

Казанский государственный
архитектурно-строительный университет

А.А. Воронов, И.Т. Мирсяпов

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Учебное пособие.

Расчет фундаментов мелкого заложения.

**Для выполнения РГР, КР, КП и ВКР студентами очной и
заочной форм обучения всех строительных специальностей**

Казань
2015

Авторы: А.А.Воронов, И.Т.Мирсяпов

УДК 624.15

ББК 38.58

В 75

А.А. Воронов, И.Т. Мирсяпов

Расчет фундаментов мелкого заложения : Учебное пособие. –
Казань, КГАСУ, 2015. – 93 с.

ISBN 5-7829-0128-4

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

Табл.8; ил.37; библиограф. 14 наим.

Учебное пособие содержит пример расчета для выполнения РГР, КР, КП
и ВКР студентами очной и заочной форм обучения всех строительных
специальностей

В данном учебном пособии подробно рассмотрен пример решения
типового фундамента и вопросы, которые наиболее часто встречаются и,
как показала практика приёма и защиты курсовых проектов, наиболее
сложны для студентов.

Рецензенты: Доцент кафедры ОФДС и ИГ ФГБОУ ВО КГАСУ,

технический директор НППФ «Фундаментспецремонт»
г. Казани Шакиров И.Ф.,

доктор технических наук, доцент кафедры ОФДС и
ИГ, КГАСУ, зам. директор по научной работе фирмы
«Татинвестгражданпроект» г.Казани Абдрахманов И.С.

УДК 624.15

ББК 38.58

ISBN 5-7829-0128-4 © Казанский государственный архитектурно-
строительный университет, 2015
© А.А. Воронов, И.Т. Мирсяпов, 2015

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	5
ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ	5
1. ПРИВЯЗКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ К СУЩЕСТВУЮЩЕМУ РЕЛЬЕФУ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	9
2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛО- ГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА	10
2.1. Общие положения	10
2.2. Классификация грунтов	10
3. ПОСТРОЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЕЗОВ.....	15
4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ I-I (А-7)	17
4.1. Общие положения	17
4.2. Определение высоты фундамента	18
4.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям	18
4.2.2. Определение расчётной высоты фундамента.....	18
4.3. Определение глубины заложения фундамента	19
4.4. Определение размеров подошвы фундамента.....	20
4.5. Вычисление вероятной осадки фундамента	25
4.6. Расчет тела фундамента	29
4.6.1. Конструирование фундамента	29
4.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание	31
4.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание	31
4.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание	32
4.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание	34
4.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие	35
4.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе	36
4.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента..	36
4.6.7. Расчет подколонника фундамента	39
4.6.7.1. Конструирование подколонника	39
4.6.7.2. Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям.....	40
4.6.7.3. Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям.....	43

5. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ II-II (B-2)	44
5.1. Общие положения	44
5.2. Определение высоты фундамента	44
5.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям ...	44
5.2.2. Определение расчетной высоты фундамента.	44
5.3. Определение глубины заложения фундамента	45
5.4. Определение размеров подошвы фундамента.....	46
5.5. Вычисление вероятной осадки фундамента	49
5.6. Расчет тела фундамента.	54
5.6.1. Конструирование фундамента	54
5.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание	56
5.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание	56
5.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание	57
5.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание	57
5.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие	58
5.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе	59
5.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента. .	59
5.6.7. Расчет подколонника фундамента.	63
5.6.7.1. Конструирование подколонника	63
5.6.7.2. Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям.....	63
5.6.7.3. Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям.	65
ЛИТЕРАТУРА	67
<i>Приложение 1</i> Классификационные признаки грунтов.	68
<i>Приложение 2</i> Расчетные сопротивления грунтов.	70
<i>Приложение 3</i> Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов	73
<i>Приложение 4</i> Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}	75
Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c	75
<i>Приложение 5</i> Коэффициент α при определении осадки.	76
<i>Приложение 6</i> Коэффициенты условий работы грунта γ_{cR} и γ_{cf} при расчете несущей способности свай.	77
Расчетное сопротивление R	78
Расчетное сопротивление f	79
<i>Приложение 7</i> Предельные деформации основания.	80
<i>Приложение 8</i> Нормативные и расчётные сопротивления, модули упругости бетона, стержневой и проволочной арматуры	82
<i>Приложение 9</i> Сортамент стержневой и проволочной арматуры	93
<i>Приложение 10</i> Маркировка вязальных свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой	100
<i>Приложение 11</i> Образцы оформления листов пояснительной записки	99
<i>Приложение 12</i> Спецификация арматурных изделий	101
<i>Приложение 13</i> Основные принятые буквенные обозначения	102

ВВЕДЕНИЕ

Целью настоящих учебного пособия является оказание методологической помощи студенту при выполнении им курсового проекта.

