63,2 кПа;
т. 3 178,0 кПа > 72,2 кПа;
т. 4 144,1 кПа > 81,2 кПа;
т. 5 113,3 кПа > 90,2 кПа;
т. 6 89,4 кПа ≤ 99,8 кПа (условие соблюдается).

Значит, нижняя граница сжимаемой толщи находится в 6 точке.

Ниже границы сжимаемой толщи грунт можно считать практически несжимаемым, поэтому осадку фундамента считаем до нижней границы сжимаемой толщи по формуле

$$S = \beta_0 \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{0i}}, \qquad (32)$$

где β_0 – безразмерный коэффициент, учитывающий условность расчетной схемы, принимаемый равным 0,8; n – число слоев, на которые разделена сжимаемая толща основания; $\sigma_{zp,i}$ – среднее вертикальное (дополнительное напряжение, возникающее в i-ом слое, кПа); h_i – толщина i-ого слоя грунта (м) не более 0,4b; E_{0i} – модуль общей деформации i-ого слоя грунта, кПа.

4.8. Расчёт основания по несущей способности по первому предельному состоянию

Целью расчёта оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Расчёт производится в тех случаях, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено нескальными грунтами;

Расчёт оснований по несущей способности в случаях, перечисленных в пунктах *а* и *б*, допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения проектируемого фундамента, в остальных случаях расчет выполняется исходя из условия

$$P \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \qquad (33)$$

где P – расчётная нагрузка на основание, кН; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15; и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов; R – несущая способность основания, кН; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый:

– для песков, кроме пылеватых γ_c = 1,0;

– для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии γ_c = 0,9;

– для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии γ_c = 0,85;

– для скальных грунтов:

а) невыветрелых и слабовыветрелых γ_c = 1,0;

б) выветрелых γ_c = 0,9;

в) сильновыветрелых γ_c = 0,8.

4.9. Расчёт плитной части фундамента на прочность

Расчёт плитной части железобетонных фундаментов на прочность выполняется в следующей последовательности расчеты:

а) определение реактивного давления грунта на подошву;

б) проверка высоты плитной (ступенчатой) части фундамента;

в) проверка прочности нижней ступени;

г) подбор сечения арматуры плитной части фундамента.

При определении реактивных давлений под подошвой фундамента учитываем только давление от нагрузок, приложенных к обрезу фундамента и вес подколонника, т.к. собственный вес плитной части и вес грунта на ее уступах уравновешиваются реактивными давлениями и не вызывают усилий изгиба в теле фундамента.

$$N_1 = N_0 + N_{под} 1{,}1; \tag{34}$$

$$M_1 = M_0 + T_0 \cdot H_ф; \tag{35}$$

$$e = \frac{M_1}{N_1}; \tag{36}$$

$$P_{\substack{max \\ min}} = \frac{N_1}{A_ф}(1 \pm \frac{6e}{l}), \tag{37}$$

где N_0 – нагрузка, приложенная к обрезу фундамента; $N_{под}$ – вес подколонника; M_0 – момент, действующий по обрезу фундамента; T_0 – сдвигающая сила; $H_ф$ – высота фундамента (размер по вертикали от обреза фундамента до подошвы); e – эксцентриситет силы N_1; l – размер подошвы фундамента в направлении действия момента; $A_ф$ – площадь подошвы фундамента.

Выполнив расчёт давлений под подошвой фундамента, необходимо построить эпюру давлений и пирамиду продавливания.

Расчёт на продавливание производится для того, чтобы действующие усилия были восприняты бетонным сечением фундамента без установки поперечной арматуры.

При расчёте на продавливание от верха плитной части принимается, что продавливание от фундамента, при центральном нагружении, происходит по боковым поверхностям пирамиды, стороны которой наклонены под углом 45° к горизонтали (рисунок 7).

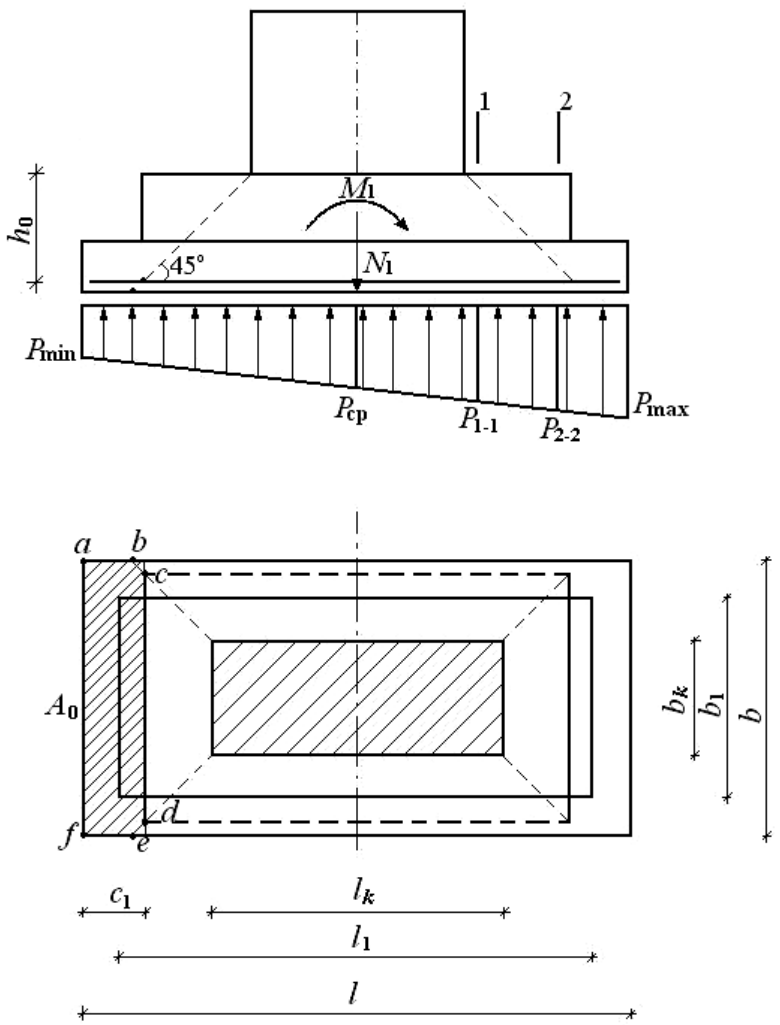


Рисунок 7 – Эпюра давлений под подошвой фундамента и построение пирамиды продавливания

Расчётная продавливающая сила определяется по формуле

$$F = A_0 P_{max}, \tag{38}$$

где P_{max} – наибольшее краевое давление; A_0 – площадь многоугольника *abcdef*, которая рассчитывается по формуле

$$A_0 = 0{,}5b(l - l_c - 2h_0) - 0{,}25(b - b_c - 2h_0)^2, \tag{39}$$

где b, l – соответственно ширина и длина подошвы фундамента; b_c и l_c – ширина и длина стаканной части фундамента; h_0 – размер по вертикали от верха плитной части фундамента до арматуры.

Аналогично выполняется расчёт на продавливание всех плит. В данном курсовом проекте мы этого делать не будем из-за большого объема расчётных работ.

Расчёт на продавливание при монолитном сопряжении колонны или подколонника с плитой производится по формуле

$$F \le kR_{\text{р}}U_{\text{ср}}H_0, \tag{40}$$

где F – расчётная продавливающая сила; k – коэффициент (при монолитном сопряжении колонны с плитной частью фундамента k = 1); $R_{\text{р}}$ – расчётное сопротивление бетона растяжению (принимается по таблице 7, в зависимости от марки выбранного бетона); $U_{\text{ср}}$ – среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании, в пределах рабочей высоты сечения, определяемое по формуле

$$U_{\text{ср}} = 2(l_c + b_c + 2h_0). \tag{41}$$

Площадь сечения рабочей арматуры нижней ступени фундамента рассчитывают по моменту, действующему в сечении фундамента по грани колонны; в сечениях по граням ступеней фундамента проверяют достаточность принятой по этому расчёту арматуры и в случае необходимости вводят изменения. При прямоугольной подошве площадь сечения арматуры находят расчётом в обоих направлениях (рисунок 8).

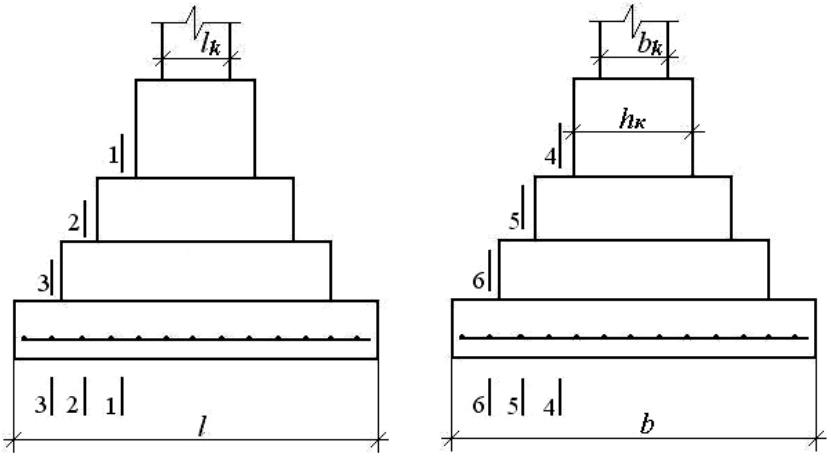


Рисунок 8 – Расчётная схема для определения площади сечения арматуры

Определим момент в сечении 1-1 (см. рисунок 8):

$$M_{1-1} = \frac{P_{max} + P_1}{2} \cdot \frac{(l - h_k)^2}{8} b; \qquad (42)$$

в сечении 4-4:

$$M_{4-4} = \frac{P_{\text{ср}} l (b - b_k)^2}{8}, \qquad (43)$$

где P_1 – давление по подошве в сечении 1-1. Площадь арматуры для сечения 1-1:

$$A_{\text{а}} = \frac{M_{1-1}}{0{,}9 h_0 R_{\text{а}}}, \qquad (44)$$

где h_0 – рабочая высота плитной части фундамента; $R_{\text{а}}$ – расчётное сопротивление арматуры растяжению, которое определяется по таблице 7.

Таблица 7

Стержневая арматура класса	Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы, кПа		
	растяжение		сжатие, $R_{\text{а.с.}}$
	продольное и поперечное при расчете на момент $R_{\text{а}}$	поперечное при расчете на поперечную силу $R_{\text{а}x}$	
А-I	210000	170000	210000
А-II	270000	215000	270000
А-III	340000	270000	340000

По площади сечения арматуры необходимо подобрать по сортаменту арматуры (таблица 2 приложения 2) количество и диаметр стержней рабочей арматуры.

Для фундаментов диаметр арматуры стержней принимается не меньше 10 мм, шаг стержней – 20 см. Далее проверяем достаточность поставленной арматуры.

На этом заканчивается расчёт фундамента мелкого заложения. В пояснительной записке необходимо вычертить принятый фундамент в двух проекциях с указанием арматуры.

5. РАСЧЁТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Расчёт свайного фундамента ведется в следующем порядке.

5.1. Определение глубины заложения подошвы ростверка

Глубину заложения подошвы ростверка определяем исходя из следующих факторов:

а) конструктивных особенностей здания или сооружения;

б) нормативной глубины промерзания грунта;

в) расчётной глубины сезонного промерзания грунта.

Расчёт глубины заложения ростверка производится как для фундаментов мелкого заложения.

5.2. Выбор вида, размера и материала сваи

Выбор свай производится с учётом инженерно-геологических особенностей площадки строительства.

Длина сваи (размер от подошвы ростверка до начала заострения) определяется глубиной залегания слоя хорошего грунта, в который заглубляется нижний конец сваи на 2-3 м.

При назначении длины сваи слабые грунты (насыпные, торф, грунты, находящиеся в рыхлом и текучем состоянии) необходимо прорезать и острие сваи заглублять в плотные грунты. При очень мощной толще слабых грунтов оставляют нижние концы свай в слабых грунтах.

Минимальная длина сваи при центральной сжимающей нагрузке обычно принимается не менее 2,5 м, а при дополнительном действии момента и горизонтальной нагрузки – не менее 4 м (рисунок 9). Длину сваи выбирают по таблице 8.

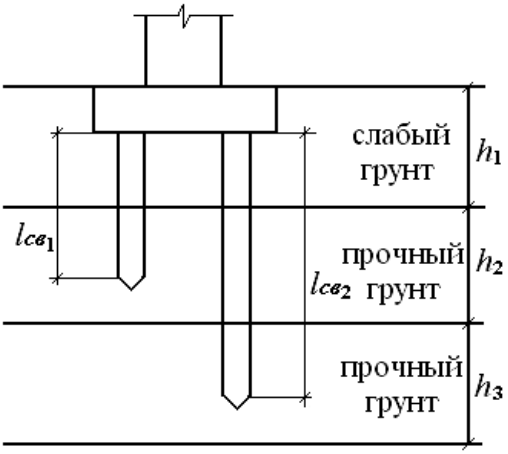


Рисунок 9 – Расчётная схема для определения длины сваи

Таблица 8

Марка сваи	Длина сваи, м	Сечение сваи, см	Марка бетона	Вес сваи, т	Продольная арматура А-1
С3-20 С3-30	3	20×20 30×30	В20 В20	0,33 0,70	4∅12
С3,5-20 С3,5-30	3,5	20×20 30×30	В20 В20	0,38 0,83	4∅12
С4-20 С4-30	4	20×20 30×30	В20 В20	0,43 0,93	4∅12
С4,5-20 С4,5-25 С4,5-30	4,5	20×20 25×25 30×30	В20 В20 В20	0,48 0,73 0,93	4∅12
С5-20 С5-25 С5-30	5	20×20 25×25 30×30	В20 В20 В20	0,53 0,80 1,15	4∅12
С5,5-20 С5,5-25 С5,5-30	5,3	20×20 25×25 30×30	В20 В20 В20	0,58 0,88 1,28	4∅12
С6-20 С6-25 С6-30	6	20×20 25×25 30×30	В20 В20 В20	0,63 0,95 1,38	4∅12
С7-30	7	30×30	В20	1,60	4∅12
С8-30 С8-35	8	30×30 35×35	В25 В25	1,83 2,50	4∅12
С9-30 С9-35	9	30×30 35×35	В25 В25	2,05 2,80	4∅12
С10-30 С10-35	10	30×30 35×35	В25 В25	2,28 3,10	4∅12

Марка сваи	Длина сваи, м	Сечение сваи, см	Марка бетона	Вес сваи, т	Продольная арматура А-1
С11-30 С11-35	11	30×30 35×35	В25 В25	2,50 3,43	4∅16
С12-30 С12-35	12	30×30 35×35	В25 В25	2,73 3,73	4∅16
С13-35 С13-40	13	35×35 40×40	В30 В30	4,03 5,25	4∅16
С14-35 С14-40	14	35×35 40×40	В30 В30	4,33 5,65	4∅16
С15-35 С15-40	15	35×35 40×40	В30 В30	4,65 6,05	4∅16
С16-35 С16-40	16	35×35 40×40	В30 В30	4,95 6,45	4∅16

5.3. Определение несущей способности сваи

Несущую способность сваи (расчётное сопротивление сваи) определяется по материалу сваи и по грунту висячей сваи.

5.3.1. Определение несущей способности сваи по материалу

Расчётное сопротивление (несущая способность) сваи по материалу определяется по следующей формуле:

$$F_d = \gamma_c \varphi (R_{np} A_c + R_{ac} A_a), \qquad (45)$$

где F_d – продольное усиление от расчетных нагрузок; γ_c – коэффициент условий работы (γ_c = 0,9 при размере поперечного сечения свай $d \leq 20$ см и γ_c = 1 при $d > 20$ см); φ – коэффициент, учитывающий особенности загружения (для свай, полностью находящихся в грунте, φ = 1); R_{np} – расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии (таблица 9); R_{ac} – расчетное сопротивление арматуры сжатию; A_c – площадь поперечного сечения сваи; A_a – площадь арматуры.

Таблица 9

Класс бетона	B20	B25	B30	B35	B40
Расчетное сопротивление бетона (призменная прочность), кПа	11500	14500	17000	19500	22000

Расчётное сопротивление арматуры приведено в таблице 7.

5.3.2. Определение несущей способности висячей сваи по грунту

Несущую способность сваи по грунту (рисунок 10) находят как сумму сопротивлений, оказываемых грунтами основания под нижним концом сваи и по её боковой поверхности

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot RA + U \sum \gamma_{cf} \; f_i \, l_i), \qquad (46)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1; R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое по таблице 10; A – площадь опирания на грунт сваи; U – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи; f_i – расчётное сопротивление i-го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, принимаемое по таблице 11; l_i – толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи; γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи, принимаемые по таблице 12.

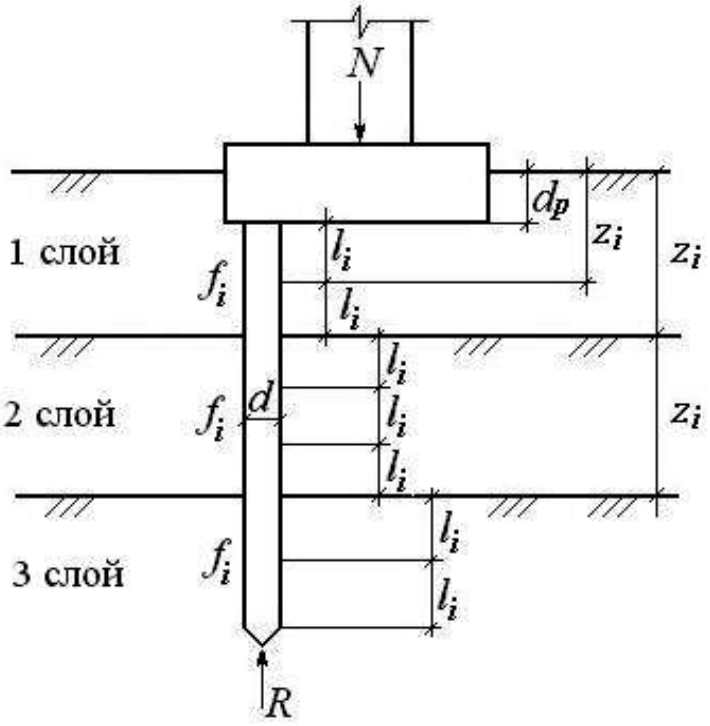


Рисунок 10 – Схема для расчёта висячей сваи
по несущей способности

Таблица 10

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчётные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта *R*, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500 (750)	6600 (660) 4000 (400)	3000 (300)	3100 (310) 2000 (200)	2000 (200) 1200 (120)	1100 (110)	600 (60)
4	8300 (830)	6800 (680) 5100 (510)	3800 (380)	3200 (320) 2500 (250)	2100 (210) 1600 (160)	1250 (125)	700 (70)
5	8800 (880)	7000 (700) 6200 (620)	4000 (400)	3400 (340) 2800 (280)	2200 (220) 2000 (200)	1300 (130)	800 (80)

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчётные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
7	9700 (970)	7300 (730) 6900 (690)	4300 (430)	3700 (370) 3300 (330)	2400 (240) 2200 (220)	1400 (140)	850 (85)
10	10500 (1050)	7700 (770) 7300 (730)	5000 (500)	4000 (400) 3500 (350)	2600 (260) 2400 (240)	1500 (150)	900 (90)
15	11700 (1170)	8200 (820) 7500 (750)	5600 (560)	4400 (440) 4000 (400)	2900 (290)	1650 (165)	1000 (100)
20	12600 (1260)	8500 (850)	6200 (620)	4800 (480) 4500 (450)	3200 (320)	1800 (180)	1100 (110)
25	13400 (1340)	9000 (900)	6800 (680)	5200 (520)	3500 (350)	1950 (195)	1200 (120)
30	14200 (1420)	9500 (950)	7400 (740)	5600 (560)	3800 (380)	2100 (210)	1300 (130)
35	15000 (1500)	10000 (1000)	8000 (800)	6000 (600)	4100 (410)	2250 (225)	1400 (140)

Примечание: Верхние значения R даны для песчаных грунтов, нижние – для пылевато-глинистых.

