

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений
и инженерной геологии

И.Ф. Шакиров, Д.Р. Сафин

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ

к практическим занятиям по разделу «Усиление фундаментов»
дисциплины «Спецкурс по проектированию оснований и фундаментов»
для студентов всех форм обучения по направлению подготовки 08.03.01
«Строительство», направленность (профиль)
«Промышленное и гражданское строительство»

Казань, 2017

УДК 624.15
ББК 38.58

Учебно-методическое пособие к практическим занятиям по разделу «Усиление фундаментов» дисциплины «Спецкурс по проектированию оснований и фундаментов» для студентов всех форм обучения по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство», направленность (профиль) «Промышленное и гражданское строительство» / И.Ф.Шакиров, Д.Р.Сафин. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитект.-строит. ун-та, 2017г. – 40 с.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В учебно-методическом пособии рассмотрены наиболее распространенные современные методы усиления фундаментов зданий, даны задания и примеры решения для разных способов усиления фундаментов

Рецензент:
Директор ООО «НПСФ «Фундаментспецстрой»
Е.М. Хенвен

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2017

© Шакиров И.Ф., Сафин Д.Р.,
2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ЗАДАНИЕ	5
2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧАМ	7
3. ОФОРМЛЕНИЕ ЗАДАЧ.....	9
4. СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ.....	8
5. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА	11
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА УВЕЛИЧЕНИЕМ ПЛОЩАДИ ПОДОШВЫ.....	13
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ.....	20
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	25
<i>Приложение 1</i>	
Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}	26
Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c	26
<i>Приложение 2</i>	
Значение коэффициента m_s	27
Значения коэффициента k_s	27
<i>Приложение 3</i>	
Расчетное сопротивление R	28
Расчетное сопротивление f	29
Коэффициенты условий работы γ_{cR}	29
Коэффициенты условий работы γ_{cf}	30
Коэффициенты α_1 , α_2 , α_3 и α_4	30
Коэффициент α	31
<i>Приложение 4</i>	
Сортамент арматуры.	32
Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.....	33
<i>Приложение 5</i>	
Расчетное сопротивление $R_{кирп}$	34
Расчетное сопротивление $R_{бут}$	35
<i>Приложение 6</i>	
Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства	36
Категории технического состояния существующих сооружений	38
Предельные дополнительные деформации основания фундаментов реконструируемых сооружений	39

ВВЕДЕНИЕ

Актуальной проблемой всех крупных городов России является реконструкция, перепрофилирование и изменение функционального назначения зданий массовой застройки 50-70-х годов прошлого столетия. При реконструкции вышеуказанных зданий одним из важнейших задач является усиление существующих фундаментов и оснований, т.к. при увеличении этажности зданий, изменении конструктивных решений строительных конструкций значительно увеличиваются нагрузки, действующие на фундаменты и их основания. Для оценки несущей способности грунтового основания необходимо уметь определять напряженное состояние в массиве грунта от действия различных дополнительных внешних нагрузок, приложенных к основанию. Наиболее важным при проектировании оснований и фундаментов реконструируемых зданий является правильное определение расчетного (допускаемого) давления на грунты оснований, обжатого длительно действовавшей нагрузкой, а также выбор оптимального варианта усиления фундаментов.

Одновременно с изучением программного теоретического материала по разделу «Усиление фундаментов» дисциплины «Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов» учебный план предусматривает решение студентами задач по усилению фундаментов, которое является одним из ответственных звеньев учебного процесса и имеет целью закрепить полученные студентами теоретические знания, а также должно способствовать умелому применению этих знаний при инженерном решении задач проектирования усиления фундаментов.

В процессе решения задач студент должен научиться пользоваться действующими сводами правил, справочными и литературными материалами. В решении вышеназванных задач могут способствовать примеры расчета, приведенные в данных методических указаниях.

При решении задач рекомендуется пользоваться литературой, приведенной в конце данных методических указаний.

1. ЗАДАНИЕ

Решение задач осуществляется по индивидуальному заданию, соответствующему трехзначному шифру, который присваивается студенту преподавателем. Исходные данные для решения задач принимаются по табл. 1 – 4 настоящего учебно-методического пособия.

Например, шифру **293** соответствуют:

– по табл. 1 и 2 исходных данных следующие характеристики здания и фундаментов:

$n_1 = 3$ шт. – количество существующих этажей;

$n_2 = 2$ шт. – количество надстраиваемых этажей;

$L/H = 2,5$ – отношение длины здания к высоте;

$A = 3,2 \text{ м}^2$ – грузовая площадь;

$t = 770 \text{ мм}$ – толщина стены;

$h_{\text{эт}} = 3,0 \text{ м}$ – высота этажа;

$l_3 = 200 \text{ мм}$ – длина заделки плиты в стену;

$d = 1,6 \text{ м}$ – глубина заложения фундамента;

$b_f = 1,0 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента;

$h_f = 250 \text{ мм}$ – высота плитной части фундамента;

$t_f = 600 \text{ мм}$ – толщина стены фундамента из бетонных блоков, бетон класса В5; рабочая арматура плитной части фундамента $\varnothing 10$ А400, шаг стержней 200 мм, бетон плитной части – В12,5;

– по табл. 3 исходных данных следующие нагрузки, действующие на здание:

$P_1 = 6,7 \text{ кН/м}^2$ – вес 1 м^2 покрытия;

$P_2 = 4,0 \text{ кН/м}^2$ – вес 1 м^2 перекрытия;

$P_3 = 1,5 \text{ кН/м}^2$ – полезная нагрузка на 1 м^2 перекрытия;

$P_4 = 1,68 \text{ кН/м}^2$ – нормативное значение снеговой нагрузки;

$\gamma_{\text{ок}} = 16,1 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес ограждающих конструкций;

– по табл. 4 исходных данных следующие инженерно-геологические условия строительной площадки:

ИГЭ-1 – супесь пластичная со следующими характеристиками:

$h_l = 10 \text{ м}$ – мощность слоя;

$\gamma_{\text{II}} = 14,8 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес грунта;

$\gamma_s = 26 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес частиц грунта;

$W = 16\%$ – влажность грунта;

$I_L = 0,3$ – показатель текучести;

$E = 8 \text{ МПа}$ – модуль деформации грунта;

$c_{\text{II}} = 9 \text{ кПа}$ – удельное сцепление;

$\varphi_{\text{II}} = 20^\circ$ – угол внутреннего трения;

ИГЭ-2 – песок средней плотности, средней крупности со следующими характеристиками:

$\varphi_{II} = 32^\circ$ – угол внутреннего трения;

$h_2 = 6$ м – мощность слоя;

$\gamma_{II} = 18,1$ кН/м³ – удельный вес;

$E = 17$ МПа – модуль деформации грунта.

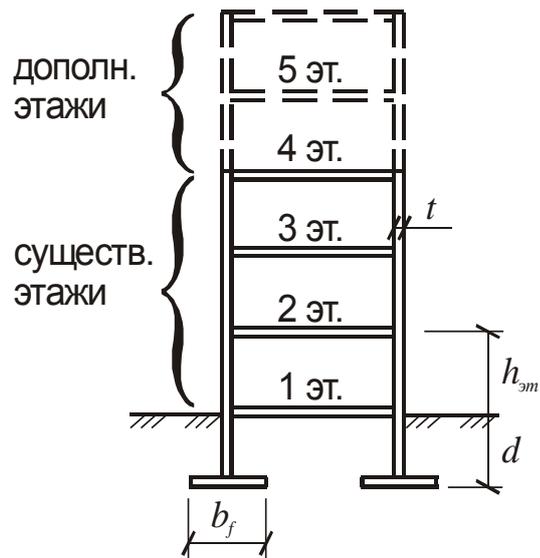


Рис.1.1. Схематический поперечный разрез здания

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧАМ

Таблица 1.

Характеристики здания

Варианты (первая цифра шиф- ра)	Количе- ство сущест- вующих этажей, n_1	Количе- ство надстра- ивае- мых этажей, n_2	Отно- шение длины здания к высо- те L/H	Грузовая площадь, $A, \text{ м}^2$	Толщина стены, $t_{\text{ст}}$, мм	Высота эта-жа, $h_{\text{эт}}$, м	Длина заделки плиты l_3 , мм
0	4	2	3,5	3,0	510	3,2	180
1	5	3	2,0	3,1	640	3,3	250
2	3	2	2,5	3,2	770	3,0	200
3	4	3	3,0	3,3	540	2,9	220
4	5	2	4,0	3,4	510	3,0	200
5	4	3	1,1	3,5	640	3,3	190
6	5	2	1,5	3,6	620	3,2	180
7	3	3	2,0	2,7	590	2,9	250
8	2	2	1,9	2,8	610	3,0	200
9	3	3	5,0	2,9	420	3,3	180

Примечание: Состояние строительных конструкций здания удовлетворительное.