Целью данного вида самостоятельной работы является: для заданных конструкций здания и грунтовых условий площадки строительства на основании вариантного подхода запроектировать (рассчитать, сконструировать и вычертить) оптимальный тип фундаментов в двух расчетных сечениях, указанных руководителем .

Под вариантным подходом подразумевается выбор двух типов фундаментов (фундамент мелкого заложения ФМЗ), приемлемых в заданных грунтовых условиях, определение их основных параметров (габариты, число свай в кусте и т.д.) .

В случае, если в верхних слоях залегают слабые грунты, которые не могут служить естественным основанием для ФМЗ (глинистые грунты в текучем состоянии, рыхлые пески, чернозем, торфяные прослойки и т.п.), необходимо эти слабые грунты, по согласованию с руководителем, заменить на другие слои из этого же задания, но с более лучшими прочностными характеристиками, или провести искусственное изменение физико-механических свойств грунтов основания (уплотнение, предварительное замачивание, устройство грунтовых свай и т.д.).

ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Студент получает задание на проектирование, которое включает:

1. Бланк задания к курсовому проекту с исходными данными для проектирования, состав задания, график выполнения курсового проекта, список рекомендуемой литературы.

2. Бланк грунтовых условий площадки строительства, включающий схему расположения геологических выработок, геологические колонки и физико-механические характеристики грунтов (образец бланка представлен на с. 6 настоящего учебного пособия).

3. Бланк с исходными данными о сооружении (план, разрез, фасад), характеристиками конструкций, материалов, наличии подвалов и т.п. (образец бланка представлен на с. 8 настоящего учебного пособия).

ТАБЛИЦА
нормативных значений физико-механических характеристик грунтов
площадки строительства № 47

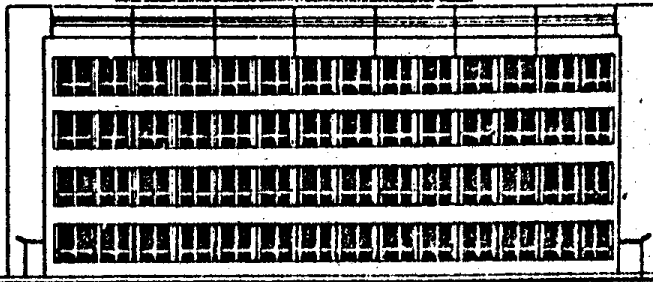
№ п/ п	Наименование характеристики	Обоз наче ние	Разм ерно сть	Значения характеристик для					
				ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4	ИГЭ-5	
1.	Плотность	ρ	г/см ³	1,75	2,0	1,86	1,95	2,0	
	Показатель точности	$\rho_{\alpha I}$	–	0,08	0,07	0,05	0,06	0,05	
		$\rho_{\alpha II}$	–	0,04	0,03	0,03	0,02	0,03	
2.	Плотность частиц	ρ_s	г/см ³	2,64	2,68	2,65	2,65	2,68	
3.	Влажность природная	W	%	24	20	17	26	25	
4.	Содержание фракций:	–	%						
	> 2 мм			–	–	–	2	–	
	2 ÷ 0,5 мм			–	2	24	5	1	
	0,5 ÷ 0,25 мм			7	6	28	21	3	
	0,25 ÷ 0,1 мм			13	15	25	33	7	
	0,1 ÷ 0,05 мм			15	20	13	30	20	
	0,05 ÷ 0,005 мм < 0,005 мм			45 20	50 7	8 2	8 1	36 33	
5.	Влажность на границе текучности	W_L	%	35	24	–	–	44	
6.	Влажность на границе раскатывания	W_P	%	20	18	–	–	21	
7.	Угол внутреннего трения	φ	град.	23/18	23	37	28	23	
	Показатель точности	$\rho_{\alpha I}$	–	0,35	0,3	0,31	0,25	0,4	
		$\rho_{\alpha II}$	–	0,25	0,22	0,22	0,15	0,25	
8.	Удельное сцепление	c_{II}	кПа	30/4	10	1	2	28	
	Показатель точности	$\rho_{\alpha I}$	–	0,35	0,3	0,31	0,25	0,4	
		$\rho_{\alpha II}$	–	0,25	0,22	0,22	0,15	0,25	
9.	Коэффициент фильтрации	k_{ϕ}	$\frac{\text{см}}{\text{сек}}$	$8 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-4}$	
10.	Относительное содержание органического вещества	$I_{оп}$	–	0,02	–	–	–	–	
11.	Относительная деформация просадочности при давлении: 100 кПа	ε_{sl}	–	0,027	0,008	–	–	–	
				200 кПа	0,038	0,009	–	–	–
				300 кПа	0,042	0,009	–	–	–
12.	Начальное просадочное давление	P_{sl}	кПа	75	–	–	–	–	
13.	Относительная деформация набухания без нагрузки	ε_{sw}	–	0,01	0,015	–	–	0,03	
14.	Модуль деформации	E_0	МПа	12/9	20	30	15	25	
15.	Относительная деформация пучения	ε_{fh}	–	0,065	0,036	–	–	0,048	