Таблица 11

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчётные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i, кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35 (3,5)	23 (2,3)	15 (1,5)	12 (1,2)	8 (0,8)	4 (0,4)	4 (0,4)	3 (0,3)	2 (0,2)
2	42 (4,2)	30 (3,0)	21 (2,1)	17 (1,7)	12 (1,2)	7 (0,7)	5 (0,5)	4 (0,4)	4 (0,4)
3	48 (4,8)	35 (3,5)	25 (2,5)	20 (2,0)	14 (1,4)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)	5 (0,5)
4	53 (5,3)	38 (3,8)	27 (2,7)	22 (2,2)	16 (1,6)	9 (0,9)	8 (0,8)	7 (0,7)	5 (0,5)
5	56 (5,6)	40 (4,0)	29 (2,9)	24 (2,4)	17 (1,7)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
6	58 (5,8)	42 (4,2)	31 (3,1)	25 (2,5)	18 (1,8)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
8	62 (6,2)	44 (4,4)	33 (3,3)	26 (2,6)	19 (1,9)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
10	65 (6,5)	46 (4,6)	34 (3,4)	27 (2,7)	19 (1,9)	10 (1,0)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
15	72 (7,2)	51 (5,1)	38 (3,8)	28 (2,8)	20 (2,0)	11 (1,1)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
20	79 (7,9)	56 (5,6)	41 (4,1)	30 (3,0)	20 (2,0)	12 (1,2)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
25	86 (8,6)	61 (6,1)	44 (4,4)	32 (3,2)	20 (2,0)	12 (1,2)	8 (0,8)	7 (0,7)	6 (0,6)
30	93 (9,3)	66 (6,6)	47 (4,7)	34 (3,4)	21 (2,1)	12 (1,2)	9 (0,9)	8 (0,8)	7 (0,7)
35	100 (10,0)	70 (7,0)	50 (5,0)	36 (3,6)	22 (2,2)	13 (1,3)	9 (0,9)	8 (0,8)	7 (0,7)

Таблица 12

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cR}	на боковой поверхности γ_{cf}
Пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0{,}5$:		
– супеси	0,9	0,9
– суглинки	0,8	0,9
– глины	0,7	0,9
Пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \le 0$	1,0	1,0
Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
– при диаметре сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
– при диаметре сваи от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения для песчаных грунтов средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \le 0{,}5$ при диаметре уширения, равном:		
– 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
– 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
– 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
Погружение вдавливанием свай:		
– в пески средней плотности крупные, средней крупности, мелкие	1,1	1,0
– в пески пылеватые	1,1	0,8
– в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0{,}5$	1,1	1,0
– в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \ge 0{,}5$	1,0	1,0

Для промежуточных глубин или характеристик грунтов значения расчётного сопротивления грунта под нижним концом сваи R и по боковой поверхности конца сваи f определяют по интерполяции. При определении R и f по таблицам пласты грунтов следует разбить на элементарные слои (однородные) толщиной l_i не более 2 м. Средняя глубина расположения слоя грунта Z_i равна глубине заложения точки от поверхности грунта.

Определив несущую способность сваи по материалу и по грунту, выбирают наименьшее значение и используют его в дальнейших расчетах.

5.4. Определение необходимого количества свай

Число свай, необходимых для восприятия нагрузки на фундамент рассчитывается по следующей формуле:

$$n = \frac{\gamma_k N_0^I}{F_d - d^2 d_{\text{р}} \gamma_{\text{ср}}}, \qquad (47)$$

где N_0^I – расчётная нагрузка на фундамент по первому предельному состоянию; γ_k – коэффициент надежности, который равен 1,4, если F_d определяется расчётным путем и γ_k = 1,2, если несущая способность сваи F_d была определена в результате статистических испытаний; F_d – несущая способность сваи, которая была рассчитана в пункте 5.3.2 (принимается наименьшее значение); d – размер поперечного сечения сваи; $d_{\text{р}}$ – глубина заложения ростверка; $\gamma_{\text{ср}}$ – средний удельный вес материал ростверка фундамента и грунта, можно принять $\gamma_{\text{ср}}$ = 20 кН/м^3.

Рассчитав необходимое число свай, округляем цифру до целого числа. Если на фундамент действует момент или сдвигающая сила, необходимо расчетное количество свай увеличить на 20 %.

5.5. Конструирование ростверка и его расчёт

Конструирование ростверка начинается с размещения свай в плане (рядовое, шахматное, неравномерное) (рисунок 11).

Расстояние между сваями зависит от их вида:

а) для висячих свай $a \geq 3d$;

б) для свай-стоек $a \geq 1{,}5d$.

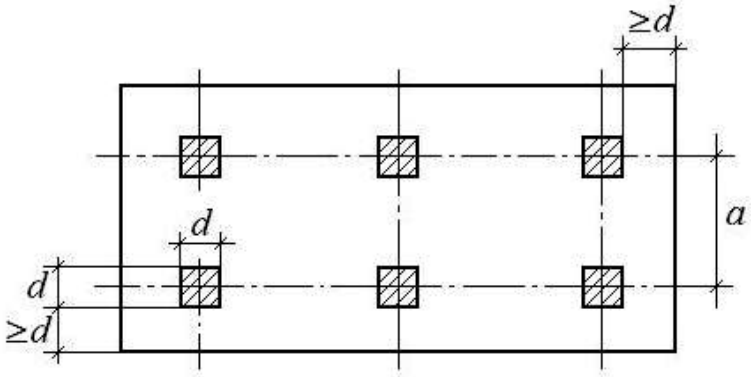


Рисунок 11 – Схема размещения сваи и ростверка

Ширина ростверков под стены должна быть не менее 0,4 м (определяется по формуле $b \geq a + 20$ см). Высота ростверка принимается не менее 0,3 м.

Величина закладки сваи в ростверк зависит от вида сопряжений сваи с ростверком:

1) при свободном опирании ростверка на сваи составляет 5-10 см (при монолитном ростверке);

2) при действии на фундамент горизонтальных и выдергивающих нагрузок определяется по СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции» [8].

Высота ленточного ростверка под стены принимается не менее 0,3 м.

Далее необходимо определить фактический вес ростверка с учетом веса грунта на его уступах (рисунок 12).

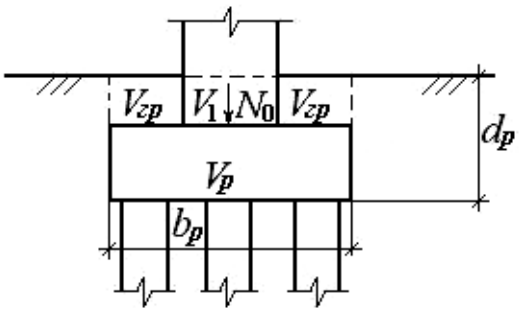


Рисунок 12 – Расчётная схема для определения веса ростверка и грунта

Вес ростверка определяется по следующей формуле:

$$N_{\text{р}} = V_{\text{р}} \gamma_{\text{ж/б}}, \tag{48}$$

где $V_{\text{р}}$ – объем ростверка; $\gamma_{\text{ж/б}}$ – удельный вес железобетона, который принимаем в зависимости от класса, выбранного по СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции» [8] или принимается $\gamma_{\text{ж/б}}$ = 23 кг/м^3.

Вес грунта, находящегося на уступах ростверка, определяется по формуле

$$N_{\text{гр}} = V_{\text{гр}} \gamma_{\text{ср}}, \tag{49}$$

где $\gamma_{\text{ср}}$– средний удельный вес грунта, лежащего на уступах ростверка; $V_{\text{гр}}$ – объем грунта, который определяется

$$V_{\text{гр}} = b_{\text{р}} l_{\text{р}} d_{\text{р}} - (V_{\text{р}} + V_1), \tag{50}$$

где $b_{\text{р}}$ и $l_{\text{р}}$ – соответственно ширина и длина ростверка; $d_{\text{р}}$ – глубина заложения ростверка.

Фактический вес ростверка с учетом веса грунта, лежащего на уступах ростверка, определяем по формуле

$$N_{\text{фр}} = N_{\text{р}} + N_{\text{гр}}. \tag{51}$$

5.6. Проверка свайного фундамента по первому предельному состоянию

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунта основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \tag{52}$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \qquad (53)$$

где N_d – расчётная вертикальная нагрузка на свайный фундамент, включая вес ростверка и грунта на его уступах; n – принятое количество свай; M_x и M_y – расчётные моменты относительно главных осей в плоскости подошвы ростверка; x и y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка; x_i и y_i – расстояние от главных осей свайного фундамента до оси каждой сваи (рисунок 13); F_d – наименьшее значение несущей способности сваи, определяется по формулам 46 и 47; γ_k –коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4, т.к. несущая способность сваи определена расчетным путём.

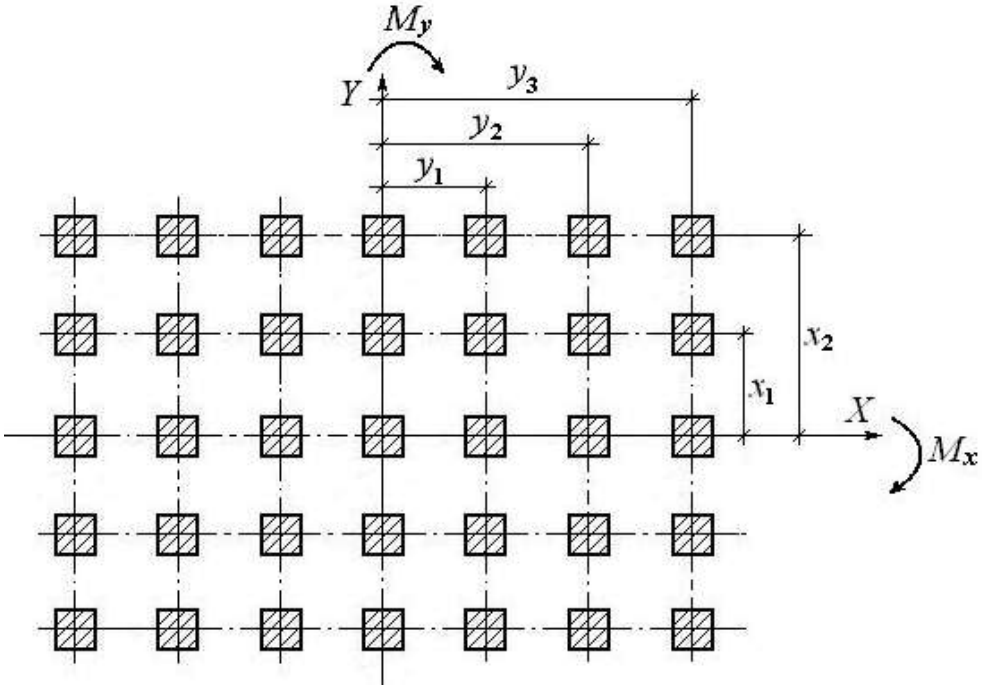


Рисунок 13 – Схема для определения расчётной нагрузки на сваю

При расчёте свай по первому предельному состоянию должно соблюдаться следующее условие:

$$N \le F_d, \qquad (54)$$

где F_d – несущая способность сваи (наименьшее значение).

При кратковременных и особых нагрузках СП [3] допускает перегрузку крайних свай до 20 %, т.е.

$$N \leq 1{,}2\ F_d. \tag{55}$$

Если данные условия не удовлетворяются, необходимо увеличить либо количество свай, либо расстояние между ними. Перегрузка свай недопустима, а недогрузка не должна превышать 5 %.

5.7. Проверка свайного фундамента по второму предельному состоянию

Проверяем давление на грунт в плоскости нижних концов свай, т.е. по подошве условного фундамента *abcd* (рисунок 14).

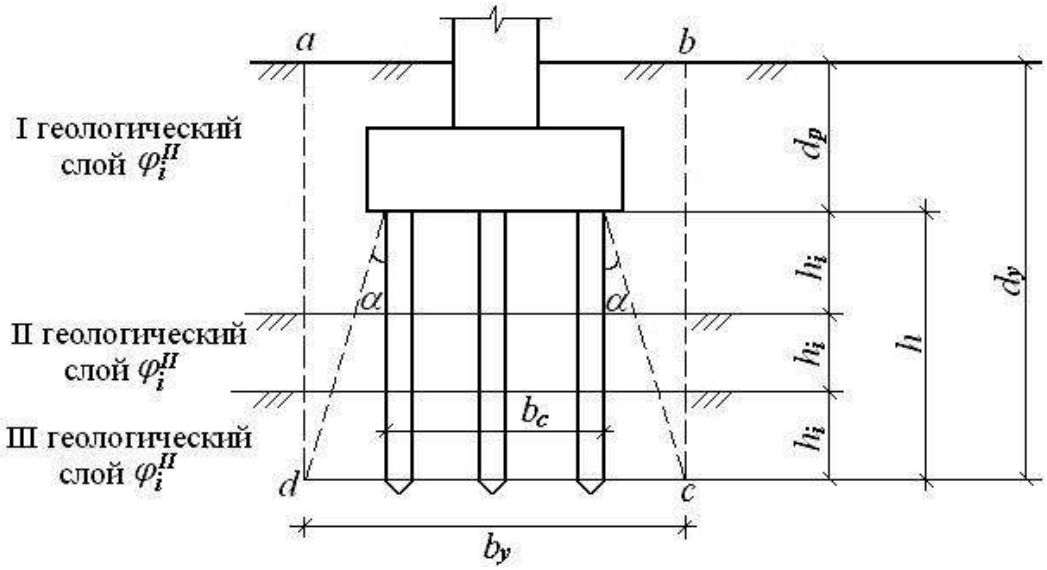


Рисунок 14 – Определение границ условного фундамента

Для определения размеров подошвы условного фундамента *abcd* проводим плоскости от внешней грани крайней сваи (на границе соединения ее с ростверком) под углом α, который определяем по следующей формуле:

$$\alpha = \frac{\varphi_{mt}^{II}}{4}, \tag{56}$$

где φ_{mt}^{II} – усреднённое расчётное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi_{mt}^{II} = \frac{\varphi_i^{II} h_i}{\sum h_i}, \qquad (57)$$

где φ_i^{II} – расчётное значение углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i.

Размеры условного фундамента вычисляем по формулам

$$b_{\text{у}} = b_{\text{с}} + 2\,tg\alpha h; \qquad (58)$$

$$l_{\text{у}} = l_{\text{с}} + 2\,tg\,\alpha h, \qquad (59)$$

где $b_{\text{у}}$, $l_{\text{у}}$ – соответственно ширина и длина условного фундамента; $b_{\text{с}}$, $l_{\text{с}}$ – расстояние между внешними гранями крайних свай.

5.7.1. Определение среднего фактического давления по подошве условного фундамента

В собственный вес условного фундамента включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента:

$$N_{\text{уф}} = N_{\text{св}} + N_{\text{р}} + N_{\text{гр}}, \qquad (60)$$

где $N_{\text{св}}$ – вес свай; $N_{\text{р}}$ – вес ростверка; $N_{\text{гр}}$ – вес грунта.

Среднее фактическое давление по подошве условного фундамента

$$P_{II} = \frac{N_{0II} + N_{\text{уф}}}{A_{\text{у}}}, \qquad (61)$$

где N_{0II} – нагрузка по обрезу фундамента; $N_{\text{уф}}$ – вес условного фундамента; $A_{\text{у}}$ – площадь условного фундамента.

Вес ростверка определяется по формуле

$$N_{\text{р}} = V_{\text{р}}\gamma_{\text{ж/б}}, \tag{62}$$

где $V_{\text{р}}$ – объём ростверка; $\gamma_{\text{ж/б}}$ – удельный вес железобетона.

Вес грунта

$$N_{\text{гр}} = V_{\text{гр}}\gamma_{\text{ср}}, \tag{63}$$

где $V_{\text{гр}} = (d_{\text{у}} b_{\text{у}} l_{\text{у}} - V_{\text{р}} - V_{\text{св}})$; $\gamma_{\text{ср}}$ – средний удельный вес грунта:

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}. \tag{64}$$

Площадь условного фундамента равна

$$A_{\text{у}} = b_{\text{у}} l_{\text{у}}, \tag{65}$$

где $d_{\text{у}}$ – глубина залегания условного фундамента.

5.7.2. Расчёт осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Данный расчёт выполняется аналогично расчету осадки фундамента мелкого заложения (рисунок 15).

Массив грунта под подошвой условного фундамента разбивается на элементарные слои. Мощность каждого слоя не должна превышать

$$h_i \le 0{,}4 b_y. \tag{66}$$

В каждой из точек (начиная с т. *O*), необходимо определить природные и дополнительные напряжения.