Таблица 2.

Характеристики фундамента

Варианты (первая цифра шифра)	Глуби- на за- ложе- ния фунда- мента, d , м	Шири- на по- дошвы фунда- мента, b_f , м	Высота плитной части фунда- мента, h_f , мм	Характеристики фундамента			
				Фундаментные блоки		Плитная часть	
				Толщи- на, t_f , мм	Класс бетона	Диаметр и шаг арма- туры, мм	Класс бетона
0	1,9	1,2	300	500	B7,5	12; 220	B12,5
1	1,8	1,4	350	600	B10	10; 150	B15
2	1,6	1,0	250	600	B5	10; 200	B12,5
3	1,5	1,0	300	500	B7,5	8; 170	B15
4	1,9	1,4	400	500	B10	10; 210	B17,5
5	1,8	1,2	300	600	B7,5	12; 250	B12,5
6	1,8	1,4	350	600	B5	14; 300	B15
7	1,9	1,0	250	500	B10	10; 180	B10
8	2,0	1,2	300	600	B7,5	12; 230	B12,5
9	2,0	1,0	250	400	B10	10; 190	B15

Примечание: Верхняя часть фундамента из сборных бетонных фундаментных блоков, нижняя (плитная) часть – из монолитной железобетонной ленты. Рабочая арматура плитной части фундамента класса А 400 (АIII), расстояние от подошвы фундамента до центра рабочей арматуры составляет 50 мм.

Таблица 3.

Нагрузки (нормативные)

Варианты (вторая цифра шифра)	Вес 1 м ² покрытия, кН/м ² P_1	Вес 1 м ² перекрытия, кН/м ² P_2	Полезная нагрузка на 1 м ² перекрытия, кН/м ²	Удельный вес ограждающих конструкций, кН/м ³
0	4,0	6,7	1,5	16,8
1	4,3	6,4	2,0	17,3
2	4,6	6,1	3,0	16,6
3	4,9	5,8	1,5	17,1
4	5,2	5,5	2,0	17,4
5	5,5	5,2	3,0	17,7
6	5,8	4,9	1,5	18,2
7	6,1	4,6	2,0	17,5
8	6,4	4,3	3,0	18,4
9	6,7	4,0	1,5	16,1

Примечание: Величину нормативной снеговой нагрузки на покрытие принять для всех вариантов 1,68 кН/м².

Таблица 4.

Инженерно-геологические условия строительной площадки

Варианты третья цифра шифра)	Инженерно-геологический элемент №1 (ИГЭ-1)									ИГЭ-2					
	Наименование грунта	Мощность h_1 , м	γ_p , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W , %	I_L , д.ед.	E , МПа	c_p , кПа	φ_p , град.	Наименование грунта	φ_p , град.	h_2 , м	γ_p , кН/м ³	I_L , д.ед.	E , МПа
0	Супесь пласт.	5	15,0	27,0	20	0,5	14	10	18	Песок пылев., ср. плотности	28	9	18,2	-	15
1	Супесь пласт.	7	14,9	27,2	15	0,4	8	11	17	Супесь твердая	24	8	19,3	-0,1	18
2	Суглинок тугопласт.	6	15,1	27,1	22	0,45	7	13	15	Глина полутвердая	18	10	20,1	0,1	21
3	Супесь пласт.	10	14,8	26,0	16	0,3	8	9	20	Песок ср. кр., ср. плотности	32	6	18,1	-	17
4	Супесь пласт.	8	15,3	26,2	18	0,35	6	8	19	Песок мелкий, ср. плотности	30	7	19,7	-	18
5	Суглинок тугопласт.	6	15,2	25,9	21	0,4	10	15	14	Глина твердая	17	8	20,1	-0,2	19
6	Супесь пласт.	5	14,7	27,2	23	0,5	12	9	15	Супесь пластичная	19	12	19,8	0,2	16
7	Суглинок тугопласт.	7	15,3	27,0	22	0,45	13	16	14	Супесь пластичная	18	9	17,9	0,15	15
8	Суглинок тугопласт.	4	15,0	27,3	20	0,5	10	15	16	Песок пылев., плотный	31	10	19,3	-	20
9	Супесь пласт.	6	15,1	27,5	19	0,4	12	10	13	Песок мелкий, ср. плотности	29	8	18,3	-	22

3. ОФОРМЛЕНИЕ ЗАДАЧ

Решенные задачи должны оформляться на писчей бумаге формата А4 (297×210 мм) вручную.

При оформлении должно быть приведено подробное описание решений задач в соответствии с рекомендованной последовательностью. Расчет должен производиться в системе СИ и сопровождаться схемами и эскизами. Страницы должны быть пронумерованы.

4. СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ

Сбор нагрузок производится на 1 п.м. ленточного фундамента до и после надстройки здания.

4.1. Определяем нагрузку на 1 п.м. фундамента от существующих этажей.

4.1.1. Постоянные:

– от покрытия: $N_{\text{покp}} = P_1 A = 6,7 \cdot 3,2 = 21,44$ кН;

– от перекрытий: $N_{\text{пер}} = P_2 A \cdot n_1 = 4,0 \cdot 3,2 \cdot 3 = 38,4$ кН;

– от веса стен: $N_{\text{ст}} = t_{\text{ст}} l_{\text{ст}} h_{\text{эт}} \gamma_{\text{ок}} n_1 = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,1 \cdot 3 = 111,57$ кН,

здесь $l_{\text{ст}}$ – длина стены, принимается равной 1 м;

– от веса фундамента и грунта на уступах фундамента: $N_{\text{ф}} = \gamma_{\text{мт}} d b_f l_{\text{ф}} = 20 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 32$ кН,

здесь $\gamma_{\text{мт}} = 20$ кН/м³ – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на уступах фундамента;

$l_{\text{ф}}$ – длина фундамента, принимается равной 1 м.

Итого по п.4.1.1. $N_{\text{пост}} = 203,41$ кН.

4.1.2. Временные:

– от полезной нагрузки на перекрытия:

$$N_{\text{полез}} = P_3 A n_1 \psi_{n1} = 1,5 \cdot 3,2 \cdot 3 \cdot 0,75 = 10,8 \text{ кН,}$$

где ψ_{n1} – коэффициент сочетания, учитывающий неодновременность загрузки всех перекрытий, определяется по формуле:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,75,$$

здесь n_1 – количество существующих этажей;

$\psi_{A1} = 1$ – коэффициент сочетания, учитывающий размеры грузовой площади;

– от снеговой нагрузки:

$$N_{\text{сн}} = P_4 A = 1,68 \cdot 3,2 = 5,38 \text{ кН.}$$

Итого по п.4.1.2. $N_{\text{врем}} = 16,18$ кН.

4.1.3. Итого от существующего здания:

$$N_{II}^{сущ} = N_{пост} + N_{врем} = 203,41 + 16,18 = 219,6 \text{ кН (на 1 п.м.)}$$

4.2. Определяем нагрузку на 1 п.м. фундаментов после надстройки дополнительных этажей

4.2.1. Постоянные:

– от покрытия: $N_{покp} = P_1 A = 6,7 \cdot 3,2 = 21,44 \text{ кН}$,

– от перекрытий: $N_{пер} = P_2 A (n_1 + n_2) = 4,0 \cdot 3,2 \cdot 5 = 64 \text{ кН}$,

– от веса стен: $N_{ст} = t_{ст} l_{ст} h_{эт} \gamma_{ок} (n_1 + n_2) = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,1 \cdot 5 = 185,96 \text{ кН}$,

– от веса фундамента и грунта: $N_{ф} = \gamma_{мт} d b_f l_{ф} = 20 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 32 \text{ кН}$.

Итого по п.4.2.1. $N_{пост} = 303,4 \text{ кН}$.

4.2.2. Временные:

– от полезной нагрузки на перекрытия:

$$N_{полез} = P_3 A n_2 \psi_{n1} = 1,5 \cdot 3,2 \cdot 5 \cdot 0,67 = 16,08 \text{ кН}$$

где $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,67$,

здесь n_2 – общее количество существующих и надстраиваемых этажей;

– от снеговой нагрузки: $N_{сн} = P_4 A = 1,68 \cdot 3,2 = 5,38 \text{ кН}$.

Итого по п.4.2.2. $N_{врем} = 21,46 \text{ кН}$.