Примечание: в знаменателе указаны характеристики грунта в водонасыщенном состоянии.

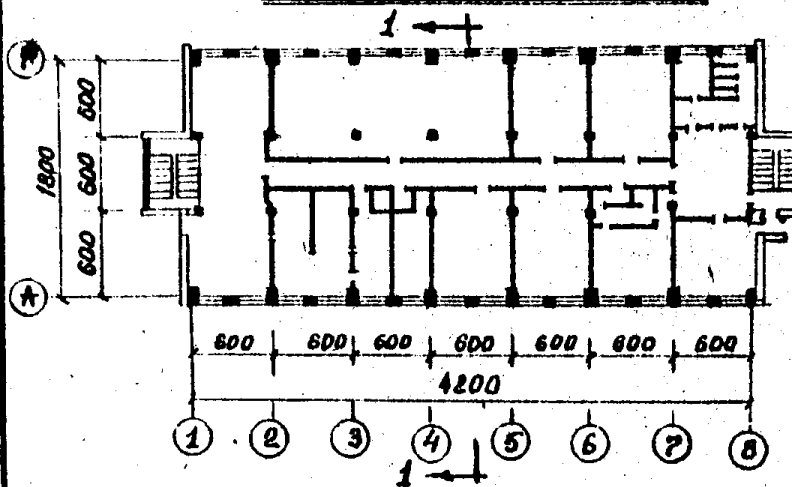
ЛАБОРАТОРНЫЙ КОРПУС

№ 14

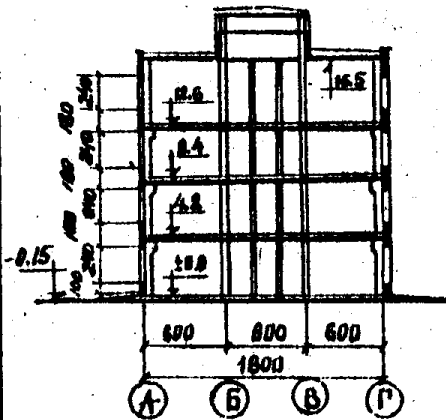
ФАСАД 1-8



ПЛАН 1^{го} ЭТАЖА



РАЗРЕЗ 1-1



ВАРИАНТ А

1. Стены из утепленных ж.б. панелей толщ. 30 см $\delta_0 = 1.2 \text{ м}^2$
2. В осях А-В в-в стальной поперек $h = 2.0 \text{ м}$
3. Число этажей - 4

ВАРИАНТ Б

1. Стены из газобетонных панелей толщ. 24 см $\delta_0 = 0.9 \text{ м}^2$
2. Число этажей - 6

1. ПРИВЯЗКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ К СУЩЕСТВУЮЩЕМУ РЕЛЬЕФУ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Согласно с. 5-7 [15], привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки осуществляется в два этапа:

Первый этап – **горизонтальная привязка** – контур здания в масштабе наносится на инженерно-топографический план строительной площадки таким образом, чтобы выработки, обозначенные на плане, находились, по возможности, внутри контура здания или вблизи от него.

Второй этап – **вертикальная привязка** – определение планировочных отметок углов строительной площадки, “чёрных” и “красных” отметок углов здания и “нулевой” отметки здания, соответствующей уровню чистого пола 1-ого этажа.