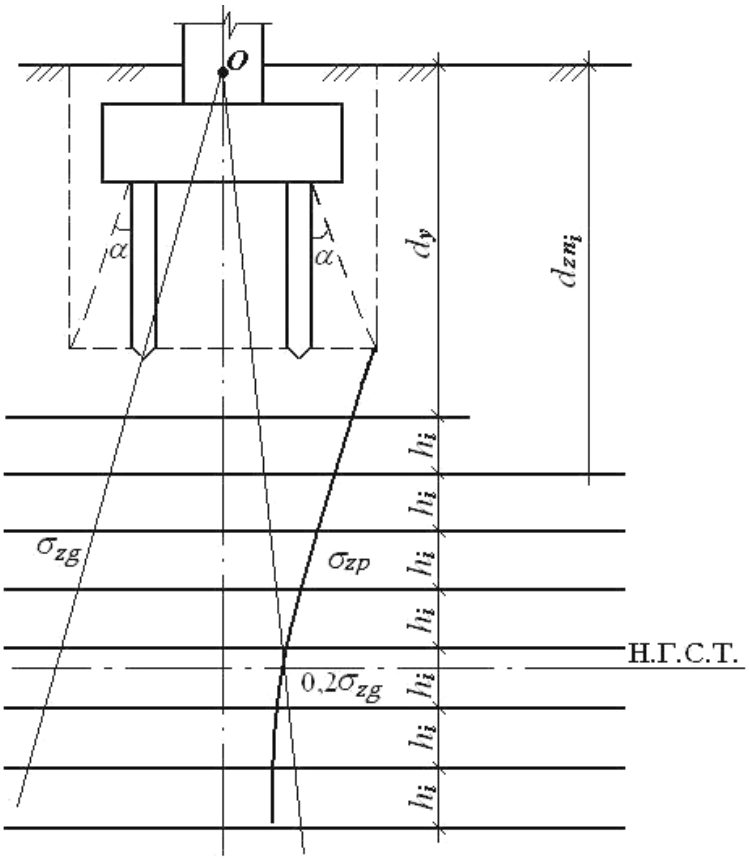


Рисунок 15 – Определение осадки свайного фундамента

Напряжения от собственного веса грунта (природные) определяются

$$\sigma_{zg_0} = \gamma_{cp} d\,, \tag{67}$$

где γ_i – усредненное значение удельного веса на подошве условного фундамента; h_i – толщина элементарного слоя грунта.

При определении дополнительного напряжения σ_{zp}, принимают, что грунт однороден и изотропен на значительную глубину, давление по подошве условного фундамента распределено равномерно.

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \sigma_{zp_0}\,, \tag{68}$$

где α – коэффициент, определяемый по таблице 6; γ_i^{II} – удельный вес грунта в пределах глубины заложения; d_{zn} – глубина

заложения точки; σ_{zp_0} – дополнительное напряжение под подошвой условного фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zp_0} = P^{II} - \sigma_{zg_0}. \quad (69)$$

Дополнительное напряжение в точке *O* определяется по формуле (69). Все расчеты сводятся в таблицу 5.

Далее определяется нижняя граница сжимаемой толщи. Воспользовавшись формулой (32), найдем осадку фундамента.

Допустимая осадка составляет $S_u = 8$ см, то есть:

$$S \le S_u. \quad (70)$$

Если данное условие не соблюдается, необходимо увеличить радиус влияния (изменить площадь ростверка, длину свай, их количество). Для определения истинной границы сжимаемой толщи, необходимо построить эпюры природного и дополнительного напряжения, а так же эпюру $0{,}2\sigma_{zg}$ (в выбранном масштабе). В точке пересечения эпюр $0{,}2\sigma_{zg}$ и σ_{zp} находится истинная граница сжимаемой толщи (И.Г.С.Т.)

6. ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ

Выполняется с использованием укрупненных единичных расценок по таблице 15.

Экономическое сравнение вариантов проводится для того, чтобы определить наиболее экономически выгодный вариант.

Для данного расчета необходимо заполнить таблицу 13, перечислив все виды работ по устройству фундамента мелкого заложения и свайного фундамента. Для ФМЗ (разработка грунта под фундаменты, устройство монолитного фундамента), а для СФ (разработка грунта под фундаменты, железобетонные сваи, устройство монолитного ростверка).

Таблица 13

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.-коп	Количество единиц измерения (объем)	Общая стоимость, руб.-коп
ФМЗ Итого :			
СФ Итого :			

Таблица 14

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.-коп.
Земляные работы	
I. Разработка грунта под фундаменты: – при глубине выработки до 2 м и ширине траншеи 1 м, м^3; – при глубине котлована более 2 м на каждые 0,5 м глубины заложения фундаментов стоимость земляных работ увеличивается на 10 % (при уменьшении глубины стоимость соответственно уменьшается); – при ширине котлована более 1 м стоимость земляных работ повышается на 7 %; – при разработке мокрых грунтов вводятся поправочные коэффициенты: а) при объеме мокрого грунта (ниже уровня подземных вод) менее 50 % от общего объема грунта $K_д$ = 1,25 б) при объеме мокрого грунта (ниже УПВ) более 59 % от общего объема грунта $K_д$ = 1,4	3-60
II. Водоотлив на 1 м^3 грунта: – при отношении мокрого грунта (ниже УПВ) к глубине котлована: а) до 0,24 б) >> 0,5 в) >> 0,75 г) свыше 0,75	 0-5 0-95 1-80 3-00
III. Крепления: 1) крепление стенок котлована досками: – при глубине выработки до 3 м, м^2 крепления – при глубине выработки более 3 м, м^2 крепления	 0-85 0-98

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.-коп.
2) устройство деревянного шпунтового ограждения, $м^2$ ограждения	7-86
Устройство фундаментов	
I. Сборные фундаменты: – фундаменты железобетонные сборные для промышленных зданий, $м^3$ железобетона – трапецеидальные блоки ленточных фундаментов, $м^3$ железобетона – бетонные фундаментные блоки (в том числе стеновые), $м^3$ бетона	 44-90 46-50 36-00
II. Монолитные фундаменты: – фундаменты железобетонные, отдельные (под колонны), $м^3$ железобетона – фундаменты железобетонные, ленточные, $м^3$ железобетона – фундаменты бетонные, отдельные, $м^3$ бетона – фундаменты бетонные, непрерывные (ленточные), $м^3$ бетона – фундаменты и стены подвала бутобетонные, $м^3$ бутобетона – фундаменты и стены подвала бутовые, $м^3$ кладки	 31-00 28-30 28-40 26-30 21-00 20-10
III. Устройство армированных поясов: – устройство монолитных железобетонных поясов, $м^3$ железобетона – армированной кладки, т металла	 36-20 367-10
IV. Железобетонные сваи: – железобетонные до 12 м (с забивкой), $м^3$ бетона	 88-40
– железобетонные более 12 м, $м^3$ бетона – железобетонные полые сваи с открытым концом при длине до 8 м (с забивкой): а) при диаметре сваи до 660 мм б) при диаметре сваи 780 мм – железобетонные полые сваи с закрытым концом (толщина стенок 80 мм, d = 400…600 м) – устройство набивных бетонных свай	86-10 88-17 92-97 190-00 185-00
V. Деревянные сваи: – при длине до 10 м, $м^3$ сваи – при длине более 10 м, $м^3$ сваи	 64-00 62-00
VI. Забивка металлических трубчатых оболочек свай (включая стоимость металла), т металла Заполнение оболочек металлических трубчатых свай бетоном, $м^3$ бетона	179-00 36-40

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.-коп.
VII. Опускные колодцы:	
– изготовление железобетонных опускных колодцев:	
а) сборных, $м^3$ кладки колодца	64-40
б) монолитных, $м^3$ кладки колодца	47-00
– устройство опорной подушки, $м^3$	21-90
– заполнение опускных колодцев песком, $м^3$ заполнителя	8-20
– бетонирование верхней плиты опускного колодца, $м^3$	25-90
VIII. Искусственные основания под фундаменты:	
– песчаные подушки за 1 $м^3$ в деле, $м^3$	7-20
– щебеночные и гравийные подушки, $м^3$	11-20
– уплотнение грунта тяжелыми трамбовками	0-45
– уплотнение слабых грунтов песчаными сваями, м длины	1-60
– уплотнение лесса грунтовыми сваями, 1 $м^3$ уплотненного массива	2-30
– силикатизация лессов и мелких песков однорастворным методом 1 $м^3$ закрепленного массива	35-00
– силикатизация песчаных грунтов при двухрастворном методе, 1 $м^3$ закрепленного массива	40-00
– закрепление грунта синтетическими смолами, 1 $м^3$ закрепленного массива	50-00
– термический способ закрепления лессовых грунтов	16-00
– искусственное замораживание грунтов, $м^3$ замороженного грунта	15-00

Необходимо сделать выводы о выборе наиболее выгодного (с экономической точки зрения) варианта. Остальные фундаменты рассчитываются по данному варианту.

7. ПРИМЕР РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

7.1. Определение глубины заложения подошвы фундамента

При выборе глубины заложения фундамента учитываются следующие факторы:

1) инженерно-геологические условия площадки строительства: грунты пригодны в качестве основания для фундаментов

мелкого заложения (расчетное сопротивление R = 200 кПа, начиная с глубины $d_ф$ = 1,7 м);

2) особенности возводимого здания: глубина заложения подошвы фундамента принимается равной 0,5 м, т.е. здание не имеет подвала, $d_ф$ = 0,5 м;

3) климатические особенности: основным климатическим фактором, влияющим на глубину заложения фундаментов, является промерзание грунтов. Для определения возможности промерзания грунтов под фундаментами необходимо, прежде всего, знать нормативную глубину промерзания d_{fn}

$$d_{fn} = d_0\sqrt{M_t}, \tag{71}$$

где M_t – безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных среднемесячных отрицательных температур за зимний период в районе строительства, принимаемый по СНиП [3] для г. Кемерово M_t = 73,3; d_0 – глубина промерзания при M_t = 1 м для первого слоя – супеси d_0 = 0,28 м.

$$d_{fn} = 0{,}28\sqrt{73{,}3} = 2{,}4 \text{ м.}$$

Принимаем глубину заложения фундамента равную 2,4 м.

Для определения расчетной глубины промерзания воспользуемся формулой

$$d_f = d_{fn} k_h \gamma_c, \tag{72}$$

где d_{fn} = 2,4 м – нормативная глубина промерзания; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов у фундаментов, принимаемый по [3]: k_h = 0,7; γ_c = 1 – коэффициент условий промерзания грунта, учитывающий изменчивость климата [3].

$$d_f = 2{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 1 = 1{,}68 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем глубину заложения подошвы фундамента 2,4 м (в зависимости от нормативной глубины промерзания).

Впоследствии при определении площади подошвы фундамента глубина заложения увеличивается до 2,6 м.

7.2. Определение расчётного сопротивления грунта основания при ширине подошвы фундамента равной 1 м

Расчётное сопротивление грунта определяется по формуле (3). Для принятой глубины заложения фундамента расчетное сопротивление грунта R = 270 кПа (R = 290 кПа).

7.3. Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы фундамента определяем по формуле

$$A_{ф} = \frac{N_0}{R - \gamma_{ср} d}, \qquad (73)$$

где N_0 – усилия на обрезе фундамента, кН: N_0 = 3400 кН; R – расчётное сопротивление грунта, кПа: R = 270 кПа; $\gamma_{ср}$ – средний удельный вес грунта, кН/м^3, вычисляется по формуле

$$\gamma_{ср} = \frac{\gamma_1 (h_1 + h_2 + 0{,}4)}{(h_1 + h_2 + 0{,}4)} = \frac{19{,}2(1 + 1 + 0{,}4)}{(1 + 1 + 0{,}4)} = 19{,}2 \text{ кН/м}^3;$$

d = 2,4 м – глубина заложения фундамента.

Так как в фундаменте действует момент, площадь подошвы увеличивается на 20 %:

$$A_{ф} = 15{,}18 + 3{,}04 = 18{,}22 \text{ м}^2.$$

Размеры колонны 0,8×0,6 м, длину подошвы фундамента l можно рассчитать (рисунок 16):

$$l = 0{,}8 + 0{,}075 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2 = 2{,}15 \text{ м}.$$

Аналогично рассчитывают ширину подошвы b:

$$b = 0{,}6 + 0{,}075 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2 = 1{,}95 \text{ м.}$$

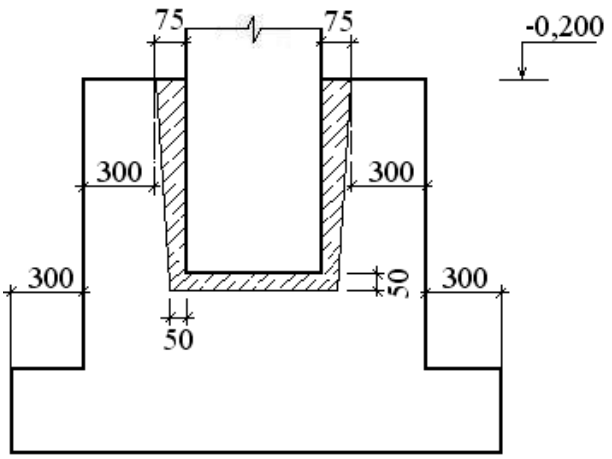


Рисунок 16 – Заделка колонны
в монолитный железобетонный фундамент

Отношение $\frac{b}{l} = 0{,}5 \div 0{,}85$; $\frac{b}{l} = \frac{1{,}95}{2{,}15} = 0{,}9 > 0{,}85$.

Увеличив l на 0,6 м, получим $\frac{b}{l} = \frac{1{,}95}{2{,}75} = 0{,}7$.

Площадь подошвы составит $S = 1{,}95 \cdot 2{,}15 = 4{,}19$ м^2 < 18,22 м^2.

Необходимо увеличить размеры подошвы фундамента b на 1,8 м и l на 2,4 м.

Получим $\frac{b}{l} = \frac{3{,}75}{5{,}15} = 0{,}73$; $S = 3{,}75 \cdot 5{,}15 = 19{,}31$ м^2.

Длина фундамента не может быть принята 5,15 м, т.к. расстояние между фундаментами в осях должно быть не менее 1 м.

В связи с этим необходимо увеличить глубину заложения фундамента в пункте 3.1. до 2,6 м. в результате расчетное сопротивление составит R = 290 кПа.

По формуле (73) определим площадь подошвы фундамента с глубиной заложения 2,6 м:

$$A_ф = \frac{3400}{290 - 19{,}2 \cdot 2{,}6} = 14{,}16 \text{ м}^2.$$

Площадь подошвы должна быть не меньше

$$A_ф = 14{,}16 + 2{,}83 = 17 \text{ м}^2.$$

Увеличив b и l на 1,8 м, получим

$$\frac{b}{l} = \frac{3{,}75}{4{,}55} = 0{,}82;$$

$$S = 3{,}75 \cdot 4{,}55 = 17{,}06 \text{ м}^2.$$

Окончательно принимаем размеры подошвы фундамента 4,55×3,75 м.

7.4. Определение давления на основание

Конструируем фундамент (рисунок 17), в соответствии с размерами колонны, глубиной заложения и площадью подошвы фундамента. Основные размеры приведены в таблице 15.

Вес фундамента определяем по формуле

$$N_ф = V_ф \gamma_{ж/б}, \tag{74}$$

где $\gamma_{ж/б}$ – удельный вес железобетона, равный 23 кН/м^3; $V_ф$ – объем фундамента, определяемый по формуле

$$V_ф = V_1 + V_2 + V_3 + V_4,$$

где V_1 – объем первой ступени, V_1 = 10,53 м^3; V_2 – объем второй ступни, V_2 = 5,35 м^3; V_3 – объем третьей ступени, V_3 = 5,35 м^3; V_4 – объем подколонника, V_4 = 2,03 м^3.

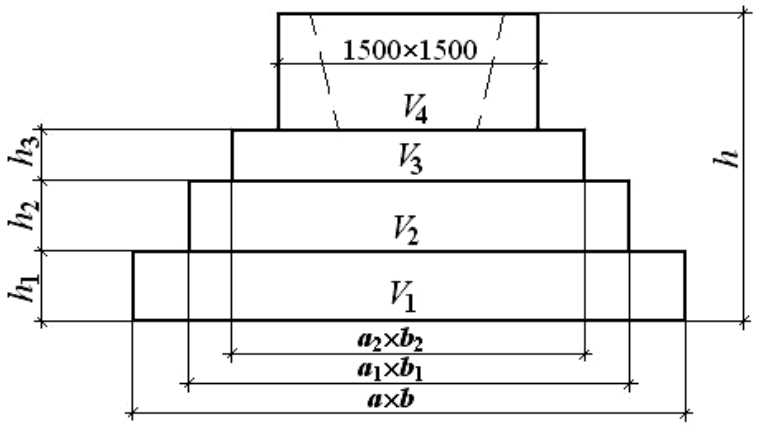


Рисунок 17 – Конструкция монолитного железобетонного фундамента

Таблица 15

Размеры фундамента, мм			Сечение колонны, мм	Размеры подоконника, мм		
				в плане	Размеры стакана,	
h	$a\times b$	$a_1\times b_1$ ($a_1\times b_2$)			глубина	в плане
2400	4500×3900	3300×2700 (2100×1500)	600×800	1500×1500	900	750×950
Размеры плитной части						
Высота плитной части, мм			Высота ступеней, мм			
			h_1	h_2	h_3	
1500			600	600	300	

$$V_{ф} = 10{,}53 + 5{,}35 + 0{,}95 + 2{,}03 = 18{,}86 \text{ м}^3;$$

$$N_{ф} = 18{,}86 \cdot 23 = 433{,}78 \text{ кН}.$$

Вес грунта определяется по формуле

$$N_{гр} = V_{гр}\gamma_{гр(ср)}, \qquad (75)$$

где $\gamma_{гр(ср)}$ – средний удельный вес грунта, $\gamma_{гр(ср)}$ = 19,2 кНм^3; $V_{гр}$ – объем грунта, вычисляемый по формуле

$$V_{\text{гр}} = d_{\text{ф}} bl - V_{\text{ф}},$$

где $d_{\text{ф}}$ – глубина заложения подошвы фундамента, $d_{\text{ф}}$ = 2,6 м; b – ширина подошвы фундамента, b = 3,9 м; l – длина подошвы фундамента, l = 4,5 м.

$$V_{\text{гр}} = 2{,}6 \cdot 3{,}9 \cdot 4{,}5 - 18{,}86 = 26{,}77 \text{ м}^3;$$

$$N_{\text{гр}} = 26{,}77 \cdot 19{,}2 = 513{,}98 \text{ кН}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_{\text{ср}}^{II} = \frac{N^{II}}{bl}, \tag{76}$$

где $N_{II} = N_0 + N_{\text{ф}} + N_{\text{гр}} = 3400 + 433{,}78 + 513{,}98 = 4347{,}76$ кН.

$$p_{\text{ср}}^{II} = \frac{4347{,}76}{3{,}9 \cdot 4{,}5} = 247{,}74 \text{ кН/м}^2.$$

Когда момент действует только относительно одной главной оси инерции, краевое давление рассчитывается по формуле

$$p_{\substack{max \\ min}}^{II} = p_{cp}^{II}\left(1 \pm \frac{6e}{l}\right), \tag{77}$$

где e – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести площади подошвы фундамента, определяется

$$e = \frac{M^{II}}{N^{II}}, \tag{78}$$

где $M^{II} = M_0 + T \cdot H_{\text{ф}} = 45 + 0 \cdot 2{,}4 = 45$ кН·м.

$$e = \frac{45}{4347{,}76} = 0{,}01 \text{ м};$$

$$p_{max}^{II} = 247{,}74\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}01}{4{,}5}\right) = 251{,}16 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{min}^{II} = 247{,}74\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}01}{4{,}5}\right) = 244{,}32 \text{ кН/м}^2.$$

Расчётная схема определения давления на фундамент представлена на рисунке 18.