4.2.3. Итого: после надстройки:

$$N_{II} = N_{пост} + N_{врем} = 303,4 + 21,46 = 324,86 \text{ кН (на 1 п.м.)}$$

4.3. Определяем дополнительную нагрузку, возникающую при надстройке дополнительных этажей (на 1 п.м.)

$$N_{II}^{доп} = N_{II} - N_{II}^{сущ} = 324,86 - 219,6 = 105,26 \text{ кН}$$

4.4. Определяем момент, возникающий от первого снизу перекрытия, опирающегося на стены

$$M_{II} = N_{1п} \cdot e_0 = 17,6 \cdot 0,318 = 5,6 \text{ кНм}$$

где $N_{1п} = P_2 A + P_3 A = 4,0 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 3,2 = 17,6 \text{ кН}$;

$$e_0 = t_{ст}/2 - l_3/3 = 0,77/2 - 0,2/3 = 0,318 \text{ м}$$

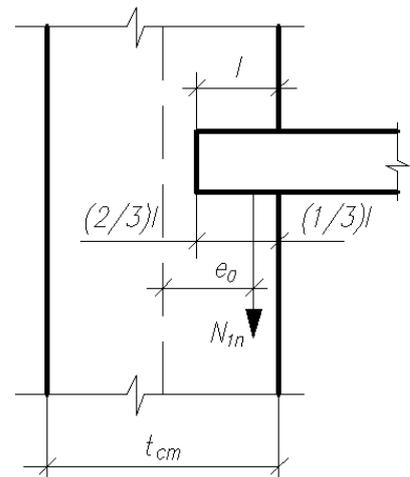


Рис.2.1. Схема к определению эксцентриситета e_0

5. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА

5.1. Определяем нагрузку на обрез фундамента:

– от существующих нагрузок:

$$N_I^{сущ} = (N_{II}^{сущ} - N_{\phi}) \cdot \gamma_f = (219,6 - 32,0) \cdot 1,2 = 187,6 \text{ кН (на 1 п.м.)};$$

– после надстройки дополнительных этажей:

$$N_I^{np.} = N_I^{сущ} + N_{II}^{дон} \cdot \gamma_f = 187,6 + 105,26 \cdot 1,2 = 313,9 \text{ кН (на 1 п.м.)};$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке (при расчете по I группе предельных состояний).

5.2. Определяем среднее давление на фундамент от существующих и проектируемых нагрузок:

$$P_I^{сущ.} = \frac{N_I^{сущ.}}{t_f \cdot l_{н.м.}} = \frac{187,6}{0,6 \cdot 1} = 312,7 \text{ кПа};$$

$$P_I^{np.} = \frac{N_I}{t_f \cdot l_{н.м.}} = \frac{313,9}{0,6 \cdot 1} = 523,2 \text{ кПа.}$$

5.3. Определяем расчетное сопротивление бетона фундаментных блоков сжатию (по табл. 6.8 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003):

$$R_b = 2,8 \text{ мПа} = 2800 \text{ кПа (для бетона класса В5)};$$

5.4. Проверяем прочность фундамента на сжатие исходя из условия

$$P_I \leq R_{\phi},$$

где R_{ϕ} – расчетное сопротивление сжатию фундамента, принимаем $R_{\phi} = R_b$

$$P_I^{сущ.} = 312,7 \text{ кПа} < R_{\phi} = 2800 \text{ кПа}$$

$$P_I^{np.} = 523,2 \text{ кПа} < R_{\phi} = 2800 \text{ кПа}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность фундамента на сжатие от действия существующих и проектируемых нагрузок обеспечена.

5.5. Достаточность площади сечения рабочей арматуры A_s подошвы фундамента определяем из расчета на изгиб консольного выступа плитной части фундамента исходя из условия:

$$A_s \geq \frac{M_k}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s},$$

где $M_k = b_k^2 \cdot l_{\text{ст}} \cdot (2P_{\text{max}} + P_{I-I})/6$ – изгибающий момент в сечении $I-I$ консольного выступа плиты фундамента, проходящей по грани фундаментной стены; h_0 – рабочая высота рассматриваемого сечения от верха плиты фундамента до центра рабочей арматуры; b_k – вылет консоли плиты фундамента. По заданию рабочая арматура подошвы фундамента – $\varnothing 10$ А 400, всего 5 стержней на 1 п.м. длины ленточного фундамента ($A_s = 3,93 \text{ см}^2$).

5.6. Для определения момента M_k вычисляем крайевые давления под подошвой фундамента и давление в сечении $I-I$:

– от существующих нагрузок:

$$P_{I,\text{max}}^{\text{сущ.}} = \frac{N_I}{b_f \cdot 1} + \frac{M_I}{W} = \frac{187,6}{1,0} + \frac{6,72 \cdot 6}{1,0^2} = 227,9 \text{ кПа};$$

$$M_I = M_{II} \cdot \gamma_f = 5,6 \cdot 1,2 = 6,72 \text{ кНм}$$

$$P_{I,\text{min}}^{\text{сущ.}} = \frac{N_I}{b_f \cdot 1} - \frac{M_I}{W} = \frac{187,6}{1,0} - \frac{6,72 \cdot 6}{1,0^2} = 147,3 \text{ кПа};$$

$$P_{I-I}^{\text{сущ.}} = P_{I,\text{min}} + \frac{(b_f - b_k)(P_{I,\text{max}} - P_{I,\text{min}})}{b_f} = 147,3 + \frac{(1,0 - 0,2)(227,9 - 147,3)}{1,0} = 211,8 \text{ кПа}$$

– после надстройки дополнительных этажей:

$$P_{I,\text{max}}^{\text{np.}} = \frac{3139}{1,0} + \frac{6,72 \cdot 6}{1,0^2} = 354,2 \text{ кПа};$$

$$P_{I,\text{min}}^{\text{np.}} = \frac{3139}{1,0} - \frac{6,72 \cdot 6}{1,0^2} = 273,6 \text{ кПа};$$

$$P_{I-I}^{\text{np.}} = 273,6 + \frac{(1,0 - 0,2)(354,2 - 273,6)}{1,0} = 338,1 \text{ кПа}$$

5.7. Определяем момент в сечении $I-I$:

– от существующих нагрузок:

$$M_k^{\text{сущ.}} = b_k^2 \cdot l_{\text{ст}} \cdot (2P_{\text{max}} + P_{I-I})/6 = 0,2^2 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 227,9 + 211,8) = 4,45 \text{ кНм};$$

– после надстройки дополнительных этажей:

$$M_k^{\text{np.}} = 0,2^2 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 354,2 + 338,1) = 6,98 \text{ кНм}.$$

5.8. Проверяем достаточность площади сечения рабочей арматуры подошвы фундамента:

– при существующих нагрузках:

$$A_s = 3,93 \text{ см}^2 \geq \frac{4,45}{0,9 \cdot 0,2 \cdot 350000} = 0,00007 \text{ м}^2 = 0,7 \text{ см}^2;$$

– после надстройки дополнительных этажей:

$$A_s = 3,93 \text{ см}^2 \geq \frac{6,98}{0,9 \cdot 0,2 \cdot 350000} = 0,00011 \text{ м}^2 = 1,1 \text{ см}^2.$$

Условие выполняется, следовательно, площадь сечения рабочей арматуры подошвы фундамента достаточна для восприятия существующих и проектируемых нагрузок.

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА УВЕЛИЧЕНИЕМ ПЛОЩАДИ ПОДОШВЫ

6.1. Определяем среднее давление под фундаментом от существующих нагрузок:

$$P_0 = \frac{N_{II}^{\text{сущ}}}{b_f \cdot 1 \text{ п.м.}} = \frac{219,6}{1 \cdot 1} = 219,6 \text{ кПа.}$$

6.2. Определяем расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента без учета уплотнения грунта под нагрузкой

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}) = \\ = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 198,4 \text{ кПа} < P_0 = 219,6 \text{ кПа,}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. П.1.1 прил. 1; $k = 1$ – коэффициент; M_γ , M_q и M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. П.1.2 прил. 1 в зависимости от значения угла внутреннего трения φ несущего слоя грунта; $k_z = 1$ – коэффициент, учитывающий ширину фундамента.

6.3. Определяем расчетное сопротивление грунта с учетом уплотнения под длительной нагрузкой

$$R' = m_s k_s R,$$

где $m_s = f(P_0/R)$ – коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов оснований за период эксплуатации, прини-

мается по табл.П.2.1 прил. 2;

$$P_0/R = 219,6/198,4 = 1,1 \Rightarrow m_s = 1,3;$$

$k_s = f(S_R/S_u^{max})$ – коэффициент, принимаемый по табл.П.2.2 прил. 2,

где S_R – величина осадки при давлении по подошве, равном значению R ;
 S_u^{max} – предельная осадка для данного вида здания по табл.П.6.1 прил.6 (табл. Д.1 СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*).

Определяем осадку фундамента при давлении по подошве, равном значению R , методом послойного суммирования.