Природный рельеф строительной площадки с размерами в плане $AB \times CD = 56,6 \times 30$ м (рис. 1.1), имеет возвышенность (холм) с абсолютной отметкой от уровня Балтийского моря, равной 160,00 м. Незначительный перепад высот по абсолютным отметкам в пределах длины здания, который составил $160,00 - 159,40 = 0,60$ м, свидетельствует о том, что природный рельеф строительной площадки относительно “спокойный”. Принимаем решение “сгладить” существующий природный рельеф в пределах контура здания срезкой холма, принимая рельеф с постоянной отметкой, т.е. горизонтальным.

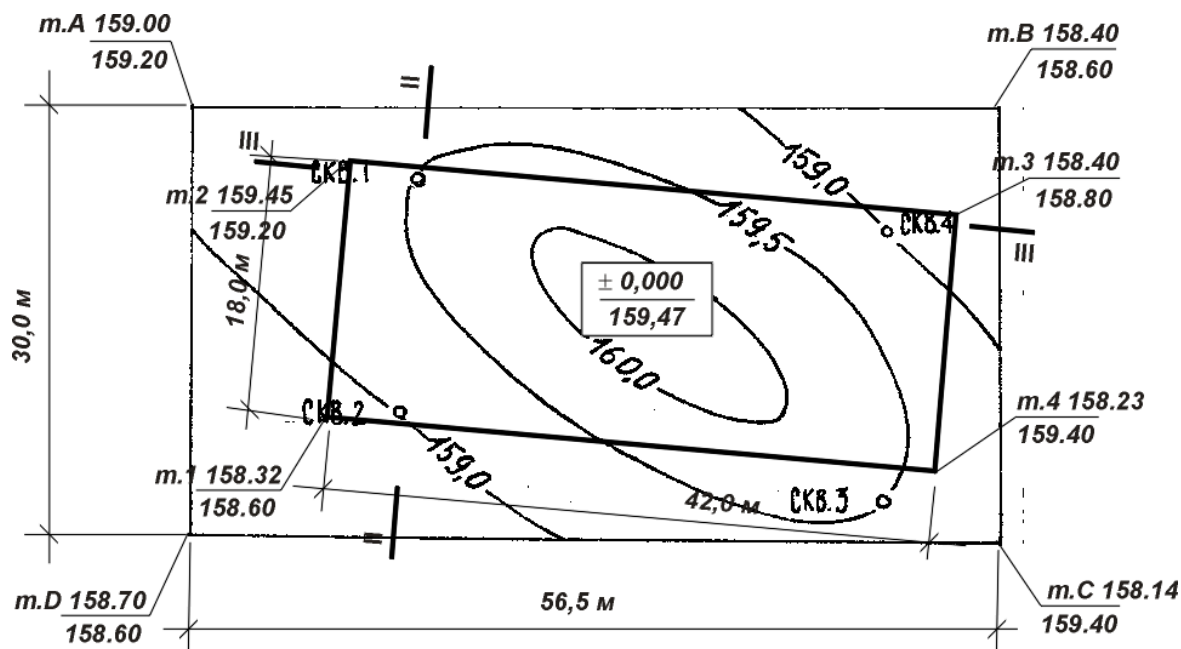


Рис. 1.1. К определению вертикальной привязки проектируемого здания лабораторного корпуса

Абсолютную отметку планировочной поверхности принимаем равной 159,00 м. Тогда проектные “красные” отметки проектного рельефа углов

строительной площадки и углов контура проектируемого здания будут иметь аналогичную отметку – 159,50 м.

Полученные проектные “красные” высотные отметки проставляем в числителе выносных полков, в знаменателе – “чёрные” высотные отметки существующего природного рельефа строительной площадки.

Теперь назначаем абсолютную отметку $\pm 0,000$, соответствующую уровню чистого пола 1-го этажа проектируемого здания. Для этого максимальная “красная” отметка угла проектируемого здания складывается с высотой проектного цоколя $h_{ц} = 0,15$ м (задаётся в каждом конкретном случае по бланку задания исходных данных о сооружении)

$$\pm 0,000 = 159,50 + 0,15 = 159,65 \text{ м.}$$

Нулевая и соответствующая ей абсолютная отметки проставляются внутри контура проектируемого здания, соответственно, в числителе и знаменателе выносной линии и очерчиваются прямоугольником (рис. 1.1).