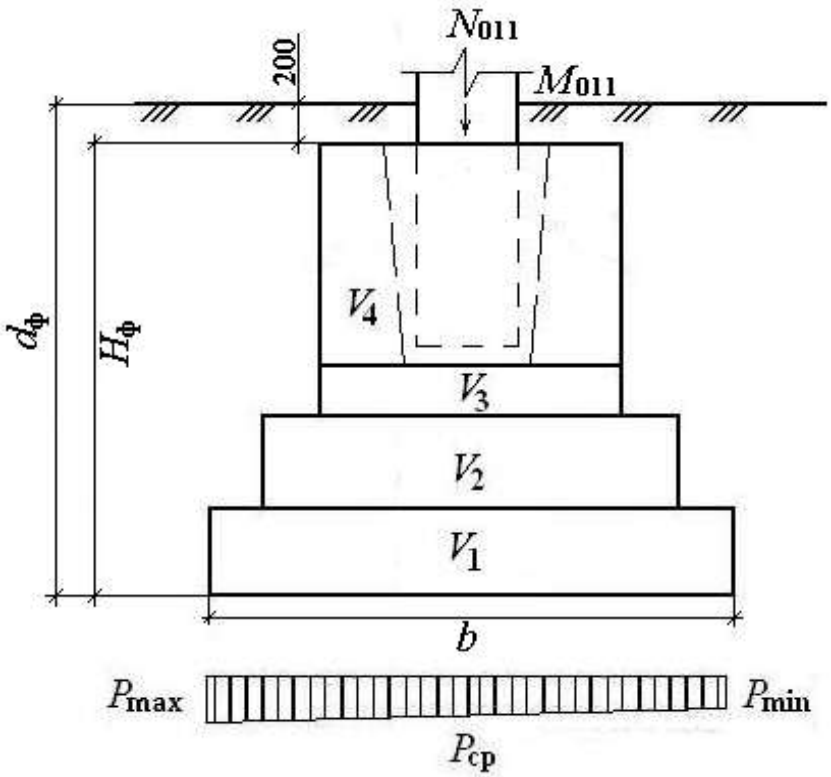


Рисунок 18 – Расчётная схема определения давления на фундамент

7.5. Уточнение расчётного сопротивления грунтов основания при выбранной ширине подошвы фундамента

Расчётное сопротивление определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c_1}\gamma_{c_2}}{k}[M_\gamma k_z b\gamma_{II} + M_q d_1\gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b\gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (79)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий, принимаемые по таблице 3; супесь γ_{c1} = 1,1; γ_{c2} = 1,0; k – коэффициент, принимаемый равным единице; $M\gamma$, Mq, M_c– коэффициенты, принимаемые по [1, с. 9, таблица 4], $M\gamma$ = 0,72; M_q = 3,87; M_c = 6,45; k_z – коэффициент, принимаемый равным единице; b – ширина подошвы фундамента, b = 3,9 м; γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3; γ'_{II} – осредненное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, c_{II} = 8 кПа; d_1 – глубина заложения фундамента, d_1 = 2,6м; d_b – глубина подвала от уровня планировки до пола подвала, d_b = 0 м.

$$R = \frac{1{,}1\cdot 1}{1}\cdot[0{,}72\cdot 1\cdot 3{,}9\cdot 19{,}2 + 3{,}87\cdot 2{,}6\cdot 19{,}2 + (3{,}87-1)\cdot 0\cdot 19{,}2 +$$
$$+ 6{,}45\cdot 8] = 328{,}57\,\text{кПа}.$$

7.6. Проверка давления на грунт

Полученное значение среднего давления по подошве фундамента должно удовлетворять следующему условию:

$$p_{\text{ср}}^{II} \le R. \quad (80)$$

Для максимального давления при эксцентриситете относительно одной главной оси инерции подошвы фундамента:

$$p_{max}^{II} \le 1{,}2\,R; \tag{81}$$

$$p_{\text{ср}}^{II} = 247{,}74 < 328{,}57 \text{ кПа};$$

$$p_{max}^{II} = 251{,}16 < 394{,}28 \text{ кПа}.$$

Условия выполняются.

7.7. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Для расчёта осадки методом послойного суммирования на разных глубинах определяем напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} по формуле 82 и вертикальное дополнительное напряжение σ_{zp} по формуле 83, возникающее от нагрузок, передаваемых сооружением.

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \tag{82}$$

где n – число слоев грунта в пределах глубины z; γ_i – удельный вес i-го слоя, кН/м^3; h_i – толщина i-го слоя, м.

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \tag{83}$$

где α – коэффициент, зависящий от отношений $l/b = K_П$, $2z/b = m$ и принимаемый по таблице 6.

При определении σ_{zp} принимаем, что грунт однороден и изотропен на значительную глубину, давление по подошве фундамента распределяется равномерно. По полученным значениям σ_{zp} и σ_{zg} строим эпюры давлений на разных глубинах: эпюру

σ_{zp} – от природной поверхности земли, а эпюру σ_{zg} – от подошвы фундамента (рисунок 19). Эти эпюры строят до нижней границы активной зоны, которую устанавливают из условия

$$\sigma'_{\text{гр}} \leq 0{,}2\sigma'_{zg}. \qquad (84)$$

Для определения напряжений σ_{zp} необходимо найти дополнительные давления, МПа, в плоскости подошвы фундамента из выражения

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{z0g} = p_{II} - \gamma_{IId} d_{\text{ф}}, \qquad (85)$$

где p_{II} – давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок при расчете по II группе предельных состояний, кПа; σ_{z0g} – природное вертикальное напряжение на глубине подошвы фундамента, считая от природного рельефа, кПа; γ_{IId} – удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента *d*, кН/м^3.

Значение p_0 подставляем в формулу. Величина осадки фундамента определяется из выражения

$$s = \beta_0 \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_{0i}}, \qquad (86)$$

где β_0 – безразмерный коэффициент, учитывающий условность расчетной схемы, принимаемый равным 0,8; *n* – число слоев, на которое разделена сжимаемая толща основания; σ_{zpi} – среднее вертикальное (дополнительное) напряжение, возникающее в *i*-том слое, кПа; h_i – толщина *i*-го слоя, м (не более 0,4*b*); E_{0i} – модуль деформации грунта *i*-го слоя, кПа.

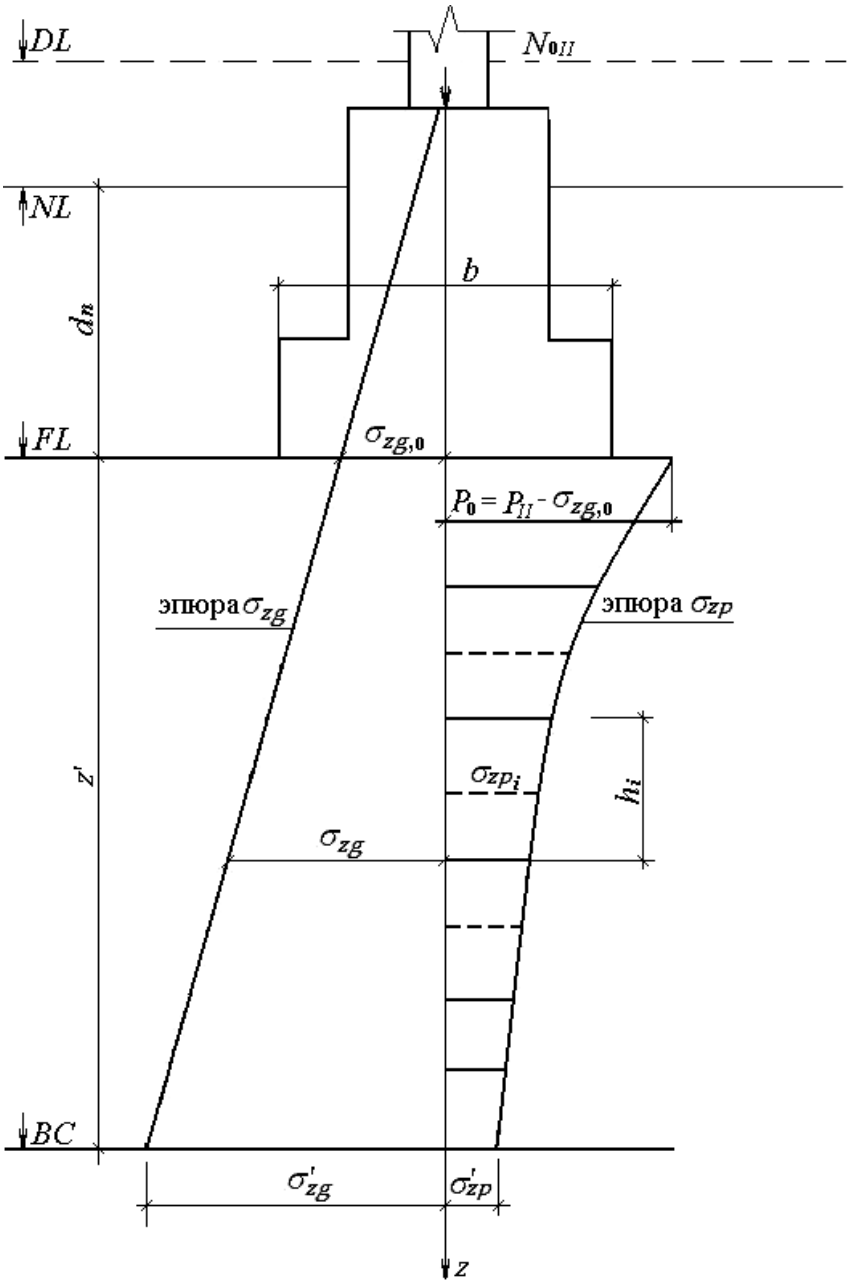


Рисунок 19 – Расчётная схема распределения напряжений по оси фундамента на горизонтальные площадки в грунте основания

На рисунке 20 изображена расчётная схема. Расчётные данные заносим в таблицу 16.

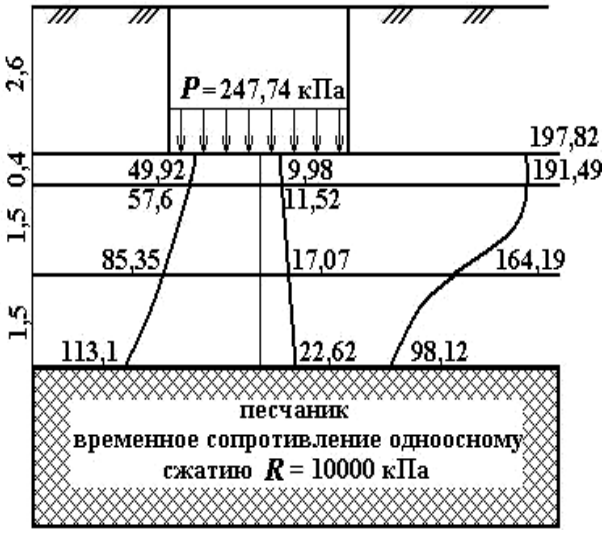


Рисунок 20 – Расчётная схема (размеры в миллиметрах)

Таблица 16

Слои	h_i, м	z, м	$m = 2z/b$	α	σ_{zp}, кПа	σ_{zg}, кПа	$0{,}2\sigma_{zg}$, кПа	s, м
Первый- супесь	0 0,4	0 0,4	0 0,205	1,000 0,968	197,82 191,49	49,92 57,6	9,984 11,52	0,004
Второй- суглинок	1,5 1,5	1,9 3,4	0,974 1,744	0,830 0,496	164,19 98,12	85,35 113,1	17,07 22,62	0,031
Песчаник	Временное сопротивление одноосному сжатию R = 10000 кПа							

$$\sigma_{z0g} = \gamma_{1II} d_{ф} = 19{,}2 \cdot 2{,}6 = 49{,}92 \text{ кПа}; \qquad (87)$$

$$p_0 = 247{,}74 - 49{,}92 = 197{,}82 \text{ кПа};$$

$$s = 0{,}8\left(\frac{197{,}82 \cdot 0 + 191{,}49 \cdot 0{,}4}{14000} + \frac{164{,}49 \cdot 1{,}5 + 98{,}12 \cdot 1{,}5}{10000}\right) = 0{,}035 \text{ м}.$$

Полученная общая осадка двух верхних слоев небольшая.

7.8. Расчёт плитной части на продавливание

Принятую высоту плитной части проверяем расчётом на продавливание.

Расчёт производим по формуле

$$N \le kR_{\text{р}}u_{\text{ср}}h_0, \qquad (88)$$

где k = 1– коэффициент надежности по нагрузке; $R_{\text{р}}$ – расчётное сопротивление бетона растяжению (бетон марки М 150), $R_{\text{р}}$ = 630 кПа; $u_{\text{ср}}$ – среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения; N – расчётная продавливающая сила, кН:

$$N = A_0 p_{max}, \qquad (89)$$

где A_0 – площадь многоугольника, м:

$$A_0 = 0{,}5b(l - l_{\text{с}} - 2h_0) - 0{,}25(b - b_{\text{с}} - 2h_0)^2, \qquad (90)$$

где h_0 – рабочая высота плитной части фундамента, h_0 = 1,46 м; $l_{\text{с}}$ – длина стакана, $l_{\text{с}}$ = 0,95 м; l – длина подошвы фундамента, l = 4,5 м; $b_{\text{с}}$ – ширина стакана, $b_{\text{с}}$ = 0,75 м; b – ширина подошвы фундамента, b = 3,9 м.

$$A_0 = 0{,}5 \cdot 3{,}9(4{,}5 - 0{,}95 - 2 \cdot 1{,}46) - 0{,}25(3{,}9 - 1{,}75 - 2 \cdot 1{,}46)^2 = 1{,}22 \text{ м}^2;$$

$$N = 1{,}22 \cdot 251{,}16 = 305{,}23 \text{ кН};$$

$$u_{\text{ср}} = 2(l_{\text{с}} + b_{\text{с}} = 2h_0) = 2(0{,}95 + 0{,}75 + 2 \cdot 1{,}46) = 9{,}24 \text{ м};$$

$$305{,}23 \le 1 \cdot 630 \cdot 9{,}24 \cdot 1{,}46 \text{ кН};$$

$$305{,}23 < 8498{,}95 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено.

7.9. Расчёт плитной части на изгиб с подбором арматуры

Площадь рабочей арматуры в нижней ступени фундамента рассчитываем по моменту, действующему в сечении фундамента (рисунок 21) по грани колонны: сечения 1-1 и 4-4. Расчёт моментов для сечений производим по формулам:

$$M_{1-1} = \frac{P_{\max} + p_1}{2} \cdot \frac{(l - h_k)^2}{8} b; \qquad (91)$$

$$M_{4-4} = \frac{p_{\text{ср}} l (b - b_k)^2}{8}, \qquad (92)$$

где p_1 – давление по подошве в сечении 1-1.

Площадь арматуры для сечения 1-1 рассчитываем по формуле, принимая защитный слой 4 см:

$$A_{\text{а}} = \frac{M_{1-1}}{0{,}9 h_0 R_{\text{а}}}, \qquad (93)$$

где $R_{\text{а}}$ – расчётное сопротивление арматуры растяжению определяем по таблице 7 $R_{\text{а}}$ = 270000 кПа для арматуры класса А-II.

$$M_{1-1} = \frac{251{,}16 + 248{,}88}{2} \cdot \frac{(4{,}5 - 1{,}5)^2}{8} 3{,}9 = 1096{,}96 \text{ кН·м};$$

$$A_{\text{а}} = \frac{1096{,}96}{0{,}9 \cdot 1{,}46 \cdot 270000} = 0{,}003092 \text{ м}^2 = 30{,}92 \text{ см}^2.$$

Шаг стержней принимаем 20 см, шаг крайних по 15 см. Следовательно, при b = 390 см, арматура (по сортаменту) 21∅14, $A_{\text{а}}$ = 32,32 см^2.

$$M_{4-4} = \frac{247{,}74 \cdot 4{,}5 (3{,}9 - 1{,}5)^2}{8} = 802{,}68 \text{ кН·м};$$

$$A_{\text{а}} = \frac{802{,}68}{0{,}9 \cdot 1{,}16 \cdot 270000} = 0{,}002848 \text{ м}^2 = 28{,}48 \text{ см}^2.$$

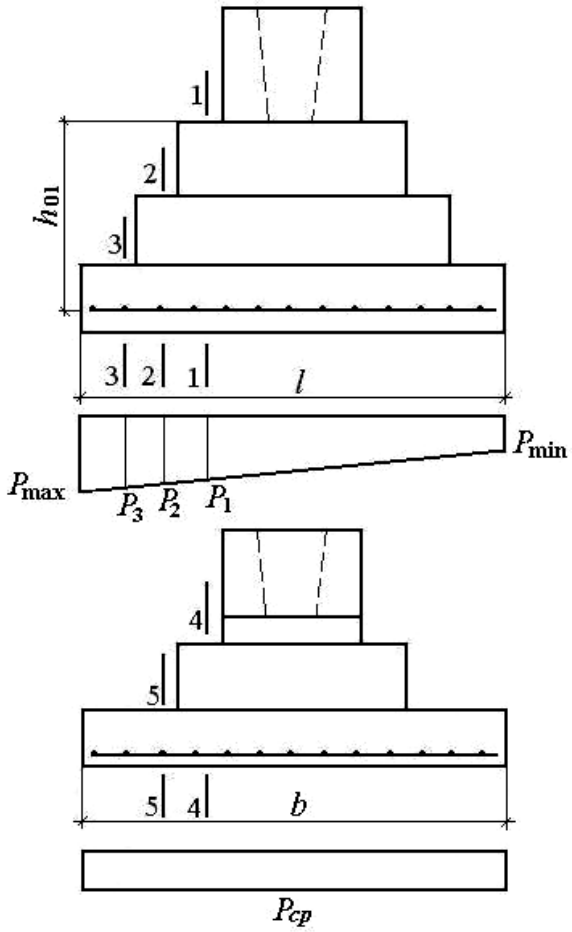


Рисунок 21 – Расчётная схема (размеры в метрах)

Принимаем 23∅14, $A_{\text{а}}$ = 35,4 см^2.

В сечении по граням ступеней фундамента проверяем достаточность принятой арматуры

$$M_{2-2} = \frac{251{,}6 + 249{,}34}{2} \cdot \frac{(4{,}5 - 2{,}1)^2}{8} \cdot 3{,}9 = 702{,}71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_{\text{а}} = \frac{702{,}71}{0{,}9 \cdot 1{,}16 \cdot 270000} = 0{,}002493 \text{ м}^2 = 24{,}93 < 32{,}32 \text{ см}^2;$$

$$M_{3-3} = \frac{251{,}16 + 250{,}25}{2} \cdot \frac{(4{,}5 - 3{,}3)^2}{8} \cdot 3{,}9 = 176 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_{\text{а}} = \frac{176}{0{,}9 \cdot 1{,}56 \cdot 270000} = 0{,}001293 \text{ м}^2 \; 12{,}93 < 32{,}32 \text{ см}^2;$$

$$M_{5-5} = \frac{247{,}74 \cdot 4{,}5(3{,}9 - 2{,}7)^2}{8} = 200{,}67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_{\text{а}} = \frac{200{,}67}{0{,}9 \cdot 0{,}56 \cdot 270000} = 0{,}001475 \text{ м}^2 = 14{,}75 < 35{,}4 \text{ см}^2.$$

Принятая арматура достаточна.