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной эпюры $0,5\sigma_{zg}$:

– на уровне поверхности земли

$$\sigma_{zg} = 0,$$

$$0,5\sigma_{zg} = 0;$$

– на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II}^1 \cdot d = 14,8 \cdot 1,6 = 23,7 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 11,9 \text{ кПа};$$

– на границе первого слоя

$$\sigma_{zg} = 23,7 + \gamma_{II}^1 \cdot (10 - 1,6) = 23,7 + 14,8 \cdot 8,4 = 148 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 74 \text{ кПа};$$

– на границе второго слоя

$$\sigma_{zg} = 148 + \gamma_{II}^2 \cdot h_2 = 148 + 18,8 \cdot 4,0 = 223 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 112 \text{ кПа}.$$

Определяем значения и строим эпюры вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса вынутаго в котловане грунта.

Разбиваем толщу грунта под подошвой полосы нагружения на элементарные слои:

$$\Delta_i \leq (0,4) \cdot b = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}.$$

Для удобства все вычисления ведем в табличной форме (табл.6.1).

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемого слоя (на глубину H_c):

$$s = \frac{0,8}{8000} \cdot 0,4 \cdot (172,7 + 162,3 + 142,9 + 122 + 104,1 + 89,7 + 78,4 + 69,4 + 62,1) + \\ + \frac{0,8}{8000} \cdot 0,4 \cdot (56,2 + 51,2 + 47 + 43,4 + 40,4) = 0,05 \text{ м} = 5 \text{ см}.$$

Таблица 6.1

Наименование грунта	z_i , м	Δ_i , м	$\xi_i = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	$\sigma_{zy,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{zy,i}^{cp}$	E_{0i} , кПа
супесь	0,00		0,0	1,000	198,4		23,7			8000
	0,4	0,4	0,8	0,977	193,8	196,1	23,2	23,4	172,7	
	0,8	0,4	1,6	0,881	174,8	184,3	20,9	22,0	162,3	
	1,2	0,4	2,4	0,755	149,8	162,3	17,9	19,4	142,9	
	1,6	0,4	3,2	0,642	127,4	138,6	15,2	16,6	122,0	
	2,0	0,4	4,0	0,550	109,1	118,2	13,0	14,1	104,1	
	2,4	0,4	4,8	0,477	94,6	101,9	11,3	12,2	89,7	
	2,8	0,4	5,6	0,420	83,3	89,0	10,0	10,6	78,4	
	3,2	0,4	6,4	0,374	74,2	78,8	8,9	9,4	69,4	
	3,6	0,4	7,2	0,337	66,9	70,5	8,0	8,4	62,1	
	4,0	0,4	8,0	0,306	60,7	63,8	7,3	7,6	56,2	
	4,4	0,4	8,8	0,28	55,6	58,1	6,6	6,9	51,2	
	4,8	0,4	9,6	0,258	51,2	53,4	6,1	6,4	47,0	
	5,2	0,4	10,4	0,239	47,4	49,3	5,7	5,9	43,4	
	5,6	0,4	11,2	0,223	44,2	45,8	5,3	5,5	40,4	

$$(S_R/S_{ult}) = \frac{5}{12} = 0,4 \Rightarrow k_s = 1,05;$$

$$R' = 1,3 \cdot 1,05 \cdot 198,4 = 270,82 \text{ кПа} > P_0 = 219,6 \text{ кПа}.$$

Условие выполняется, следовательно, прочность грунта основания обеспечена.

6.4. Проверяем необходимость в уширении фундамента при реконструкции здания, связанной с надстройкой двух этажей

$$R' = 270,82 \text{ кПа} < P = \frac{N_{II}}{b_f \cdot 1 \text{ п.м.}} = \frac{324,86}{1 \cdot 1} = 324,86 \text{ кПа}.$$

Условие не выполняется, следовательно, необходимо увеличить ширину подошвы фундамента.

Увеличение ширины подошвы фундамента выполняется двухсторонними банкетками из монолитного бетона. Конструкция банкетов зависит от способа передачи нагрузки от существующего фундамента. Наибольшее распространение получили схемы включения в работу банкетов с помощью опорных (разгружающих балок). В верхней части существующего

фундамента с шагом 1,5...2,0 м пробивают отверстия, в которые перпендикулярно стене пропускают опорные балки из двутавра. Нагрузка на банкетты передается через распределительные балки из швеллера или двутавра, расположенные параллельно стене здания.

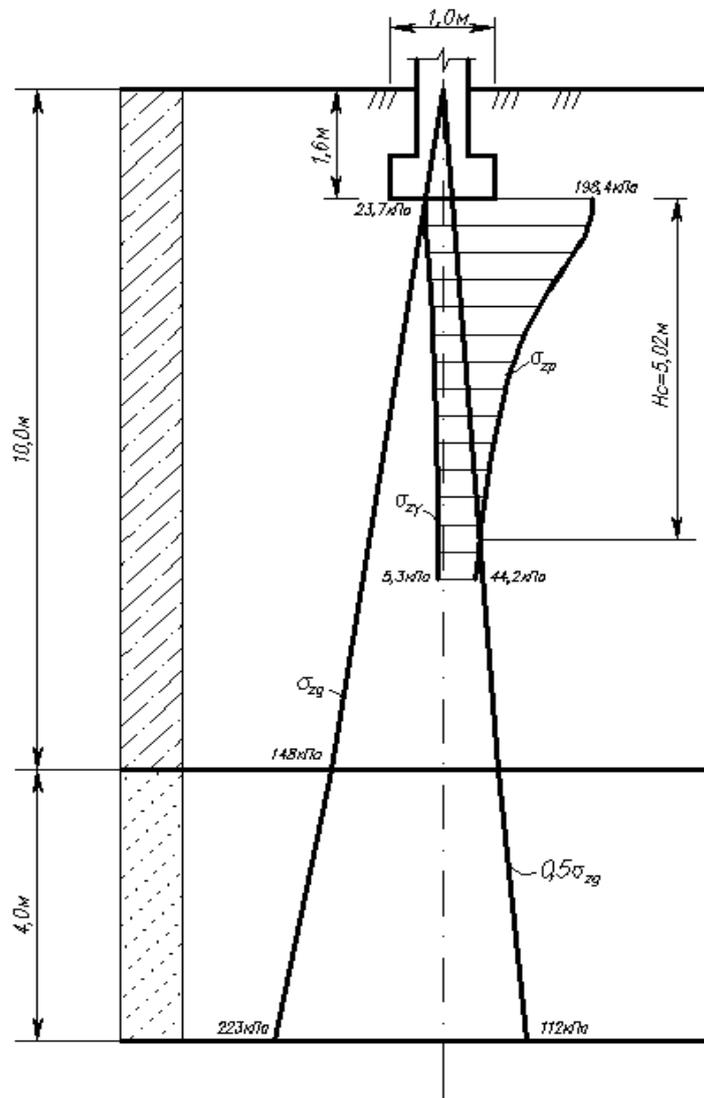


Рис.6.1. Схема к расчету осадки

6.5. Вычисляем недостающую площадь подошвы фундамента:

$$A_d = \frac{N_{II}}{R} - b_f \cdot 1 \text{ п. м.} = \frac{324,86}{198,4} - 1 = 0,54 \text{ м}^2.$$

В связи с тем, что рассчитывался ленточный фундамент, получим значение требуемого уширения

$$b_d = A_d / 1 \text{ п. м.} = 0,54 \text{ м.}$$

Ширину банкет из условия минимальных размеров примем с двух сторон по 30 см, высоту банкет – $h_b = 1,5$ м.

6.6. Дополнительная нагрузка от уширения

$$N_{\phi}^{\text{доп}} = 2 \cdot b_b \cdot \gamma_{\text{мг}} \cdot d \cdot 1 \text{ п. м.} = 2 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 1 = 19,2 \text{ кН.}$$

6.7. Вычисляем расчетное сопротивление грунта с учетом уширения (изменения ширины подошвы)

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 211,75 \text{ кПа.}$$

6.8. Вычислим краевые напряжения по подошве усиленного фундамента

$$P_{\text{max}} = \frac{N_{II} + N_{\phi}^{\text{доп}}}{b \cdot 1} + \frac{M_{II}}{W} = \frac{324,86 + 19,2}{1,6} + \frac{5,6 \cdot 6}{1,6^2} = 228,16 \text{ кПа} < 1,2 R = 254,1 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min}} = \frac{N_{II} + N_{\phi}^{\text{доп}}}{b \cdot 1} - \frac{M_{II}}{W} = \frac{324,86 + 19,2}{1,6} - \frac{5,6 \cdot 6}{1,6^2} = 201,91 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{\text{ср}} = 214,67 \text{ кПа} > R = 211,75 \text{ кПа.}$$

Условия не выполняются, необходимо увеличить ширину фундамента.