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

2.1. Общие положения

Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства заключается в уточнении наименований каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ), представленного на бланке грунтовых условий площадки строительства (прочерки в таблице указывают на то, что эти показатели для данного типа грунта не определяются.), а также в определении производных и классификационных характеристик грунтов и начального расчетного сопротивления R_0 .

Расчет производится в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности земли по одной из четырех скважин (в нашем случае – это скважина № 3, т.к. расчетное сечение I-I (А-7) расположено близко к этой скважине).

2.2. Классификация грунтов

1. ИГЭ-1. Мощность слоя $h_1 = 4,0$ м. Проба взята с глубины $h_1' \approx h_1/2 \approx \approx 2,0$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести W_L и влажность на границе раскатывания W_P (соответственно, п.5 и 6 табл. № 47 значений физико-механических характеристик грунта).

1.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 35\% - 20\% = 15\%,$$

где W_L – влажность грунта ИГЭ-1 на границе текучести; $W_L = 35\%$ (п.5, табл. № 47); W_P – влажность грунта ИГЭ-1 на границе раскатывания; $W_P = 20\%$ (п.6, табл. № 47).

Так как $7\% < J_P = 15\% < 17\%$, то, согласно табл.1.8 [6]; табл.11 [7];

табл.1.4 [9]; с. 47 [11]; табл.1.1 [10] или прил. 1, табл.1.2 настоящего учебного пособия, грунт – **суглинок**.

1.2. Определяем разновидность грунта по консистенции по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{24 - 20}{15} = 0,27,$$

где W – природная влажность грунта ИГЭ-1, $W = 24\%$ (п.3, табл.№ 47).

Так как $0,25 < J_L = 0,27 < 0,5$, то, согласно табл.1.9 [6]; табл.13 [7]; табл.1.5 [9]; табл.7 [11]; с. 21 [10] или прил. 1, табл.1.3 настоящего учебного пособия, **суглинок тугопластичный**.

1.3. Определяем значение коэффициента пористости e^* :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,64}{1,75} \cdot (1 + 0,24) - 1 = 0,87,$$

где ρ_s – плотность твердых частиц грунта ИГЭ-1, $\rho_s = 2,64$ г/см³ (п.2, табл.№ 47); ρ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1, $\rho = 1,75$ г/см³ (п.1, табл.№ 47).

1.4. Определяем степень влажности S_r^* :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,64}{0,87 \cdot 1} = 0,73,$$

где ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1,0$ г/см³.

1.5. По относительным деформациям просадочности грунта ε_{sl} (п.11, табл. № 47) при $P = 300$ кПа, в зависимости от условия $\varepsilon_{sl} \leq 0,01$, определяем просадочность грунта. Так как $\varepsilon_{sl} = 0,042 > 0,01$, то, согласно прил. 1, табл.1.6 настоящего учебного пособия, **суглинок просадочный**.

1.6. Определяем плотность грунта в сухом состоянии ρ_d :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,75}{1 + 0,24} = 1,41 \text{ т/м}^3.$$

После определения производных и классификационных характеристик ИГЭ-1 по плотности грунта в сухом состоянии и наименованию грунта согласно прил. 3, табл.4 [1] или прил. 2, табл.2.4 настоящего учебного пособия, определяем его начальное расчетное сопротивление $R_0 \approx 227,77$ кПа.

ВЫВОД**: ИГЭ-1 – грунт – суглинок тугопластичный, просадочный с модулем деформации $E_0 = 12$ МПа (п.14, табл.№ 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 277,77$ кПа.

2. ИГЭ-2. Мощность слоя $h_2 = 2,0$ м. Проба взята с глубины

Примечания: * Здесь природная влажность грунта W в долях единиц.

** Вывод пишется после анализа каждого ИГЭ. В нем отражаются полученные классификационные характеристики грунта.

$h_2' \approx h_1 + h_2/2 \approx 4,0 + 2,0/2 \approx 5,0$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажности W_L и W_P (соответственно п.5 и 6 табл. № 47).

2.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 24\% - 18\% = 6\%,$$

где W_L – влажность грунта ИГЭ-2 на границе текучести, $W_L = 24\%$ (п.5, табл. № 47); W_P – влажность грунта ИГЭ-2 на границе раскатывания, $W_P = 28\%$ (п.6, табл. № 47).