8. ПРИМЕР РАСЧЁТА СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

8.1. Определение глубины заложения ростверка

При выборе глубины заложения учитываются следующие факторы:

1) инженерно-геологические условия площадки строительства. В соответствии с приложением 1 курсового проекта ростверк можно укладывать на глубине 1,7 м;

2) особенности возводимого здания. Глубина заложения ростверка принимается равной 0,5 м;

3) климатические особенности. Основным климатическим фактором, влияющим на глубину заложения, является промерзание грунтов. Для определения возможности промерзания грунтов под фундаментами необходимо, прежде всего, знать нормативную глубину промерзания d_{fn}:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \tag{94}$$

где M_t – безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных среднемесячных отрицательных температур за зимний период

в районе строительства, принимаемый по СП [3], для г. Кемерово M_t = 73,3; d_0 – глубина промерзания при M_t = 1, для первого слоя – супеси d_0 = 0,28 м.

$$d_{fn} = 0{,}28\sqrt{73{,}3 = 2{,}4} \text{ м.}$$

Принимаем глубину заложения ростверка равную 2,4 м. Для определения расчетной глубины промерзания воспользуемся формулой

$$d_f = d_{fn} k_h \gamma_c, \qquad (95)$$

где $d_{f.n}$ – нормативная глубина промерзания, $d_{f.n}$ = 2,4 м; k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов у фундаментов, принимаемый по [1, с. 6, таблица 1], k_h = 0,7; γ_c = 1 – коэффициент условий промерзания грунта, учитывающий изменчивость климата.

Окончательно принимаем глубину заложения ростверка 2,4 м (в зависимости от нормативной глубины промерзания).

8.2. Выбор вида, материала и размера сваи

Примем железобетонные забивные сваи квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. По характеру работы целесообразно принять сваю-стойку, так как нижний слой песчаник (рисунок 22).

Длину сваи определим как

$$l_{\text{св.}} = H_1 - d_{\text{ф}} + H_2 + 0{,}05 = 3 - 2{,}4 + 3 + 0{,}05 = 3{,}65 \text{ м.}$$

Марку сваи принимаем С4-20 по таблице 8. Для получения необходимой длины часть сваи необходимо удалить.

Основные характеристики свай приведены в таблице 17.

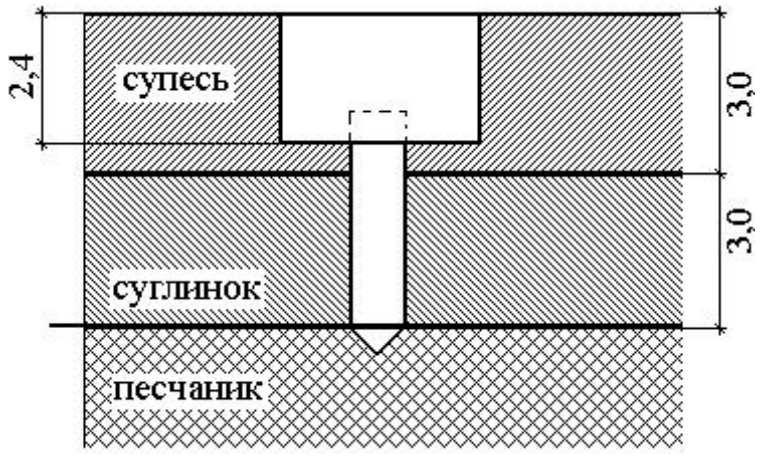


Рисунок 22 – Расчетная схема

Таблица 17

Марка сваи	Длина сваи	Сечение сваи, см	Марка бетона	Масса сваи, т	Продольная арматура А-I
С4-20	4	20×20	200	0,43	4∅12

8.3. Определение несущей способности сваи по материалу и по грунту

Несущую способность сваи по материалу рассчитываем по формуле

$$F_d = \gamma_c \varphi \cdot (R_{пр} A_c + R_{а.с} A_а), \qquad (96)$$

где γ_c = 1 – коэффициент условий работы сваи; φ = 1 – коэффициент, учитывающий условия погружения; $R_{пр}$ – расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии (таблица 10), $R_{пр}$ = 9000 кПа; $R_{а.с}$ = 210000 кПа – расчетное сопротивление арматуры сжатию, определяем по таблице 7; A_c = 0,04 м^2 – площадь поперечного сечения сваи; $A_а$ = 4,52·10^{-4} м^2 – площадь поперечного сечения всех продольных стержней арматуры.

$$F_d = 1 \cdot 1(9000 \cdot 0{,}04 + 270000 \cdot 0{,}000452) = 482{,}04 \text{ кН}$$

Несущую способность сваи-стойки по грунту рассчитываем по формуле

$$P = \frac{\gamma_c}{\gamma_g} RA, \tag{97}$$

где γ_c = 1,4 – коэффициент надежности по грунту; R = 20000 кПа – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; A = 0,04 м^2 – площадь опирания на грунт сваи.

$$P = \frac{1}{1{,}4} \cdot 20000 \cdot 0{,}04 = 571{,}43 \text{ кН}.$$

8.4. Определение необходимого числа свай в фундаменте

Число свай определяем по формуле

$$n = \frac{\gamma_k N_0^I}{F_d - \gamma_k a^2 d_{\text{р}} \gamma_m}, \tag{98}$$

где γ_k = 1,4 – коэффициент надежности; N = 3400 кН – расчетная нагрузка на обрез фундамента по первому предельному состоянию; F_d = 482,04 кН – несущая способность сваи; a^2 = 0,04 м^2 – площадь сечения сваи; $d_{\text{р}}$ = 2,4 м – глубина заложения ростверка; γ_m = 20 кН/м^3 – средний удельный вес материала фундамента и грунта.

$$n = \frac{1{,}4 \cdot 3400}{482{,}04 - 1{,}4 \cdot 0{,}04 \cdot 2{,}4 \cdot 20} = 9{,}93 \text{ сваи}.$$

Так как в фундаменте действует момент, необходимо увеличить число свай на 20 %, n = 9,93 + 9,93 · 0,2 = 12 свай.

Впоследствии необходимо увеличить число свай до 24.

8.5. Конструирование свайного ростверка

Конструирование ростверка начинаем с размещения свай (рисунок 23). Сваи располагаем в рядовом порядке. Расстояние между осями свай принимаем равным не менее 1,5d = 0,3 м. Расстояние от края сваи до края ростверка принимаем не менее d = 0,2 м. Размеры ростверка 1,2×1,5 м.

При таких размерах подошвы возникает опасность опрокидывания ростверка, поэтому необходимо увеличить число свай до 24 и изменить расстояния между сваями (рисунок 24).

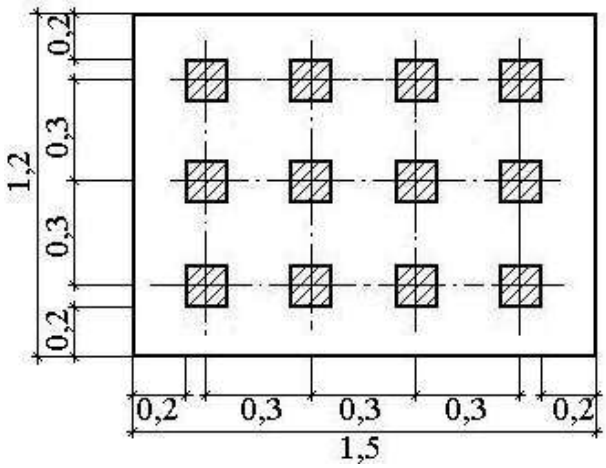


Рисунок 23 – Расположение свай в ростверке для 12 свай (размеры в метрах)

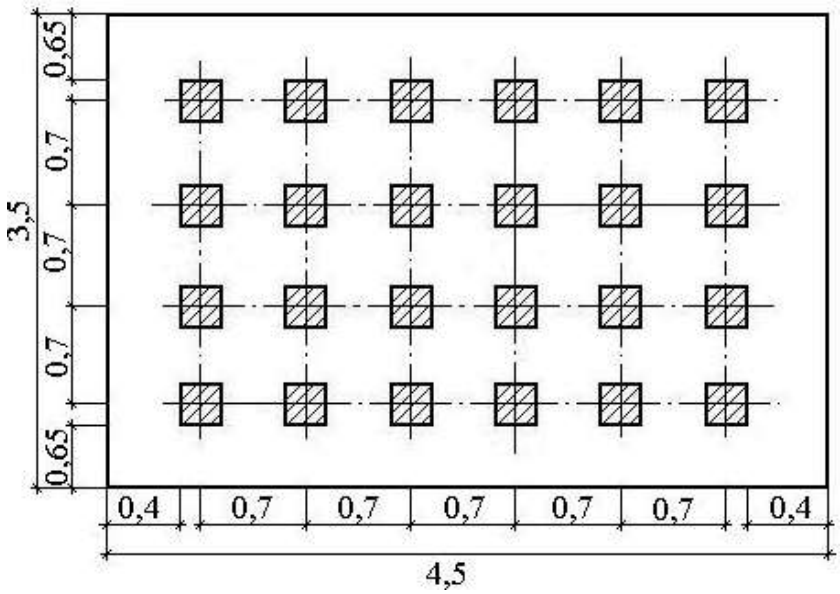


Рисунок 24 – Расположение свай в ростверке (размеры в метрах)

8.6. Проверка свайного фундамента по первому предельному состоянию

Проверку свайного фундамента по первому предельному состоянию необходимо проводить из условия

$$N^I \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \tag{99}$$

где F_d – несущая способность сваи, F_d = 482,04 кН; γ_k = 1,4 – коэффициент надежности; N^I – расчетная вертикальная нагрузка, действующая на сваю, определяемая по формуле

$$N^I = \frac{N_ф^I}{n} \pm \frac{M_y^I x}{\sum x_i^2}, \tag{100}$$

где $N_ф^I$, M_y^I – соответственно вертикальная сила и момент относительно главной оси у фундамента в плоскости подошвы свайного ростверка:

$$N_ф^I = 1{,}2N_0^I + 1{,}1N_{р,гр}^I; \tag{101}$$

$$M_x^I = 1{,}2M_{x0}^I + 1{,}2T^I H_р, \tag{102}$$

где M_{x0}^I – момент на обрезе фундамента относительно оси *y*, M_{x0}^I = 40 кНм; N_0^I – расчётная нагрузка на обрезе фундамента по первому предельному состоянию, N_0^I = 3400кН; $N_{р,гр}^I$ – вес ростверка и грунта:

$$N_{р,гр}^I = 20 \cdot 4{,}5 \cdot 3{,}6 \cdot 2{,}4 = 777{,}6 \text{ кН};$$

$$N_ф^I = 1{,}2 \cdot 3400 + 77{,}6 = 4935{,}36 \text{ кН};$$

$$M_x^I = 1{,}2 \cdot 45 + 1{,}2 \cdot 0 \cdot 2{,}4 = 54 \text{ кН·м};$$

$$N^I = \frac{4935{,}36}{24} - \frac{54 \cdot 1{,}75}{0{,}35^2 \cdot 8 + 1{,}05^2 \cdot 8 + 1{,}75^2 \cdot 8} = 202{,}88 \text{ кН};$$

$$202{,}88 < \frac{482{,}04}{1{,}4} \text{ кН};$$

$$202{,}88 < 334{,}31 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворено. Расчётная вертикальная нагрузка, действующая на сваю, не превышает несущей способности сваи.

8.7. Расчёт осадки свайного фундамента

Расчёт осадки фундамента со сваями-стойками не требуется.

9. РАБОЧАЯ ПРОГРАММА ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»

Для успешного освоения курса необходимо знания по следующим общетехническим и специальным дисциплинам: инженерная геология, сопротивление материалов, теория упругости, строительная механика, строительные конструкции, технология строительного производства, экономика и организация строительства.

9.1. Содержание дисциплины

Таблица 18

№ темы	Содержание дисциплины
1	Общие принципы проектирования оснований и фундаментов. Исходные данные для проектирования оснований и фундаментов. Сведения о конструктивных особенностях зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия. Методы инженерно-геологических исследований. Лабораторные исследования.

№ темы	Содержание дисциплины
2	Виды деформаций оснований, зданий и сооружений. Выбор оснований и фундаментов. Выбор типа и глубины заложения подошвы фундамента. Проектирование фундаментов по II предельному состоянию. Проверка давлений на подстилающий слой слабого грунта. Расчет фундаментов по I предельному состоянию.
3	Фундаменты мелкого заложения, возводимые в открытых котлованах. Классификация ФМЗ. Материалы для устройства ФМЗ. Конструктивные особенности. Типы фундаментов мелкого заложения.
4	Расчет и проектирование свайных фундаментов. Виды свай. Классификация свай по конструктивным особенностям, материалу, способам устройства в грунте погружения в грунт, способу армирования, изготовления. Буронабивные сваи. Область применения буронабивных свай. Виды свайных фундаментов. Типы свайных ростверков.
5	Последовательность проектирования и расчета свайных фундаментов. Этапы проектирования. Сбор нагрузок. Оценка инженерно-геологических условий. Выбор глубины заложения ростверка. Выбор вида свай. Выбор размеров свай. Расчет свайного фундамента по I предельному состоянию (несущей способности). Определение несущей способности свай по результатам статических и динамических испытаний. Теоретический метод определения несущей способности свай. Определение количества свай в фундаменте. Конструирование ростверка и его расчет. Проверка свайного фундамента по II предельному состоянию. Определение крена свайного фундамента. Выбор сваебойного оборудования. Определение осадки ленточного свайного фундамента (одно- или двухрядных).
6	Фундаменты глубокого заложения. Основные типы фундаментов глубокого заложения. Основные схемы разработки и выдачи грунта из колодца. Основы расчета опускных колодцев. Нагрузки, действующие в процессе строительства, в процессе эксплуатации. Проектирование опускных колодцев. Кессоны. Оболочки «Стена в грунте».
7	Методы искусственного улучшения грунтов основания. Конструктивные методы улучшения оснований. Устройство песчаных подушек. Устройство боковой пригрузки. Устройство шпунтового ограждения. Армирование грунта. Уплотнение грунтов (поверхностное, глубинное). Закрепление грунтов (цементация, силикатизация, электрохимическое закрепление грунтов, термические методы, битумизация и глинизация).
8	Фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов. Два принципа использования вечномерзлых грунтов. Возведение зданий на вечномерзлых грунтах. Конструкции и способы устрой-

№ темы	Содержание дисциплины
	ства фундаментов в условиях вечной мерзлоты. Способы устройства свайных фундаментов. Реконструкция и усиление оснований и фундаментов. Методы усиления оснований и фундаментов.
9	Фундаменты на лессовых просадочных грунтах. Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками. Устройство грунтовых подушек. Устройство ж/б свай с прорезкой всей просадочной толщи грунтов. Глубинное уплотнение грунтовыми сваями. Силикатизация. Термическое закрепление лессовых грунтов. Глубинное уплотнение грунтов методом предварительного замачивания. Методы по предотвращению возможности замачивания основания. Меры по уменьшению чувствительности здания к неравномерным осадкам.

9.2. Перечень вопросов по дисциплине

1. Общие принципы проектирования оснований и фундаментов. Исходные данные для проектирования оснований и фундаментов.
2. Сведения о конструктивных особенностях зданий и сооружений. Нагрузки и воздействия.
3. Методы инженерно-геологических исследований. Лабораторные исследования.
4. Виды деформаций оснований, зданий и сооружений. Выбор оснований и фундаментов.
5. Выбор типа и глубины заложения подошвы фундамента
6. Фундаменты мелкого заложения, возводимые в открытых котлованах. Классификация ФМЗ.
7. Материалы для устройства ФМЗ. Конструктивные особенности.
8. Типы фундаментов мелкого заложения.
9. Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования.
10. Виды свай. Классификация свай.
11. Буронабивные сваи. Область применения буронабивных свай.

10. Свайные фундаменты с ростверком. Типы свайных ростверков.

11. Порядок проектирования СФ. Этапы проектирования.
12. Выбор глубины заложения ростверка. Выбор вида свай.
13. Выбор длина сваи.
14. Конструирование ростверка и его расчет.
15. Определение несущей способности свай (по материалу, по грунту).
16. Основные типы ФГЗ.
17. Опускные колодцы.
18. Основы расчета опускных колодцев.
19. Забивные сваи. Классификация.
20. Набивные сваи. Классификация.
21. Способы образования скважин, бетонирование свай.
22. Оболочки.
23. Метод «Стена в грунте».
24. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах.
25. Фундаменты на сильно сжимаемых грунтах.
26. Фундаменты в сейсмических районах.
27. Фундаменты на вечномерзлых грунтах.
28. Методы усиления оснований и фундаментов.
29. Два принципа использования вечномерзлых грунтов.
30. Фундаменты на лессовых и просадочных грунтах.
31. Реконструкция и усиление оснований и фундаментов.