6.9. Увеличиваем ширину фундамента до 1,9 м. При этом дополнительная нагрузка от уширения составит

$$N_{\phi}^{\text{доп}} = 2 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 1 = 28,8 \text{ кН.}$$

6.10. Вычисляем расчетное сопротивление грунта

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 213,7 \text{ кПа.}$$

6.11. Проверяем краевые напряжения

$$P_{\text{max}} = \frac{324,86 + 28,8}{1,9} + \frac{5,6 \cdot 6}{1,9^2} = 199,26 \text{ кПа} < 1,2 R = 256,44 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min}} = 173,01 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{\text{ср}} = 185,83 \text{ кПа} < R = 213,7 \text{ кПа.}$$

Недогрузка основания фундамента составляет

$$\frac{R - P_{\text{ср}}}{R} \cdot 100\% = \frac{213,7 - 185,83}{213,7} \cdot 100\% = 13\% .$$

Окончательно принимаем ширину фундамента $b=1,9$ м (ширина банкет с каждой стороны по 0,45 м).

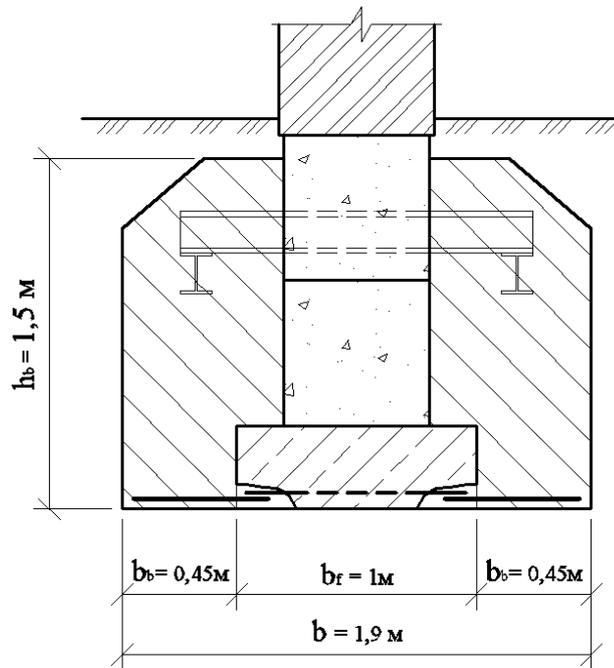


Рис.6.2. Конструкция уширения фундамента

6.12. Вычисляем расчетную дополнительную осадку фундамента S_{ad} после надстройки с учетом уширения подошвы фундамента и полную осадку с учетом надстройки S .

6.13. Проверяем выполнения условий:

$$S_{ad} \leq S_{ad,u}, \quad S \leq S_u^{max}$$

где $S_{ad,u}$ – предельная дополнительная деформация основания фундаментов реконструируемых сооружений по табл.П.6.2 и П.6.3 прил.6 (табл. Е.1. и Ж.1 СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*).

6.14. Определяем требуемый размер сечения разгружающей балки. Находим изгибающий момент в сечении, проходящем через поверхность контакта фундаментной стены с монолитным банкетом, принимая, что вся нагрузка от реакции основания под банкетами воспринимается балкой

$$M_{max} = P_{max} \cdot b_b \cdot [b_b / 2 + (b_f - t_\phi) / 2] = 199,26 \cdot 0,45(0,45 / 2 + (1 - 0,6) / 2) = 38,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Принимаем балку из прокатного двутавра. При этом требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{R_y} = \frac{3810}{23} = 165,7 \text{ см}^3.$$

По сортаменту (табл. П.4.2 прил. 4) выбираем I №20 ($W_x = 184 \text{ см}^3$) с шагом 1 м.

6.15. Проверяем бетон фундаментных блоков над разгружающей балкой на смятие (местное сжатие) по формуле:

$$N_c \leq \psi R_{b,loc} A_{b,loc},$$

где N_c – сжимающая сила от разгружающей балки;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона на смятие, $R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b$;

$A_{b,loc}$ – площадь смятия;

ψ – коэффициент полноты эпюры давления на кладку от местной нагрузки, при использовании жесткой разгружающей балки давление распределено по всей толщине фундамента, $\psi = 1$;

φ_b – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}},$$

но принимаемый не более 2,5 и не менее 1,0.

$A_{b,max}$ – расчетная площадь сечения, при площади смятия, включающей всю толщину стены, определяется по формуле $A = (b + 2h)h$; h – толщина стены фундамента, b – ширина местной нагрузки (двутавра).

$$A_{b,max} = (0,1 + 2 \cdot 0,6) \cdot 0,6 = 0,78 \text{ м}^2; \quad A_{b,loc} = 0,1 \cdot 0,6 = 0,06 \text{ м}^2.$$

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{0,78}{0,06}} = 2,88 > 2,5;$$

принимаем $\varphi_b = 2,5$.

$$R_b = 2,8 \text{ мПа} = 2800 \text{ кПа}; \quad R_{b,loc} = 2,5 \cdot 2800 = 7000 \text{ кПа}$$

$$N = P_{cp} \cdot b_b \cdot 2 = 185,83 \cdot 0,45 \cdot 2 = 167,25 \text{ кН} < \psi R_{b,loc} A_{b,loc} = 1 \cdot 7000 \cdot 0,06 = 420 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно прочность бетона фундамента на смятие над разгружающей балкой обеспечена.

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ

Расчетное сопротивление грунта с учетом уплотнения составляет:

$$R' = 27082 \text{ кПа.}$$

Давление под подошвой фундамента после реконструкции

$$P = 32486 \text{ кПа.}$$

7.1. Определяем нагрузку, передаваемую на буринъекционные сваи (на 1 п.м. длины фундамента)

$$N_{б.с.} = (P - R') b_f \gamma_f = (32486 - 27082) \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 64,85 \text{ кН/м;}$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

7.2. Выполняем усиление фундамента с помощью буринъекционных свай. Рекомендуемые диаметры свай при усилении: $\varnothing 100 \text{ мм}$, $\varnothing 150 \text{ мм}$, $\varnothing 200 \text{ мм}$ и $\varnothing 250 \text{ мм}$. Длина свай принимается от 3 до 20 м. Материал свай – мелкозернистый бетон класса В20. Буринъекционные сваи выполняются вертикальными, с обеих сторон фундамента.

Принимаем диаметр свай $\varnothing 150 \text{ мм}$, длину свай ниже подошвы фундамента $l = 5 \text{ м}$.

7.3. Определяем несущую способность одиночной сваи по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. П.3.4, прил. 3);

$\gamma_{cR} = 0,8$ – коэффициент условий работы для свай с опрессовкой, опирающихся на супеси (табл. П.3.3, прил. 3);

$\gamma_{cf} = 0,9$ (инъекция в сухие скважины);

$R = 725 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (табл. П.3.1, прил. 3), в случае опирания свай на песчаные грунты определяется по формуле:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h);$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. П.3.5 прил.3; γ'_1 – расчетное значение удельного веса грунта в основании сваи; γ_1 – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных выше нижнего конца сваи; d – диаметр сваи; h – глубина заложения нижнего конца сваи, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки;



Рис.7.1. Схема к расчету несущей способности свай

$A = 0,018 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения сваи;

$u = 0,47 \text{ м}$ – периметр сваи;

f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности свай (табл.П.3.2, прил. 3):

$$f_1 = 32,5 \text{ кПа}; \quad h_1 = 2 \text{ м};$$

$$f_2 = 39 \text{ кПа}; \quad h_2 = 2 \text{ м};$$

$$f_3 = 42,25 \text{ кПа}; \quad h_3 = 1 \text{ м}.$$

Тогда несущая способность сваи составит

$$F_d = 1 \cdot [0,8 \cdot 725 \cdot 0,018 + 0,47 \cdot 0,9(32,5 \cdot 2 + 39 \cdot 2 + 42,25 \cdot 1)] = 88,8 \text{ кН}.$$

7.4. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, при этом

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{88,8}{1,4} = 63,4 \text{ кН},$$

где $\gamma_n = 1,4$ – коэффициент надежности.

7.5. Определяем конструктивную схему сопряжения свай с существующим фундаментом. Выбираем схему с устройством монолитного ростверка из бетона класса В15.