Так как $0\% < J_P = 6\% < 7\%$, то, согласно прил. 1, табл.1.2 настоящего учебного пособия, грунт – **супесь**.

2.2. Определяем состояние грунта по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{20 - 18}{6} = 0,33,$$

где W – природная влажность грунта ИГЭ-2, $W = 20\%$ (п.3, табл. № 47).

Так как $0 < J_L = 0,33 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл.1.3 настоящего учебного пособия, **супесь пластичная**.

2.3. Определяем значение коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,68}{2,0} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,608,$$

где $\rho_s = 2,68$ г/см³ (п.2 табл. № 47); $\rho = 2,0$ г/см³ (п.1, табл. № 47); $W = 20\%$ (п.3, табл. № 47).

2.4. Определяем степень влажности S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,2 \cdot 2,68}{0,608 \cdot 1} = 0,882.$$

2.5. Так как $\varepsilon_{sl} = 0,009 < 0,01$, то, согласно прил. 1, табл.1.6 настоящего учебного пособия, **супесь непросадочная**.

Начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-2 согласно прил. 3, табл.3 [1] или прил. 2, табл.2.3 настоящего учебного пособия равно $R_0 \approx 264,00$ кПа.

ВЫВОД: ИГЭ-2 – грунт – супесь пластичная, непросадочная с модулем деформации $E_0 = 20$ МПа (п.14, табл. № 47) и начальным расчётным сопротивлением $R_0 \approx 264,00$ кПа.

$$h_3' \approx \sum_{i=1}^2 h_i +$$

3. ИГЭ-3. Мощность слоя $h_3 = 4,0$ м. Проба взята с глубины $+ h_3/2 \approx 4,0 + 2,0 + 4,0/2 \approx 8,0$ м. Грунт несвязный, т.к. влажности W_L и W_P отсутствуют (соответственно п.5 и 6 табл. № 47).

3.1. По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Для этого % содержания частиц исследуемого грунта (п.4, табл. № 47) последовательно суммируем до тех пор, пока не будет выполняться первое условие, удовлетворяющее показателю наименования:

$$\begin{array}{r} > 2 \text{ мм} & + & - \\ 2 \div 0,5 \text{ мм} & & 24\% \end{array}$$

$$0,5 \div 0,25 \text{ мм} \quad \frac{28\%}{\Sigma 52\%} > 50\%$$

Так как $50\% < 52\%$, то, согласно табл.1.1 [9] или прил. 1, табл.1.1 настоящего учебного пособия, грунт – **песок средней крупности**.

3.2. Определяем вид грунта по значению коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{1,86} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,667,$$

где $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ (п.2, табл. № 47); $\rho = 1,86 \text{ г/см}^3$ (п.1, табл. № 47); $W = 17\%$ (п.3, табл. № 47).

Так как $0,55 < e = 0,667 < 0,70$, то, согласно табл.1.3 [9] или прил. 1, табл.1.5 настоящего учебного пособия, **песок средней плотности**.

3.3. Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,17 \cdot 2,65}{0,667 \cdot 1} = 0,675.$$

Так как $0,5 < S_r = 0,675 \leq 0,8$, то, согласно прил. 1, табл.1.4 настоящих методических указаний, **песок влажный**.

По прил. 3, табл.2 [1] или прил. 2, табл.2.2 настоящего учебного пособия по виду грунта, плотности сложения и степени влажности определяем начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-3, $R_0 \approx 400,00 \text{ кПа}$.

ВЫВОД: ИГЭ-3 – грунт – песок средней крупности, средней плотности, влажный с модулем деформации $E_0 = 30 \text{ МПа}$ (п.14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 400,00 \text{ кПа}$.

4. ИГЭ-4. Мощность слоя $h_4 = 5,0 \text{ м}$. Проба взята с глубины $h_4' \approx \sum_{i=1}^3 h_i + h_4/2 \approx 4,0 + 2,0 + 4,0 + 5,0/2 \approx 12,5 \text{ м}$. Грунт несвязный, т.к. влажности W_L и W_P отсутствуют (соответственно п.5 и 6 табл. № 47).

4.1. По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Содержание частиц грунта ИГЭ-3 представлено в п.4, табл. № 47.