9.3. Самостоятельная работа студента

Неделя семестра	**Вид самостоятельной работы студента**	**Количество часов / ЗЕ по форме обучения**
		очной
1-4	**Самостоятельное изучение учебного материала** 1. Методы инженерно-геологических исследований 2. Основные положения проектирования фундаментов. Исходные данные. Влияние геологических условий на несущую способность грунтов. Выбор оснований и типа фундаментов [1-12] 3. Фундаменты мелкого заложения. Общие конструктивные положения. Проектирование ФМЗ [1-12] 4. Расчёт устойчивости фундамента на сдвиг [1-12] **Подготовка к практическим занятиям [11]**	12 / 0,333 2 / 0,056

Неделя семестра	Вид самостоятельной работы студента	Количество часов / ЗЕ по форме обучения
		очной
	Выполнение РГР [11]	4 / 0,112
5-8	**Самостоятельное изучение учебного материала** 1. Основы проектирования гибких фундаментов [1-12] 2. Существующие методы расчета фундаментов, как балок и плит на упругом основании [1-12] **Подготовка к практическим занятиям [11]** **Выполнение РГР [11]**	12/ 0,333 2 / 0,056 4 / 0,112
9-12	**Самостоятельное изучение учебного материала** 1. Фундаменты глубокого заложения. Опускные колодцы. Основы расчёта опускных колодцев [1-12] 2. Буронабивные сваи. Способы образования скважины, бетонирования свай, область применения. Оболочки. «Стена в грунте» [1-12] 3. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах [1-12] 1. Фундаменты на скальных и элювиальных грунтах, закарстованных и подрабатываемых территориях 2. Понятие о карстообразовании. Особенности строительства на закарстованных территориях 3. Фундаменты при динамических воздействиях 4. Фундаменты в сейсмических районах [1-12] **Подготовка к практическим занятиям [11]** **Выполнение РГР [11]**	12 / 0,333 2 / 0,056 4 / 0,112
13-18	**Самостоятельное изучение учебного материала** 1. Фундаменты в районах расположения вечномёрзлых грунтов. Два принципа использования вечномерзлых грунтов [1-12] 2. Конструкция и способы устройства фундаментов в условиях вечной мерзлоты [1-12] 3. Фундаменты на лёссовых и просадочных грунтах. Глубинное уплотнение грунтов методом предварительного замачивания основания. Меры по уменьшению чувствительности здания к неравномерным просадкам [1-12] 5. Реконструкция и усиление оснований и фундаментов. Методы усиления оснований и фундаментов [1-12]	12 / 0,333

Неделя семестра	Вид самостоятельной работы студента	Количество часов / ЗЕ по форме обучения
		очной
	Подготовка к практическим занятиям [11] **Выполнение курсового проекта [11]** **Подготовка и сдача экзамена [1-12]**	2 / 0,56 4 / 0,112 36
	Итого	**108 / 3,0**

Самостоятельное изучение учебного материала, проработка конспекта лекций и подготовка к практическим занятиям является домашним заданием, включающим конспектирование изученного материала и подготовку ответов на вопросы для проведения письменного опроса. Каждую четвертую неделю проводится контрольный опрос. Кроме этого в домашнее задание входит:

– подготовка к практическим занятиям;

– выполнение и оформление курсового проекта.

9.4. Сроки выполнения разделов проекта

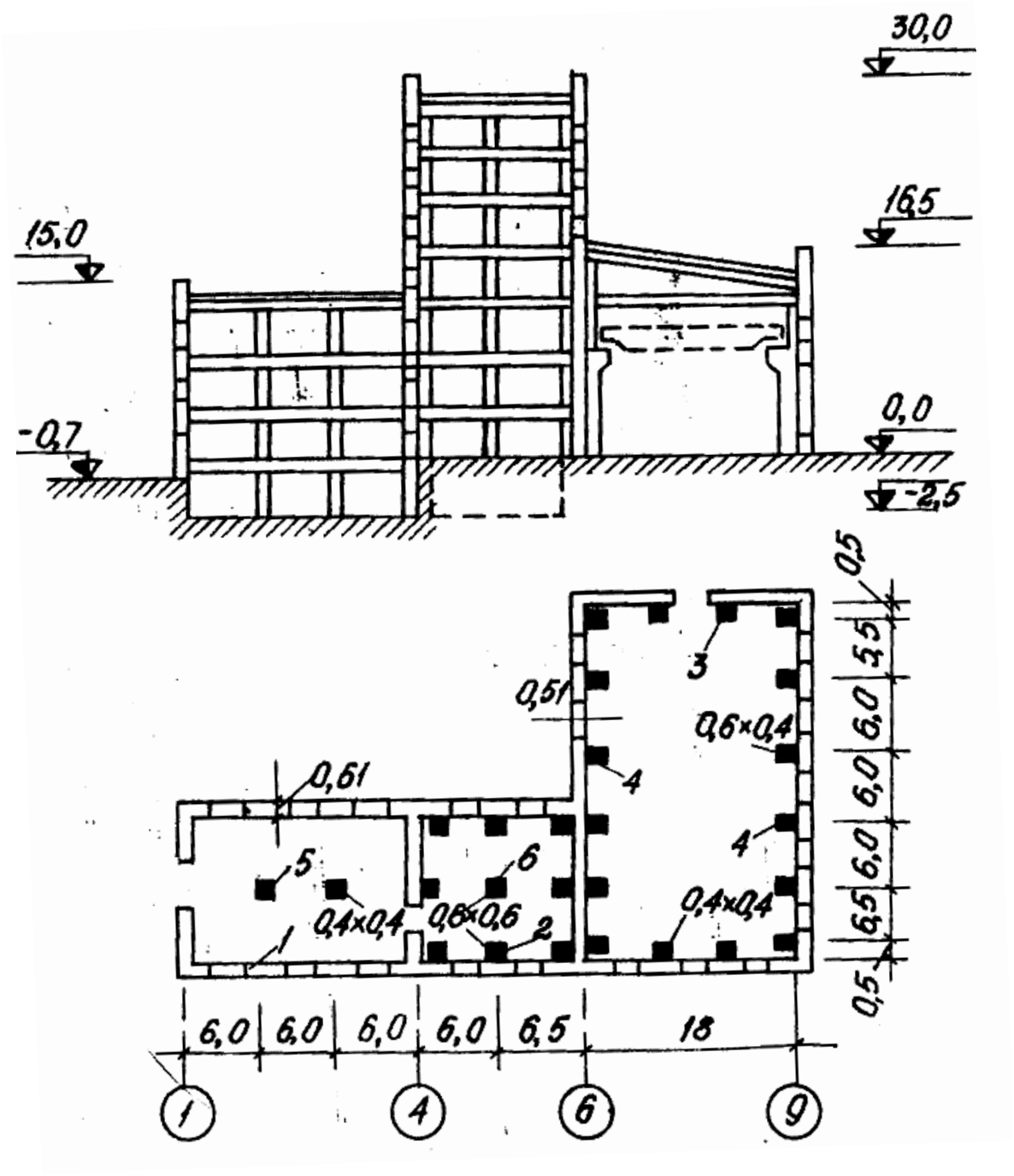
Номер недели	Наименование разделов	Количество часов
1-8	1. Инженерно-геологические условия площадки строительства	1 / 0,027
	2. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании	1 / 0,027
	3. Определение глубины заложения фундамента	1 / 0,027
	4. Определение размеров подошвы фундамента и размеров уступов фундаментов	1 / 0,027
	5. Определение расчётного сопротивления грунта под подошвой фундамента	1 / 0,027
	6. Проверка напряжений под подошвой фундамента.	1 / 0,027
	7. Расчёт осадки фундамента	1 / 0,027
	8. Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка	1 / 0,027
9-18	9. Длина и поперечное сечение свай.	1 / 0,027
	10. Определение расчётной нагрузки, допускаемой на сваю.	1 / 0,027
	11. Определение необходимого числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка.	1 / 0,027

Номер недели	Наименование разделов	Количество часов
	12. Проверочный расчёт свайного фундамента по несущей способности. 13. Расчёт свайного фундамента как условно массивного. 14. Оформление курсового проекта	1 / 0,027 1 / 0,027 3 / 0,08
	Итого	**16 / 0,444**

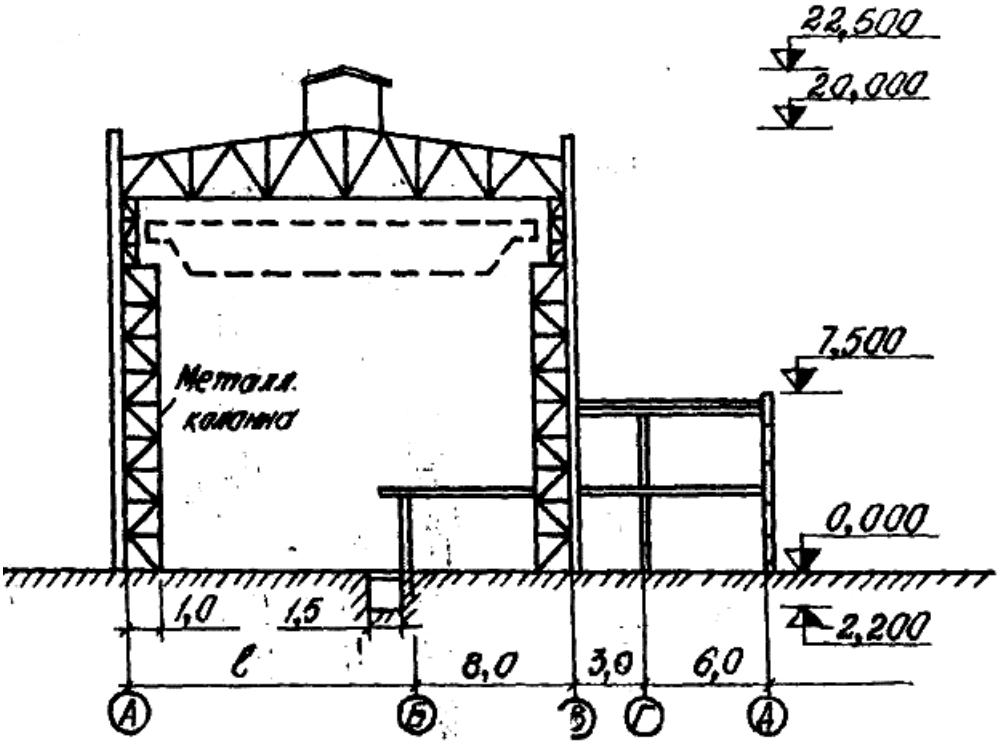
БИБЛИОГРАФИЧЕКИЙ СПИСОК

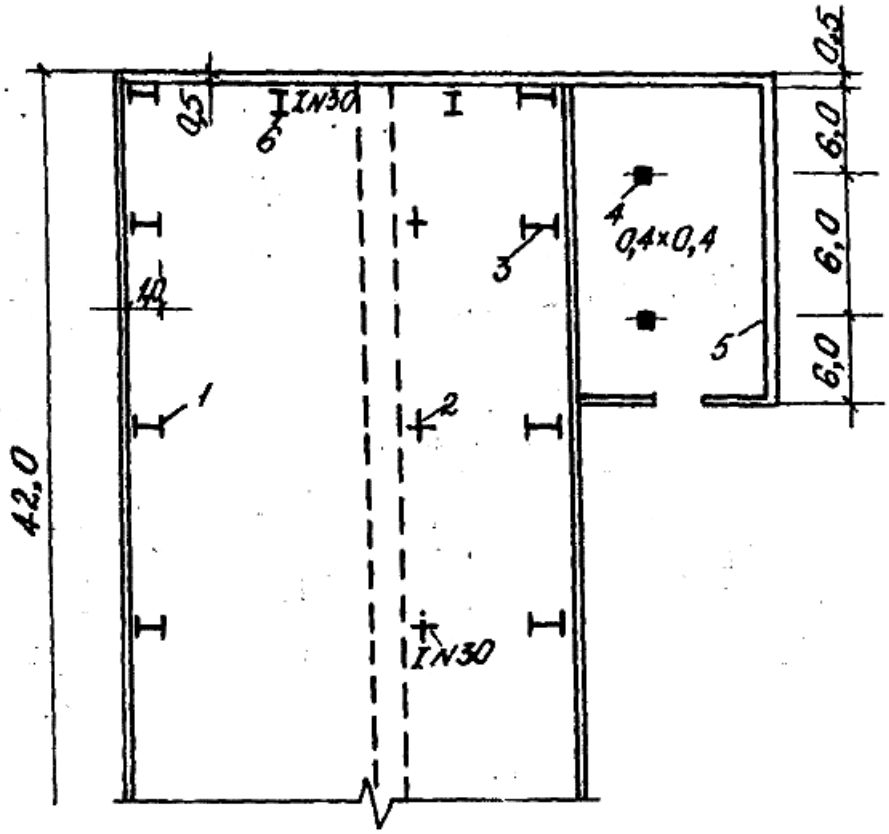
1. Крупина, Н. В. Основания и фундаменты : учеб. пособие / КузГТУ. – Кемерово, 2015. – 134 с.
2. Крупина, Н. В. Механика грунтов : учеб. пособие / КузГТУ. – Кемерово, 2012. – 187 с.
3. Крупина, Н. В. Устойчивость откосов. Искусственные основания : учеб. пособие / КузГТУ. – Кемерово, 2012. – 128 с.
4. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений.
5. Крупина, Н. В. Методы повышения несущей способности и стабильности грунтов : учеб. пособие / КузГТУ. – Кемерово, 2014. – 104 с.
6. Ухов, С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты : учебник для вузов. – 2-е изд. – Москва : Высшая школа, 2002. – 566 с.
7. Далматов, Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – Москва : Стройиздат, 1988. – 368 с.
8. Швецов, Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты : учебник для вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – Москва : Высшая школа, 1997. – 319 с.
9. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. – Москва : Изд-во стандартов, 1996. – 30 с.
10. Механика грунтов : текст лекций / В. А. Шаламанов [и др.]; КузГТУ. – Кемерово, 2004. – 112 с.
11. Справочная энциклопедия дорожника. Т. 4. Дорожная наука / под ред. А. А. Надежко. – Москва : Информавтодор, 2006. – 394 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