7.6. Найдем требуемое количество свай на 1 п.м. усиленного фундамента:

$$n = (N_{\text{б.с.}} + h_p \cdot b_p \cdot \gamma_m \cdot \gamma_f) / N_D = (64,85 + 0,6 \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 1,1) / 63,4 = 1,34 \text{ шт.},$$

где h_p – высота ростверка, принимаем 0,6 м;

b_p – ширина ростверка без учета толщины стены, определяем как

$$b_p = b_f + 2 \cdot (a + d + c) - t_{\text{см}} = 1,0 + 2 \cdot (0,1 + 0,15 + 0,1) - 0,6 = 1,1 \text{ м}$$

Принимаем ширину ростверка 1,2 м, т.е. по 0,6 м с каждой стороны;

γ_m – удельный вес материала (железобетона) ростверка;

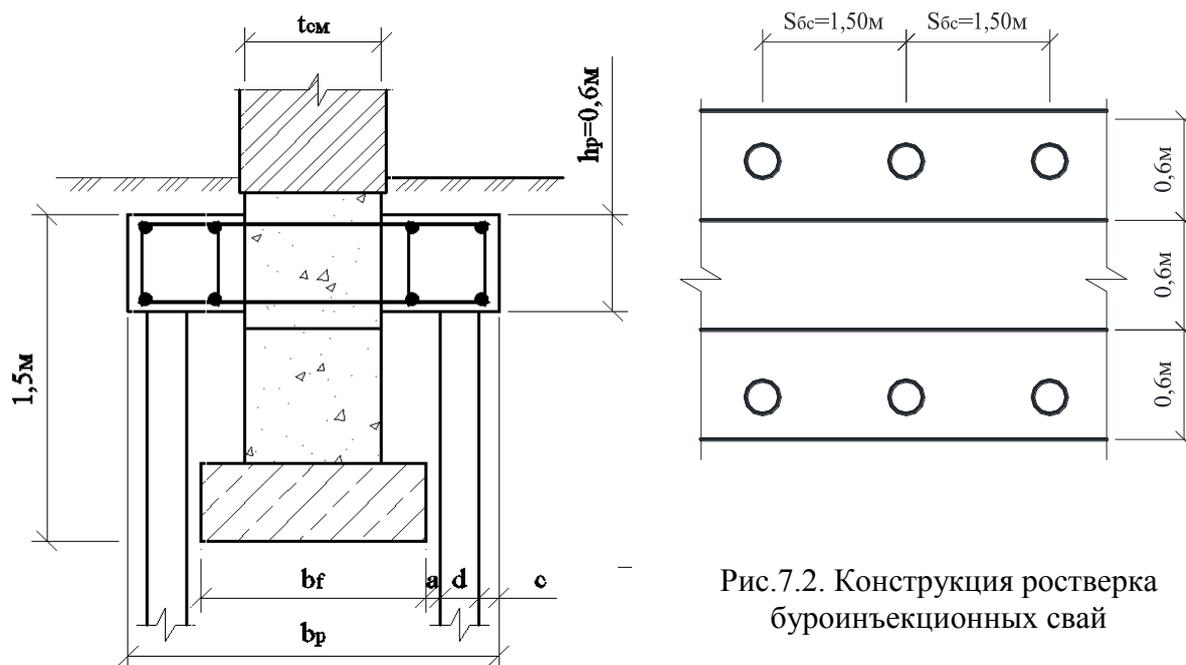


Рис.7.2. Конструкция ростверка буронабивных свай

7.7. Определяем шаг свай, учитывая, что подводка свай производится с обеих сторон (попарно)

$$S_{\text{б.с.}} = \frac{1}{n} \cdot 2 = \frac{1}{1,34} \cdot 2 = 1,49 \text{ м.} \quad \text{Принимаем шаг свай } 1,5 \text{ м.}$$

7.8. Выполняем проверку устойчивости свай исходя из условия $N_{cr} / N_D \geq 3$

$$N_{cr} = \frac{5,6 \cdot \gamma_0 \cdot E}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right],$$

где γ_0 – коэффициент влияния грунта на устойчивость, принимается равным 2;

l_0 – расчетная длина полуволны изгиба сваи $l_0 = 20d = 300 \text{ см} = 3 \text{ м}$;

I_b – момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,15^4}{64} = 0,00002485 \text{ м}^4 = 2485 \text{ см}^4;$$

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сваи

$$I_s = 4 \left[\frac{\pi d^4}{64} + A \cdot a^2 \right] = 4 \left(\frac{3,14 \cdot 0,014^4}{64} + 0,000154 \cdot 0,036^2 \right) = 8,1 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4 = 81 \text{ см}^4;$$

A – площадь сечения рабочей арматуры сваи;

d – диаметр арматуры;

a – расстояние до центра тяжести;

E – модуль упругости мелкозернистого бетона, $E = 22000 \text{ МПа}$;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;

δ_e – соотношение случайного эксцентриситета к диаметру свай

$$\delta_e = e_a / d = 0,03 / 0,15 = 0,20,$$

но принимается не менее, чем $\delta_{e,\text{min}}$

$$\delta_{e,\text{min}} = 0,5 - 0,01(l_0 / d) - 0,01R_b \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \cdot 20 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,197;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 22000 = 9,09;$$

$$N_{cr} = \frac{5,6 \cdot 2 \cdot 22000000}{3^2} \left[\frac{0,00002485}{0,9} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2} + 0,1 \right) + 9,09 \cdot 8,1 \cdot 10^{-7} \right] = 554,3 \text{ кН.}$$

$$N_{cr} / N_D = 554,3 / 63,4 = 8,74 > 3.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость свай обеспечена.

7.9. Производим расчет поперечной растянутой арматуры, соединяющий ростверк с существующим фундаментом (как правило, шаг поперечной арматуры принимается 400-600 мм, диаметр 20 – 32 мм).

Находим изгибающий момент в сечении, проходящем через поверхность контакта стены фундамента с монолитным ростверком, от реакции буринъекционной сваи:

$$M_{\max} = N_{\text{б.с.}} \cdot (b_p / 2 - d / 2 - c) \cdot 1,2 = 64,85 \cdot (0,6 - 0,075 - 0,1) \cdot 1,2 = 33,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем требуемую площадь арматуры

$$A_{mp} = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{33,07}{0,9 \cdot 0,53 \cdot 350000} = 0,000198 \text{ м}^2 = 1,98 \text{ см}^2.$$

По табл. П.4.1 приложения 4 по конструктивным требованиям на 1 п.м. принимаем 2Ø20 А 400 ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) с шагом $S = 500 \text{ мм}$. Верхняя поперечная (сжатая) арматура принимается такая же. Верхнюю и нижнюю поперечную соединительную арматуру располагаем в шахматном порядке.

7.10. Производим расчет продольной рабочей арматуры ростверка. Железобетонный ростверк представляет собой неразрезную балку пролетом 1,5 м. Максимальный изгибающий момент в неразрезной балке можно определить по формуле (для крайнего пролета):

$$M = \frac{q \cdot l^2}{11} = \frac{42,33 \cdot 1,5^2}{11} = 8,66 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ где}$$

$$q = \frac{N_{\text{б.с.}}}{2} + h_p \cdot \frac{b_p}{2} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_f = \frac{64,85}{2} + 0,6 \cdot \frac{1,2}{2} \cdot 25 \cdot 1,1 = 42,33 \text{ кН/м}$$

Определяем требуемую площадь рабочей арматуры

$$A_{mp} = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{8,66}{0,9 \cdot 0,53 \cdot 350000} = 0,000052 \text{ м}^2 = 0,52 \text{ см}^2.$$

По табл. П.4.1 приложения 4 по конструктивным требованиям принимаем 2Ø10 А 400 ($A_s = 1,57 \text{ см}^2$).

7.11. Проверяем бетон стены фундамента над поперечными (соединительными) стержнями арматуры на смятие (местное сжатие) по формуле:

$$N_c \leq \psi R_{b,loc} A_{b,loc}$$

где N_c – сжимающая сила от соединительной арматуры;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона на смятие, $R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b$;

$A_{b,loc}$ – площадь смятия;

ψ – коэффициент полноты эпюры давления на кладку от местной нагрузки, при соединении ростверка с фундаментом с помощью арматурных стержней давление распределяется неравномерно, $\psi = 0,75$;

φ_b – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}},$$

но принимаемый не более 2,5 и не менее 1,0.

$A_{b,max}$ – расчетная площадь сечения, при площади смятия, включающей всю толщину стены, определяется по формуле $A = (b + 2h)h$; h – толщина стены фундамента, b – ширина местной нагрузки (диаметр стержней арматуры).

$$A_{b,max} = (0,02 + 2 \cdot 0,6) \cdot 0,6 = 0,73 \text{ м}^2; \quad A_{b,loc} = 0,02 \cdot 0,6 = 0,012 \text{ м}^2.$$

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{0,73}{0,012}} = 6,24 > 2,5;$$

принимаем $\varphi_b = 2,5$.

$$R_b = 2,8 \text{ мПа} = 2800 \text{ кПа}; \quad R_{b,loc} = 2,5 \cdot 2800 = 7000 \text{ кПа}$$

$$N = N_{\bar{o}.c.}/n = 64,85/4 = 16,21 \text{ кН} < \psi R_{b,loc} A_{b,loc} = 0,75 \cdot 7000 \cdot 0,012 = 63 \text{ кН},$$

где n – количество соединительных стержней на 1 п. м.