> 2 мм	+ 2%
2÷0,5 мм	5%
0,5÷0,25 мм	21%
0,25÷0,1 мм	33%
0,1÷0,05 мм	30%
	<hr style="width: 50%; margin: 0 auto;"/>
	$\Sigma 93\% > 75\%$

Так как $93\% > 75\%$, то, согласно прил. 1, табл.1.1 настоящего учебного пособия **песок пылеватый**.

4.2. Определяем вид грунта по коэффициенту пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{1,95} \cdot (1 + 0,26) - 1 = 0,71,$$

где $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ (п.2, табл.№ 47); $\rho = 1,95 \text{ г/см}^3$ (п.1, табл. № 47); $W = 26\%$ (п.3, табл. № 47).

Так как $0,60 < e = 0,71 < 0,80$, то, согласно прил. 1, табл.1.5 настоящего учебного пособия **песок средней плотности**.

4.3. Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,26 \cdot 2,65}{0,71 \cdot 1} = 0,97.$$

Так как $0,8 < S_r = 0,97 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл.1.4 настоящего учебного пособия, **песок насыщен водой**.

По прил. 3, табл.2 [1] или прил. 1, табл.1.7 настоящего учебного пособия, по виду грунта, плотности сложения и степени влажности определяем начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-4, $R_0 \approx 100,00$ кПа.

ВЫВОД: ИГЭ-4 – грунт – песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой с модулем деформации $E_0 = 15$ МПа (п.14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 100,00$ кПа.

5. ИГЭ-5. Мощность слоя $h_5 = 5,0$ м. Проба взята с глубины $h'_5 \approx \sum_{i=1}^4 h_i + h_5/2 \approx 4,0 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + 5,0/2 \approx 17,50$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажности W_L и W_P (соответственно п.5 и 6 табл. № 47).

5.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 44\% - 21\% = 23\%,$$

где W_L – влажность грунта ИГЭ-5 на границе текучести, $W_L = 44\%$ (п.5, табл. № 47); W_P – влажность грунта ИГЭ-5 на границе раскатывания, $W_P = 21\%$ (п.6, табл. № 47).

Так как $J_P = 23\% > 17\%$, то, согласно прил. 1, табл.1.2 настоящего учебного пособия, грунт – **глина**.

5.2. Определяем состояние грунта по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{25 - 21}{23} = 0,17,$$

где W – природная влажность грунта ИГЭ-5, $W = 25\%$ (п.3, табл. № 47).

Так как $0 < J_L = 0,17 < 0,25$, то, согласно прил. 1, табл.1.3 настоящего учебного пособия, **глина полутвердая**.

5.3. Определяем значение коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,68}{2,0} \cdot (1 + 0,25) - 1 = 0,675,$$

где $\rho_s = 2,68 \text{ г/см}^3$ (п.2, табл. № 47); $\rho = 2,0 \text{ г/см}^3$ (п.1, табл. № 47); $W = 25\%$ (п.3, табл. № 47).

5.4. Определяем степень влажности S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,25 \cdot 2,68}{0,608 \cdot 1} = 0,882.$$

По прил. 3, табл.3 [1] или прил. 2, табл.2.3 настоящего учебного пособия начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-2 равно $R_0 \approx 397,40$ кПа.

ВЫВОД: ИГЭ-5 – грунт – глина полутвердая с модулем деформации $E_0 = 25$ МПа (п.14, табл.№ 47), начальное расчетное сопротивление $R_0 \approx 397,40$ кПа.

Для систематизации и удобства обработки, результаты определения производных и классификационных характеристик грунтов записываем в сводную табл.1.1.