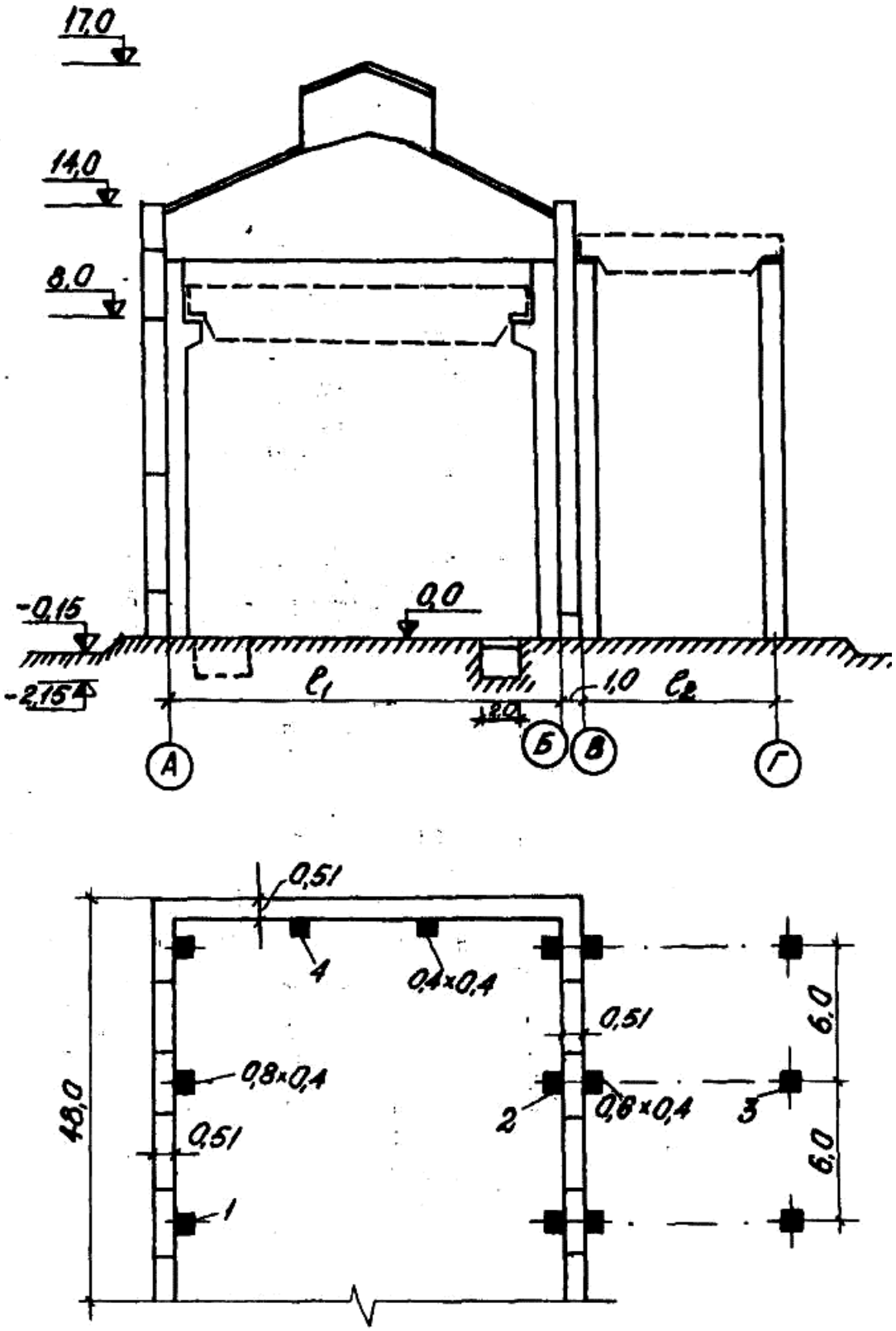


Вариант 1. Экспериментальный цех

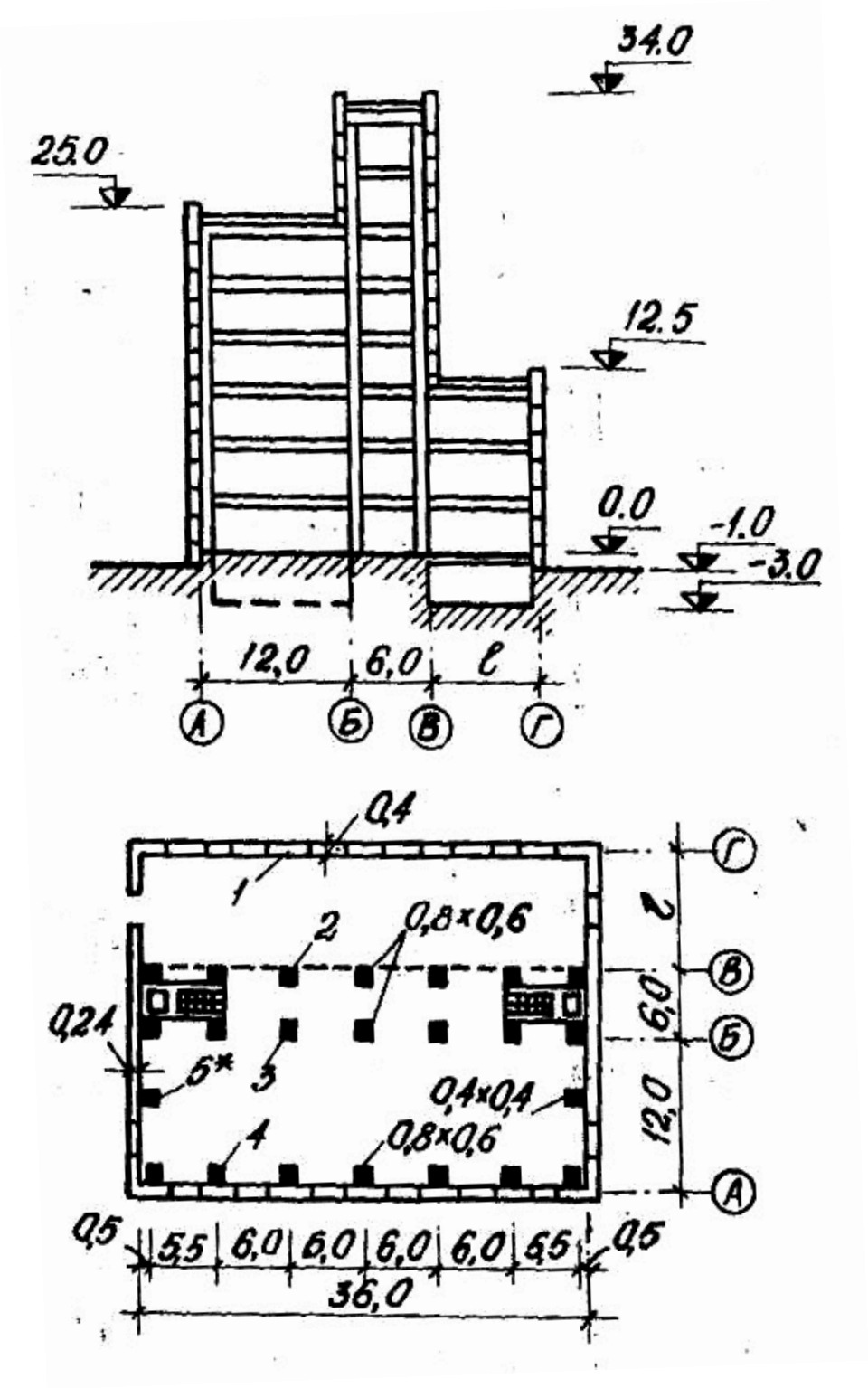




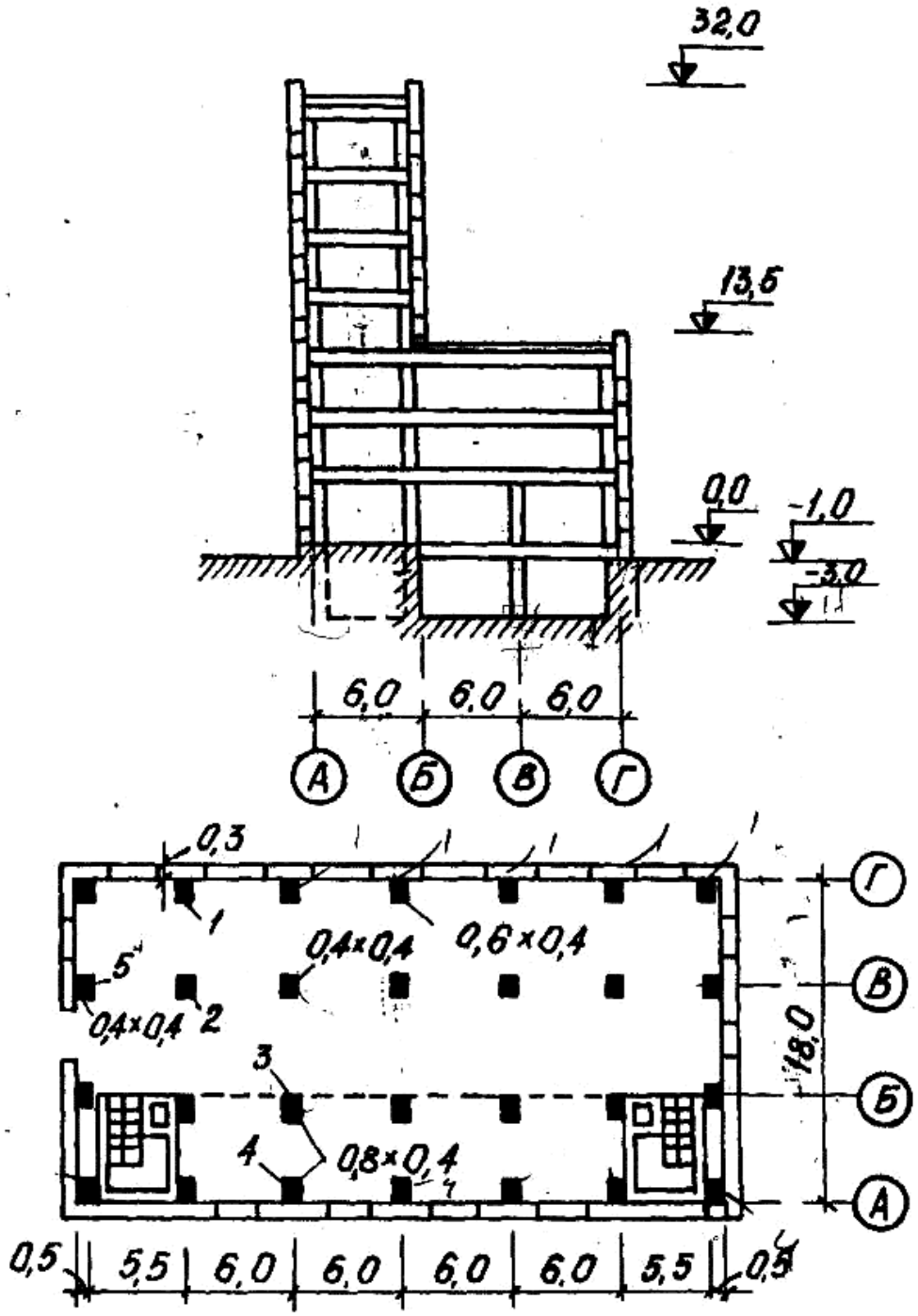
Вариант 2. Монтажный цех



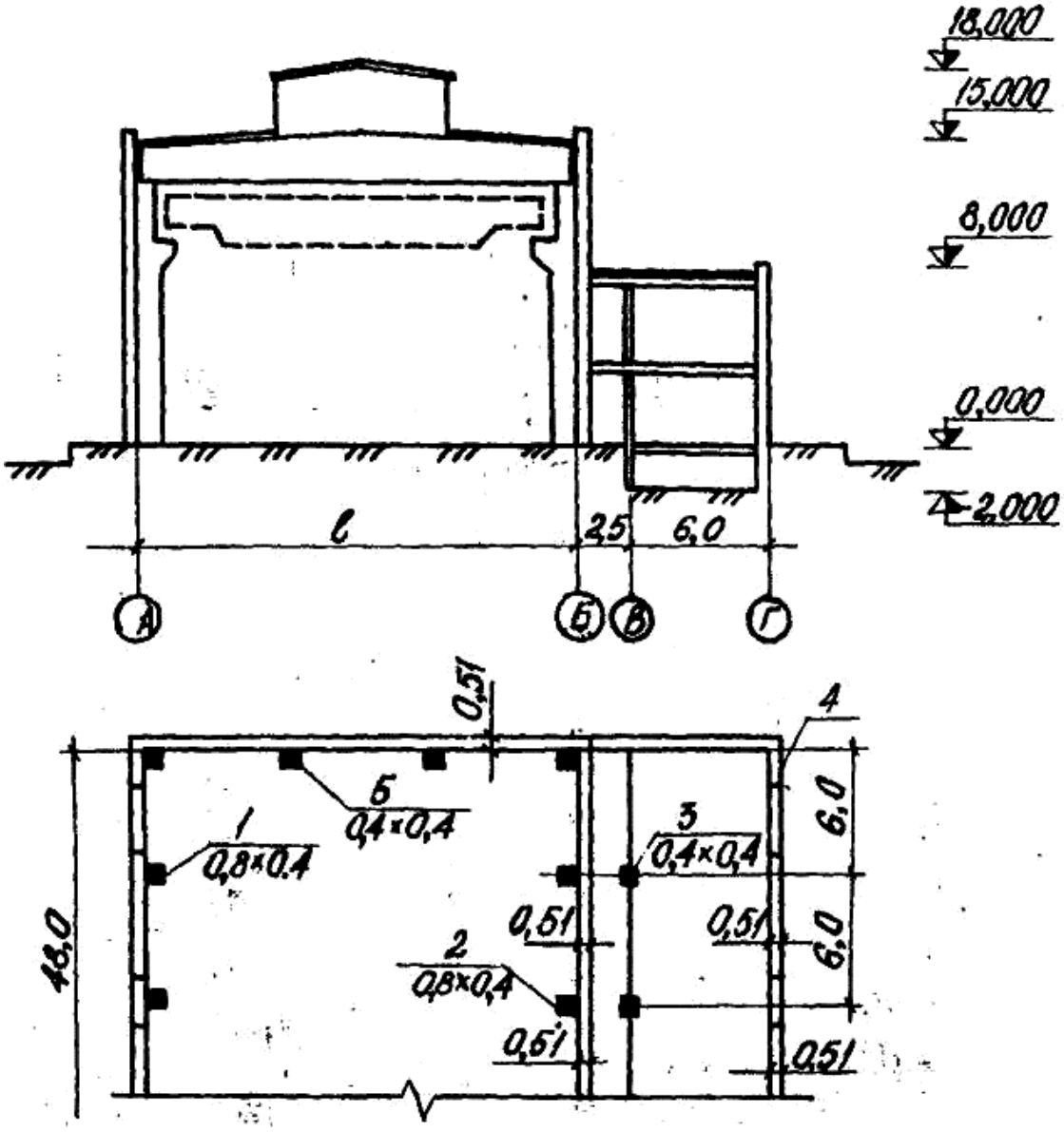
Вариант 3. Механический цех



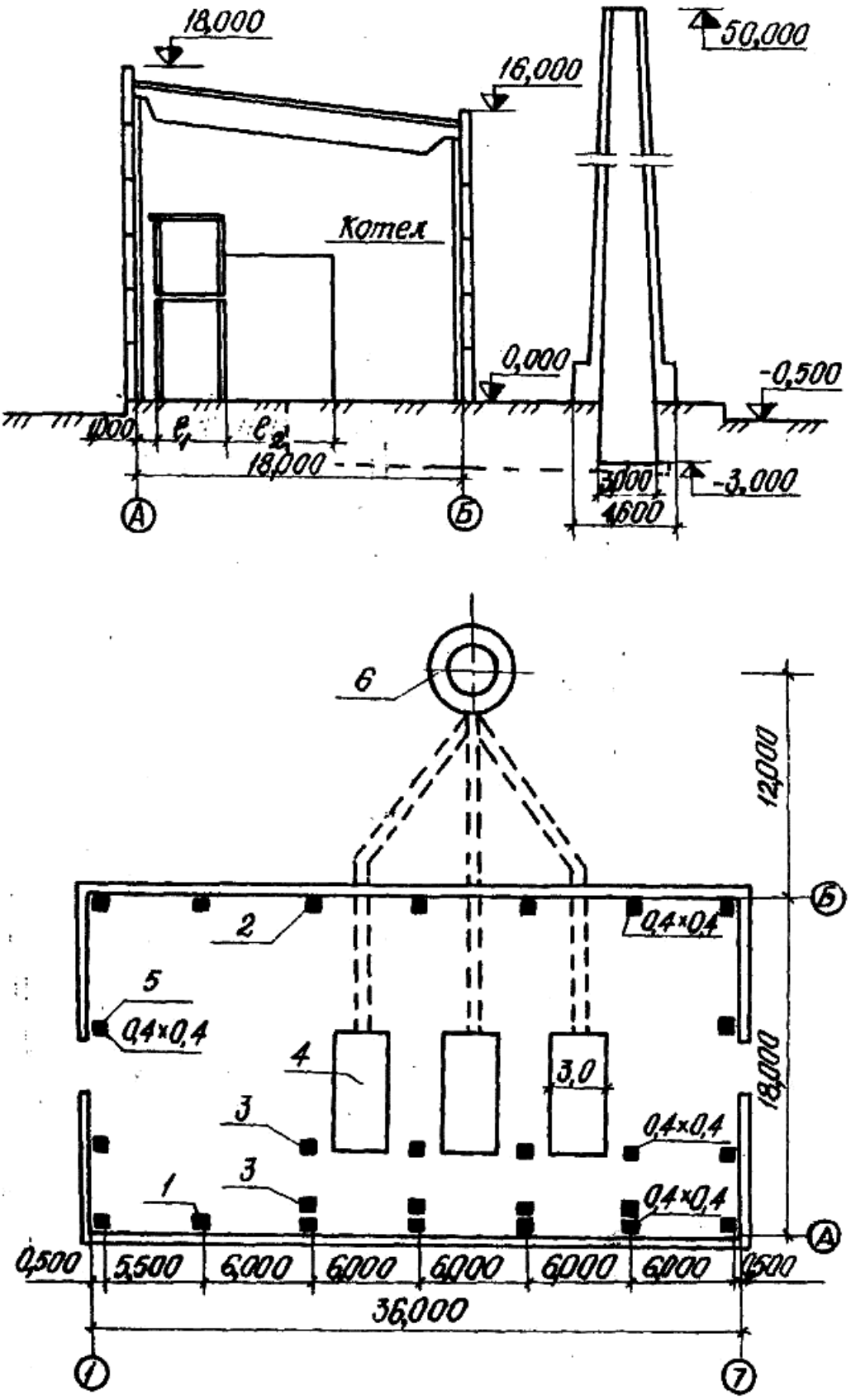
Вариант 4. Химический корпус



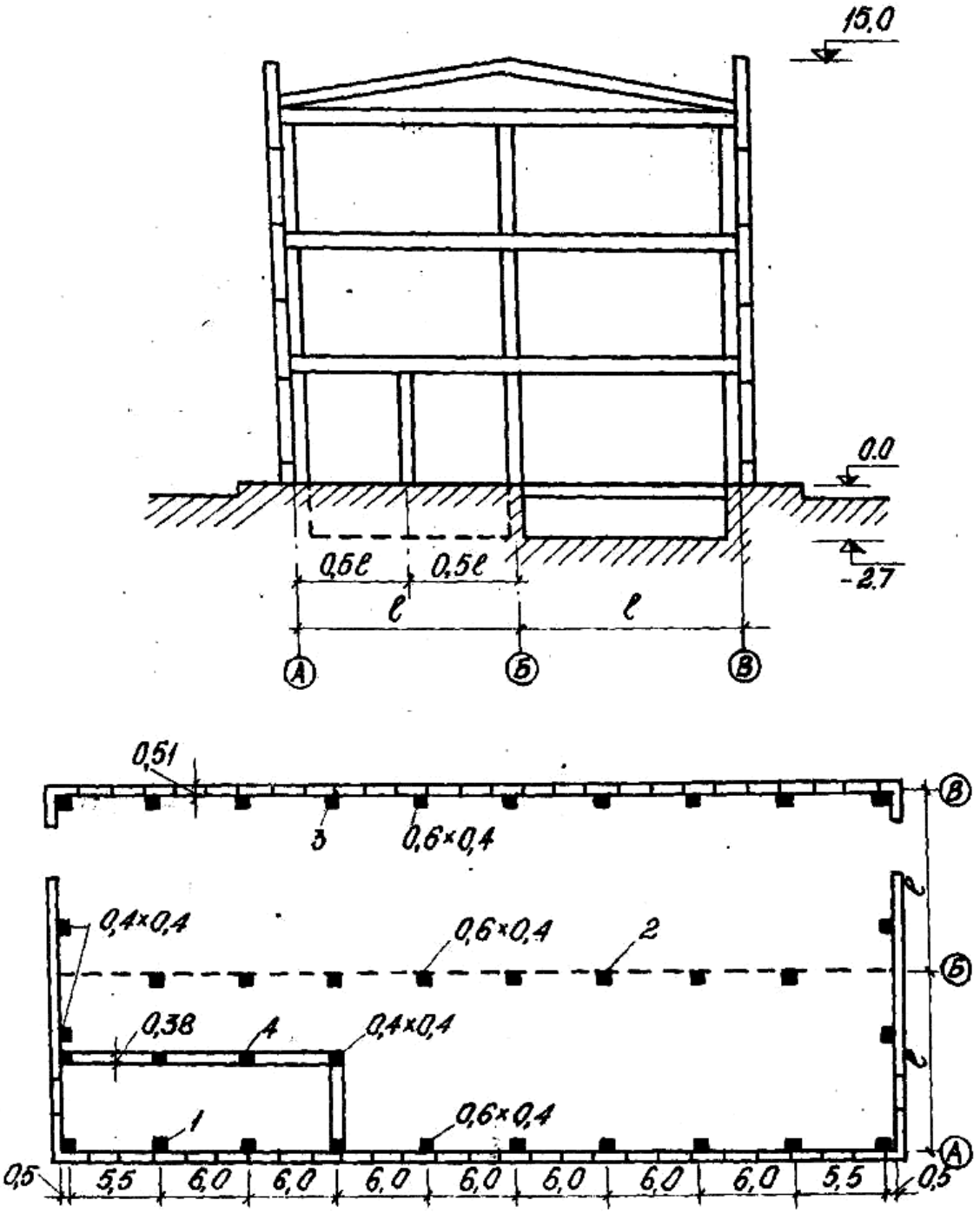
Вариант 5. Ремонтный цех



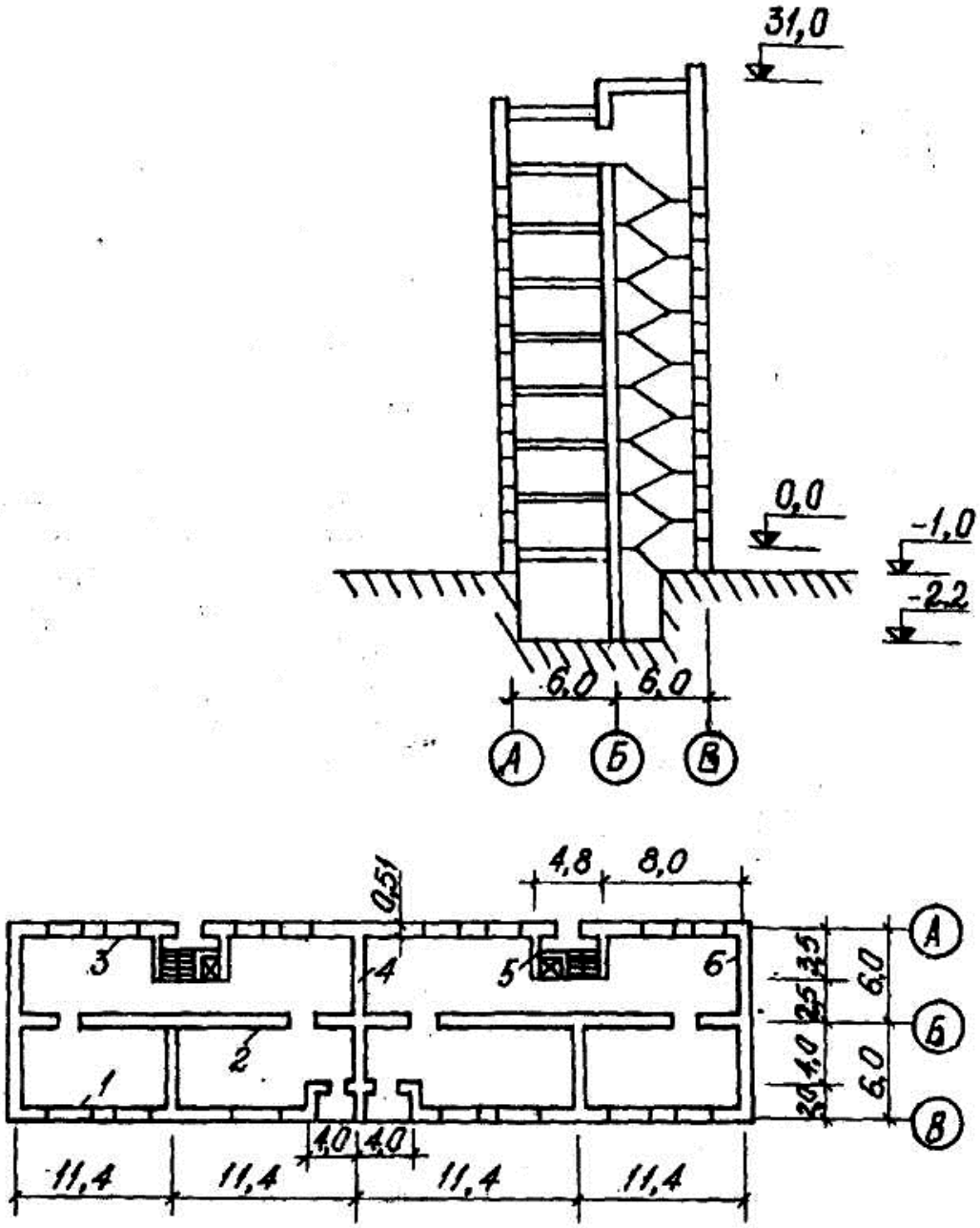
Вариант 6. Сварочный цех



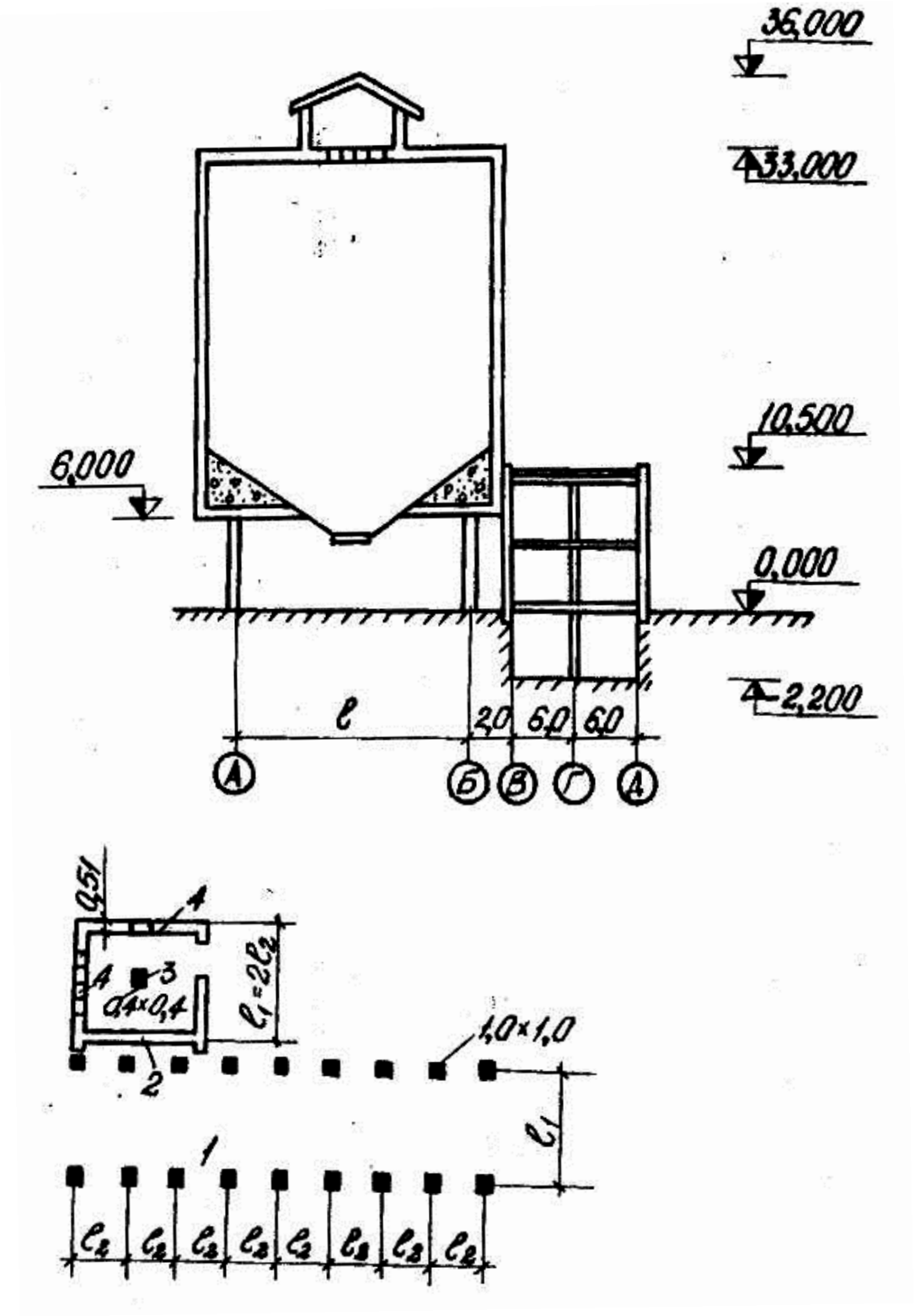
Вариант 7. Котельная



Вариант 8. Фабричный корпус



Вариант 9. Жилой дом



Вариант 10. Силосный корпус

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица 1

Усилия на обрезе фундамента от расчетных нагрузок

Номер схемы Сооружение	Вариант	Номер фундамента	1-е сочетание			2-е сочетание		
			N, кН	*M*, кН·м	*T*, кН	*N*, кН	*M*, кН·м	*T*, кН
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Вариант 1. Экспериментальный цех	Четный $L = 12$ м	1	175	–	–	225	–	–
		2	1710	–50	–10	2160	–62	–12
		3	510	250	5	620	360	7
		4	1160	200	15	1250	280	18
		5	785	–	–	1025	–	–
		6	1910	–	–	1790	–	–
	Нечетный $L = 18$ м Подвал в осях 4-6	1	215	–	–	265	–	–
		2	1860	–	–	1910	–	–
		3	590	200	–10	450	230	–12
		4	810	240	10	910	180	12
		5	870	–	–	1010	–	–
		6	2130	–	–	2250	–	–
Вариант 2. Монтажный цех	Четный $L = 15$ м	1	1525	–520	–30	1805	770	53
		2*	810	–	–	910	–	–
		3	2110	630	25	2510	–50	–33
		4	520	–	–	590	–	–
		5*	170	20	–	190	24	–
		6	920	580	20	320	–400	–62
	Нечетный $L = 12$ м	1	1485	–400	–20	1645	480	42
		2	710	–	–	860	–	–
		3	1910	440	15	2210	–420	–30
		4*	410	–	–	450	–	–
		5	190	–	–	220	–	–
		6*	700	460	–	720	–300	–50
Вариант 3. Механический цех	Четный $L_1 = 24$ м $L_2 = 12$ м	1	1110	–320	–21	1390	230	–
		2	1390	370	17	1740	–260	–19
		3	470	+100	+12	660	+13	+12
		4	670	220	–	590	290	–
	Нечетный $L_1 = 18$ м $L_2 = 9$ м	1	910	–260	–10	1200	180	10
		2	1270	310	10	1410	–200	–8
		3	390	–	–	510	–	–
		4	480	–180	–	480	240	–

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вариант 4. Химический цех	Четный $L = 6$ м	1	160	–24	–	210	–29	–
		2	2810	38	–	3210	–52	–
		3	3410	–45	–	3610	40	–
		4	2210	–122	–	1970	–146	–
		5*	1060	–184	–	1410	–220	–
	Нечетный $L = 9$ м Подвал в осях *А-В*	1	180	–21	–	210	–26	–
		2	3430	56	–	3290	–69	–
		3	4830	–58	–	4660	63	–
		4*	2930	–84	–	2570	–120	–
		5	1230	–260	–	1390	–314	–
Вариант 5. Ремонтный цех	Четный	1	1110	40	–	1260	–52	–
		2	160	–	–	910	–	–
		3	2150	–84	–	2410	–100	–
		4	2810	–220	–10	2950	–	–14
		5*	1570	–200	–12	1610	–240	–17
	Нечетный Подвал в осях *А-В*	1	1010	–52	–	1210	–64	–
		2*	610	–	–	830	–	–
		3	2310	+120	–	2710	+14	–
		4	2210	–300	–20	2510	–340	–260
		5	1310	240	–18	1370	–260	–14
Вариант 6. Сварочный цех	Четный $L = 21$ м	1	1030	–240	–30	1100	32	51
		2	1150	270	8	1280	12	–26
		3	610	–	–	790	–	–
		4	150	–30	–	190	2	–
		5*	530	70	7	420	–5	–6
	Нечетный $L = 18$ м	1*	820	–190	–20	990	26	40
		2	990	210	–	910	–10	–20
		3	530	–	–	670	–	–
		4	130	20	–	170	2	–
		5	745	–60	–6	645	4	40
Вариант 7. Котельная	Четный $L_1 = 4$ м $L_2 = 6$ м	1	1610	–290	–12	1510	–	–
		2*	1010	300	10	910	–	–
		3	610	–	–	620	–	–
		4*	2610	–	–	3110	–	–
		5	410	–180	–	590	–220	–10
		6	3010	2800	260	3010	2800	260

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Вариант 7. Котельная	Нечетный L_1 = 3 м L_2 = 5 м	1	1330	–260	–12	1020	–300	–36
		2	910	240	–	800	290	24
		3*	430	–	–	590	–	–
		4	2110	–	–	2110	–	–
		5*	370	–140	–	460	–158	–29
		6	3610	2400	200	3610	2400	200
Вариант 8. Фабричный корпус	Четный L = 9 м	1	1410	–140	–20	1790	–178	22
		2	2280	+90	30	2540	+144	31
		3	1830	180	35	2110	220	37
		4	630	50	–	740	56	–
	Нечетный L = 12 м Подвал в осях *A-B*	1	1810	–170	–40	2070	–200	–60
		2	3210	+150	+32	3570	+204	–30
		3	2410	230	60	2810	280	50
		4	660	55	–	690	60	–
Вариант 9. Жилой дом	Четный 7 этажей	1	430	–	–	540	–	–
		2	560	–	–	630	–	–
		3	470	–	–	490	–	–
		4*	310	–	–	330	–	–
		5	310	–	–	350	–	–
		6*	280	–	–	320	–	–
	Нечетный 10 этажей	1	410	–	–	480	–	–
		2	630	–	–	750	–	–
		3	490	–	–	590	–	–
		4	320	–	–	360	–	–
		5*	390	–	–	410	–	–
		6*	350	–	–	400	–	–
Вариант 10. Силосный корпус	Четный L_1 = 12 м L_2 = 6 м	1	8610	–	–	8950	+320	+15
		2	150	–	–	170	–	0
		3	420	–	–	560	–	–
		4	130	–	–	140	–	–
	Нечетный L_1 = 10 м L_2 = 5 м	1	7210	–	–	7610	+270	+13
		2	130	–	–	150	–	0
		3	400	–	–	450	–	–
		4	110	–	–	120	–	–

Примечание: 1. В таблице заданы расчётные усилия для расчета по деформациям. Расчётные усилия для расчёта по несущей способности и прочности определяются путем умножения заданных усилий на усредненный коэффициент перегрузки n = 1,2.

2. Нагрузка и усилия ленточного фундамента даны на 1 погонный метр.

3. Для фундаментов, у которых номера со звёздочками, достаточно определить только размеры фундамента и сконструировать его, площадь подошвы фундамента определяется по формуле 7 данного методического указания.

Таблица 2

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см^2, при числе стержней										Масса 1м, кг	Арматура								
												стержневая классов						проволочная классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		А–I	А–II	А–III	А–IV	А–V	А–VI	Вр–I	В–II	Вр–II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	–	–	–	–	–	–	×	–	–
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	–	–	–	–	–	–	×	×	–
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	–	–	–	–	–	–	×	×	×
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	–	×	–	–	–	–	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	2,85	0,302	–	–	–	–	–	–	–	×	×