Условие выполняется, следовательно прочность бетона фундамента на смятие над соединительными арматурными стержнями обеспечена.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Минрегион России. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2011. – 96с.
2. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. Минрегион России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2011. – 164с.
3. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты». Актуализированная редакция "СНиП 2.02.03-85 ". Минрегион России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2011. – 67с.
4. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения". Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Минрегион России. – М.: ГУП НИИЖБ, 2012. – 161с.
5. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
6. Рекомендации по применению буринъекционных свай / Госстрой России/ ГУП НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. М.: - 2001.
7. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. специальностей вузов. -3-е изд., стер: – М.: Высш. шк., 1999: – 319с.
8. Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб.пособие для строит. спец. вузов/ С.Б.Ухов, В.В.Семенов, В.В.Знаменский/. – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.
9. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд. перераб. и доп.– Л.: Стройиздат, 1988. – 415с.; ил.
10. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: 2-е изд. перераб. и доп./ Под общей ред. В.А.Ильичева и Р.А.Мангушева. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 1040 с.
11. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий: 5-е изд. перераб. и доп.– М.: Издательство АСВ, 2011. – 384 с.
12. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий: – Томск: STT, 2004. – 476 с.
13. Симагин В.Г., Коновалов П.А. Основания и фундаменты зданий после перерыва в строительстве: Учеб. Пособие. – М.: Издательство АСВ, 2004.-224 с.: ил.

Приложение 1

Таблица П.1.1

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Виды грунтов	Коэф- фициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для		
		многоэтажных зданий при отношении их дли- ны к высоте L/H , равном		одноэтажных каркасных про- мышленных зданий
		4 и более	1,5 и менее	
Пески крупные и средней круп- ности	1,40	1,2	1,4	1,0
Пески мелкие	1,30	1,1	1,3	1,0
Пески пылеватые:				
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2	1,0
насыщенные водой	1,10	1,0	1,2	1,0
Супеси, суглинки и глины при показателе текучести $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1	1,0
То же, при $0,25 < J_L \leq 0,5$	1,20	1,0	1,1	1,0
То же, при $J_L > 0,5$	1,10	1,0	1,0	1,0

Примечание – При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции

Таблица П.1.2

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

Угол φ , град.	Коэффициенты			Угол φ , град.	Коэффициенты			Угол φ , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	16	0,36	2,43	4,99	32	1,34	6,34	8,55
1	0,01	1,06	3,23	17	0,39	2,57	5,15	33	1,44	6,76	8,88
2	0,03	1,12	3,32	18	0,43	2,73	5,31	34	1,55	7,22	9,22
3	0,04	1,18	3,41	19	0,47	2,89	5,48	35	1,68	7,71	9,58
4	0,06	1,25	3,51	20	0,51	3,05	5,66	36	1,81	8,24	9,97
5	0,08	1,32	3,61	21	0,56	3,24	5,84	37	1,95	8,81	10,37
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	5,04	38	2,11	9,44	10,80
7	0,12	1,47	3,82	23	0,69	3,65	6,24	39	2,28	10,11	11,25
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,45	40	2,46	10,85	11,73
9	0,16	1,64	4,05	25	0,78	4,11	6,67	41	2,66	11,64	12,24
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90	42	2,88	12,51	12,79
11	0,21	1,83	4,29	27	0,91	4,64	7,14	43	3,12	13,46	13,37
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40	44	3,38	14,50	13,98
13	0,26	2,05	4,55	29	1,06	5,25	7,67	45	3,66	15,64	14,64
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95				
15	0,32	2,30	4,84	31	1,24	5,95	8,24				

Приложение 2

Таблица П.2.1

Значение коэффициента m_s

Отношение $(P_0/R) \cdot 100\%$	Значение коэффициента m_s
> 80	1,3
80 – 70	1,15
< 70	1,0

Примечание – P_0 – среднее давление по подошве фундамента до реконструкции; R – расчетное сопротивление грунта основания без учета уплотнения

Таблица П.2.2

Значения коэффициента k_s

Грунты оснований	Значения коэффициента k_s при $(S_R/S_{ult}) \cdot 100\%$	
	≤ 20	≥ 70
Пески крупные и средней крупности	1,4	1,0
Пески мелкие	1,2	1,0
Пески пылеватые	1,1	1,0
Пылевато-глинистые грунты: $J_L \leq 0$	1,2	1,0
$0 < J_L \leq 0,5$ (при сроке эксплуатации более 15 лет)	1,1	1,0

Примечания: 1. Для промежуточных значений $(S_R/S_{ult}) \cdot 100\%$ коэффициент принимается по интерполяции. 2. S_R – величина осадки при давлении по подошве, равном значению R , а S_{ult} – средняя предельная осадка для данного вида здания (по СНиП 2.02.01-83).

Приложение 3

Таблица П.3.1

Расчетное сопротивление R

Глубина заложения нижнего конца сваи h , м	Расчетное сопротивление R , кПа (тс/м ²), под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном при пылевато-глинистых грунтах, за исключением лессовых, с показателем текучести I_L равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850(85)	750(75)	650(65)	500(50)	400(40)	300(30)	250(25)
5	1000(100)	850(85)	750(75)	650(65)	500(50)	400(40)	350(35)
7	1150(115)	1000(100)	850(85)	750(75)	600(60)	500(50)	450(45)
10	1350(135)	1200(120)	1050(105)	950(95)	800(80)	700(70)	600(60)
12	1550(155)	1400(140)	1250(125)	1100(110)	950(95)	800(80)	700(70)
15	1800(180)	1650(165)	1500(150)	1300(130)	1100(110)	1000(100)	800(80)
18	2100(210)	1900(190)	1700(170)	1500(150)	1300(130)	1150(115)	950(95)
20	2300(230)	2100(210)	1900(190)	1650(165)	1450(145)	1250(125)	1050(105)
30	3300(330)	3000(300)	2600(260)	2300(230)	2000(200)	-	-
40	4500(450)	4000(400)	3500(350)	3000(300)	2500(250)	-	-

Примечание – Для свайных фундаментов опор мостов значения, приведенные в данной таблице, следует:

а) повышать (при расположении опор в водоеме) на величину, равную $1,5\gamma_w h_w$, где γ_w – удельный вес воды – 10 кН/м³; h_w – глубина слоя воды в водоеме от ее уровня при расчетном паводке до уровня дна водоема, а при возможности размыва - до уровня дна после общего размыва;

б) понижать при коэффициенте пористости грунта $e > 0,6$ и $m = 0,6$ при $e = 1,1$.

Таблица П.3.2

Расчетное сопротивление f

Средняя глубина распо- ложения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мел- ких	пы- лева- тых	–	–	–	–	–	–
	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	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

2. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице при любых значениях показателя текучести.

Таблица П.3.3

Коэффициенты условий работы γ_{CR}

Виды свай	Тип грунта в пяте свай			
	Пески	Супеси	Суглинки	Глины
Буровые без опрессовки	0,7	0,7	0,7	0,8
Буровые с опрессовкой че- рез устье	0,8	0,8	0,8	0,8
Сваи СТЮЗ	0,9	0,9	0,9	0,8

Таблица П.3.4

Коэффициенты условий работы γ_{cf}

Виды свай	Тип грунтов прорезаемых свай			
	Пески	Супеси	Суглинки	Глины
Устраиваемые инъекцией раствора в сухие пробуренные скважины	–	0,9	0,9	0,9
Изготовленные проходными шнеками с опрессовкой давлением 0,2 - 0,4МПа (СТЮЗ)	1,0	1,0	0,9	0,9
Изготовленные под защитой бентонитового раствора с опрессовкой давлением 0,2 – 0,4 МПа	0,9	0,8	0,8	0,8

Таблица П.3.5

Коэффициенты α_1 , α_2 , α_3 и α_4

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ_b , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d равном, м:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,68	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при d , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примечание. Для промежуточных значений φ_b , h/d и d значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 и α_4 определяются интерполяцией

Таблица ПЗ.6

$\xi=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	Прямоугольных с соотношением сторон равным $\eta=l/b$						ленточных ($\eta>10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,128	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания: 1. Здесь l – длина фундамента, b – ширина (диаметр) фундамента.
2. Для фундаментов с подошвой в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