8	0,503	1,01	0,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	–	×	–	–	–	–	×	×
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	×	×	×	×	–	–	–
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	×	×	×	×	–	–	–
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	×	×	×	×	×	×	–	–	–
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	×	×	×	×	×	×	–	–	–
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	×	×	×	×	×	×	–	–	–
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	–	×	×	×	×	×	–	–	–
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,36	30,41	34,21	38,01	2,984	×	×	×	×	×	×	–	–	–
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	–	×	×	×	×	×	–	–	–
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	40,1	49,26	55,42	61,58	4,834	–	×	×	×	×	×	–	–	–
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	46,3	64,34	72,38	80,42	6,313	–	×	×	×	×	×	–	–	–
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	–	–	×	–	–	–	–	–	–
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,85	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	–	–	×	–	–	–	–	–	–

Таблица 3

Физико-механические характеристики грунтов

№ п/п	Наименование грунта	Для расчёта по несущей способности			Для расчёта по деформациям			Удельный вес твердых частиц грунта γ_s, кН/м^3	Влажность W, доли ед.	Предел текучести W_L, доли ед.	Предел раскатывания W_p, доли ед.	Коэффициент фильтрации $K_ф$, см/с	Модуль деформации E, кПа	Мощность слоя H, м
		Удельный вес грунта γ, кН/м^3	Угол внутреннего трения φ, град	Сцепление C_I, кПа	Удельный вес грунта γ, кН/м^3	Угол внутреннего трения φ, град	Сцепление C_I, кПа							
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
1	Глина	15,5	17	22	18,2	18	30	26,9	0,39	0,45	0,30	$3{,}1\times10^{-8}$	7500	3
2		15,5	18	13	18,2	19	18	27,1	0,40	0,46	0,28	$2{,}0\times10^{-8}$	5000	2
3		15,5	16	10	18,1	18	18	26,9	0,39	0,46	0,27	$2{,}2\times10^{-8}$	4000	2
4	Суглинок	18,3	22	30	21,5	26	40	26,5	0,15	0,24	0,11	$2{,}3\times10^{-6}$	22000	2
5	Суглинок	16,1	19	21	19,0	23	28	26,6	1,31	0,41	0,27	$4{,}3\times10^{-7}$	12000	4
6		15,5	19	15	18,2	23	20	26,7	0,31	0,39	0,26	$2{,}7\times10^{-7}$	9000	3
7		15,7	19	9	18,5	23	12	26,8	0,31	0,36	0,22	$2{,}5\times10^{-7}$	10000	3
8		15,3	20	13	18,0	24	17	26,8	0,32	0,37	0,32	$2{,}6\times10^{-7}$	8000	3
9		15,1	20	4	17,8	24	5	26,9	0,41	0,45	0,31	$1{,}0\times10^{-7}$	7000	4
10	Супесь	17,5	24	7	20,5	28	10	16,6	0,18	0,21	0,15	$2{,}7\times10^{-5}$	18000	3
11		16,4	26	6	19,2	28	8	26,5	0,22	0,24	0,18	$2{,}1\times10^{-5}$	14000	2
12		15,5	20	4	18,3	23	5	26,4	0,29	0,31	0,25	$1{,}1\times10^{-5}$	8000	4

Продолжение таблицы 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
13	Песок средней крупности	16,4	32	–	19,2	37	–	26,5	0,18	–	–	$3{,}5\times10^{-2}$	31000	4
14		17,2	34	–	20,1	40	–	26,4	0,16	–	–	$2{,}0\times10^{-2}$	40000	2
15	Песок пылеватый	16,3	28	–	19,0	32	–	26,5	0,26	–	–	$8{,}1\times10^{-4}$	17000	8
16		16,3	26	–	19,0	30	–	26,8	0,29	–	–	$2{,}2\times10^{-4}$	11000	2
17	Песчаник	Временное сопротивление одноосному сжатию *R*=5000 кПа												
18	Песчаник	Временное сопротивление одноосному сжатию *R*=10000 кПа												
19	Песчаник	Временное сопротивление одноосному сжатию *R*=15000 кПа												

Примечание: Мощность слоя, залегающего на максимальной глубине, не ограничена. Последний геологический слой грунта продлевается до глубины, где расположена нижняя граница сжимаемой толщи (Н.Г.С.Т.).

Таблица 4

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения, *e*

Разновидность песков	Коэффициент пористости *e*		
	пески гравелистые крупные и средней крупности	пески мелкие	пески пылеватые
Плотный	$e < 0{,}55$	$e < 0{,}60$	$e < 0{,}60$
Средней плотности	$e = 0{,}55–0{,}70$	$e = 0{,}60–0{,}75$	$e = 0{,}60–0{,}80$
Рыхлый	$e > 0{,}70$	$e > 0{,}75$	$e > 0{,}80$

Таблица 5

Подразделение песчаных грунтов по степени влажности S_r

Состояние грунт	Степень влажности S_r
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0{,}5$
Влажный	$0{,}5 < S_r \leq 0{,}8$
Насыщенный водой	$0{,}8 < S_r \leq 1$

Таблица 6

Подразделение пылевато-глинистых грунтов
по числу пластичности I_p

Грунт	Число пластичности
Супесь	$0{,}01 < I_p \leq 0{,}07$
Суглинок	$0{,}07 < I_p \leq 0{,}17$
Глина	$I_p > 0{,}17$

Таблица 7

Подразделение пылевато-глинистых грунтов
по показателю текучести I_L

Грунт	Показатель текучести I_L
Супесь	
– твердая	$I_L < 0$
– пластичная	$I_L = 0–1$
– текучая	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
– твердые	$I_L < 0$
– полутвердые	$I_L = 0–0{,}25$
– тугопластичные	$I_L = 0{,}25–0{,}75$
– мягкопластичные	$I_L = 0{,}50–0{,}75$
– текучепластичные	$I_L = 0{,}750–1{,}00$
– текучие	$I_L > 1$

Составитель
Наталья Васильевна Крупина

РАСЧЁТ ОСНОВАНИЙ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Методические указания к выполнению курсового проекта
и самостоятельной работе по дисциплине «Основания и фундаменты»
для обучающихся по направлениям подготовки 08.03.01 «Строительство»,
образовательные программы «Промышленное и гражданское строительство»,
«Проектирование зданий и сооружений», 08.05.01 «Строительство
уникальных зданий и сооружений», образовательная программа
«Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений»,
всех форм обучения

Печатается в авторской редакции

Подписано в печать 04.04.2016. Формат 60×84/16.
Бумага офсетная. Отпечатано на ризографе.
Уч.-изд. л. 5,1. Тираж 30 экз. Заказ.
КузГТУ. 650000, Кемерово, уд. Весенняя, 28.
Издательский центр КузГТУ. 650000, Кемерово, ул. Д. Бедного, 4А.