Приложение 4

Таблица П.4.1

Сортамент арматуры (ГОСТ 5781-82)

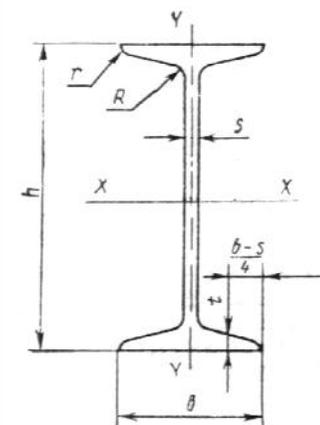
Номиналь- ный диа- метр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретиче- ская масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I	А-II	А-III	Ат- IIIС	Вр-I
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	-	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	-	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	-	-

Примечание. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Таблица П.4.2

Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент (ГОСТ 8239-89)

Номер дву- тавра	Размеры				Площадь попереч- ного сече- ния, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>			X – X			Y – Y			
							<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_y</i> , см ⁴	<i>W_y</i> , см ³	<i>i_y</i> , см	
	мм												
10	100	55	4,5	7,2	12,0	9,46	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22	
12	120	64	4,8	7,3	14,7	11,50	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38	
14	140	73	4,9	7,5	17,4	13,70	572	81,7	5,73	41,9	11,50	1,55	
16	160	81	5,0	7,8	20,2	15,90	873	109,0	6,57	58,6	14,50	1,70	
18	180	90	5,1	8,1	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	82,6	18,40	1,88	
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	115,0	23,10	2,07	
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	157,0	28,60	2,27	
24	240	115	5,6	9,5	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	198,0	34,50	2,37	
27	270	125	6,0	9,8	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	260,0	41,50	2,54	
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	337,0	49,90	2,69	
33	330	140	7,0	11,2	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	419,0	59,90	2,79	
36	360	145	7,5	12,3	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	516,0	71,10	2,89	
40	400	155	8,3	13,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	667,0	86,10	3,03	
45	450	160	9,0	14,2	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	808,0	101,00	3,09	
50	500	170	10,0	15,2	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	1043,0	123,00	3,23	
55	550	180	11,0	16,5	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1356,0	151,00	3,39	
60	600	190	12,0	17,8	138,0	108,0	76806	2560,0	23,60	1725,0	182,00	3,54	



Приложение 5

Таблица П.5.1

Расчетное сопротивление $R_{кирп.}$

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 - 150 мм на тяжелых растворах									
	при марке раствора								при марке раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечание

Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 - для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 - для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества - растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Расчетное сопротивление $R_{\text{бут}}$.

Марка рваного бутового камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию бутовой кладки из рваного бута							
	при марке раствора						при марке раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	2,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	-	-	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	-	-	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	-	-	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примечания: 1. Приведенные в табл. 5.2 расчетные сопротивления для бутовой кладки даны в возрасте 3 мес. для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дн. Для кладки в возрасте 28 дн. расчетные сопротивления, приведенные в табл. 5.2 для растворов марки 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8.

2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, принятые в табл. 5.2 следует умножать на коэффициент 1,5.

3. Расчетные сопротивления бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом - на 0,1 МПа, при кладке в траншеях «враспор» с нетронутым грунтом и при надстройках - на 0,2 МПа.

Приложение 6

Таблица П.6.1 (начало)

Предельные деформации основания фундаментов
объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фунда- ментов		
	Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _u	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u .осадка, см
1	2	3	4
1. Производственные и гражданские одно- этажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	10
то же, с устройством железобетонных по- ясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003		15
стальным	0,004	-	15
то же, с устройством железобетонных по- ясов или монолитных перекрытия	0,005	-	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях ко- торых не возникают усилия от неравномер- ных осадок	0,006	-	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с не- сущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	-	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020		12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024		18
4. Сооружения элеваторов из железобетон- ных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус моно- литной конструкции на одной фундамент- ной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус мо- нолитной конструкции	"	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
5. Дымовые трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в позициях 4 и 5	-	0,004	20

Таблица П.6.1 (окончание)

1	2	3	4
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	-	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	-	-
специальные переходные	0,002	-	-
<p>Примечания</p> <p>1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{\max} применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).</p> <p>2. Значение предельной средней осадки \bar{s}_u основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т.п.).</p> <p>3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, принимают равными $0,5(As/L)_u$, а относительного выгиба - $0,25(\Delta s/L)_u$</p> <p>4. При определении относительной разности осадок $(\Delta s/L)$ в позиции 8 таблицы Д.1 за L принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.</p> <p>5. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.</p> <p>6. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную разность осадок в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере $0,25(\Delta s/L)_u$</p> <p>7. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания фундаментов, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.</p>			

Категории технического состояния существующих сооружений

Категория состояния сооружения	Характеристика состояния сооружения
I - нормальное	Выполняются требования норм и проектной документации по условиям эксплуатации. Необходимость ремонтных работ отсутствует
II - удовлетворительное	С учетом фактических свойств материалов удовлетворяются требования норм, относящиеся к предельным состояниям I группы; требования, относящиеся к предельным состояниям II группы, могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется текущий ремонт с устранением локальных повреждений без усиления конструкций
III - неудовлетворительное	Нарушены требования норм, но отсутствуют опасность обрушения и угроза безопасности людей. Требуется усиление и восстановление несущей способности поврежденных конструкций
IV - предаварийное или аварийное	Существующие повреждения свидетельствуют о непригодности конструкций к эксплуатации, об опасности их обрушения и опасности пребывания людей в зоне расположения конструкций
<p>Примечания</p> <p>1 Категория технического состояния устанавливается по результатам технического обследования строительных конструкций сооружения, в том числе фундаментов, включая исследования грунтов основания, подстилающих фундаменты.</p> <p>2 При соответствующем обосновании категория технического состояния реконструируемой сооружения или сооружения, расположенного в зоне влияния нового строительства или реконструкции, может быть повышена, если проектом реконструкции или проектом защитных мероприятий (для окружающей застройки) предусмотрено выполнение работ по усилению фундаментов и надземной части сооружения, связанных в том числе с увеличением его жесткости.</p> <p>3 Категория технического состояния одноэтажных и многоэтажных зданий исторической застройки или памятников истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования не может быть установлена (повышена) выше категории II - удовлетворительная. К исторической застройке относятся здания с указанной конструктивной схемой при сроке их эксплуатации более 100 лет.</p> <p>4 Результаты технического обследования сооружений допускается использовать при сроке давности выполнения технического обследования, не превышающем 3 года для сооружений со следующими категориями технического состояния: I - нормальное и II - удовлетворительное и не превышающем 1,5 года для сооружений со следующими категориями технического состояния: III - неудовлетворительное и IV - предаварийное или аварийное.</p>	

**Предельные дополнительные деформации основания фундаментов
реконструируемых сооружений**

Сооружения	Категории технического состояния зданий	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
		Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Максимальная осадка $s_{ad,u}^{\max}$, см
1. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из крупных панелей	I	0,0020	4,0
	II	0,0010	3,0
	III	0,0007	2,0
2. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	0,003	4,0
	II	0,0015	3,0
	III	0,001	2,0
3. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из кирпича или крупных блоков с армированием или железобетонными поясами	I	0,0035	5,0
	II	0,0018	4,0
	III	0,0012	3,0
4. Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	-	-
	II	0,0009	1,5
	III	0,0007	1,0
<p>Примечания</p> <p>1. $s_{ad,u}^{\max}$ - значение предельной дополнительной максимальной осадки основания отдельно стоящих фундаментов реконструируемого сооружения на естественном основании или свайных ростверком, в том числе при усилении основания и фундаментов.</p> <p>2. При подведении сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты под реконструируемое сооружение допускается принимать значения предельных дополнительных средних осадок $\bar{s}_{ad,u}$ равными $s_{ad,u}^{\max}$.</p> <p>3 Для сооружений с категорией технического состояния IV - предаварийное или аварийное дополнительные деформации основания фундаментов не допускаются.</p>			

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ

к практическим занятиям по разделу «Усиление фундаментов»
дисциплины «Спецкурс по проектированию оснований и фундаментов»
для студентов всех форм обучения по направлению подготовки 08.03.01
«Строительство», направленность (профиль)
«Промышленное и гражданское строительство»

Составители: Илдус Фатихович ШАКИРОВ
Даниль Ринафович САФИН

Редактор:

Издательство

Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

Заказ №

Бумага тип №1

Печать ризографическая

Тираж 50 экз.

Формат 60×84/16

Усл.-печ.л. 2,56

Учетн.-изд.л. 2,56

Отпечатано в полиграфическом секторе

Издательства КГАСУ

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1.