Таблица 1.1

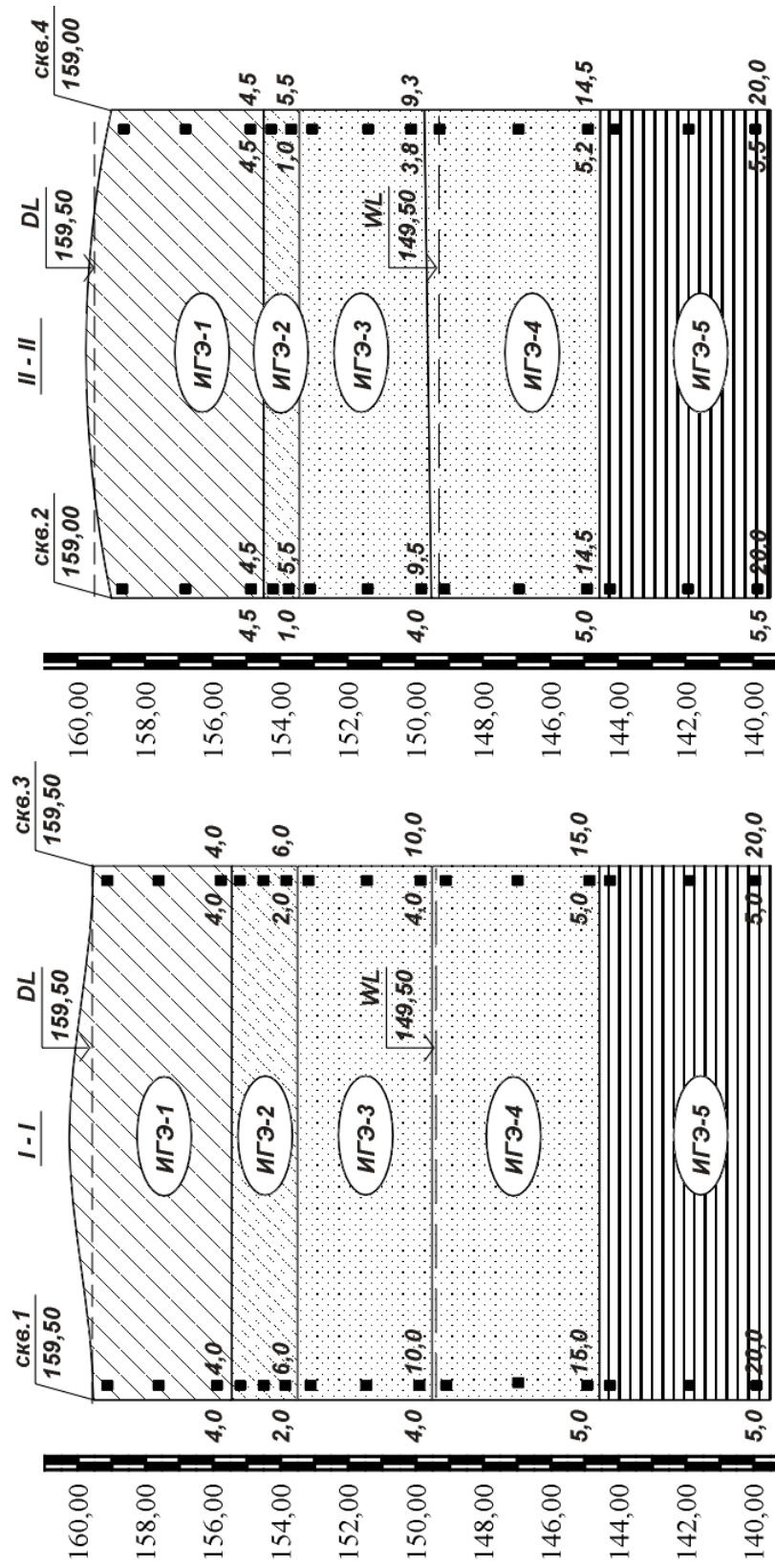
Таблица производных и классификационных характеристик грунтов

№ ИГЭ	Усл. обозначение	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Число пластичности, J_{pi} , %	Показатель текучести, J_{Li}	Коэффициент пористости, e_i , б.р.	Степень влажности, S_{r_i} , б.р.	Модуль деформации, E_{0i} , кПа	Расчетное сопротивление грунта, R_{0i} , кПа
ИГЭ-1		Суглинок тугопластичный, просадочный	4,0	15	0,27	0,870	0,730	12000	227,77
ИГЭ-2		Супесь пластичная, непросадочная	2,0	6	0,33	0,608	0,882	20000	264,00
ИГЭ-3		Песок средней крупности, средней плотности, влажный	4,0	–	–	0,667	0,675	30000	400,00
ИГЭ-4		Песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой	5,0	–	–	0,710	0,970	15000	100,00
ИГЭ-5		Глина полутвердая, непросадочная	5,0	23	0,17	0,675	0,993	25000	397,00

3. ПОСТРОЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЕЗОВ

Согласно с. 7-8 [15], инженерно-геологические разрезы строятся по направлениям, являющимся наиболее информативными. В нашем случае, наиболее информативными будут разрезы I-I – по скважинам 1-3 и II-II – по скважинам 2-4. Они дают наибольшую информацию о состоянии рельефа строительной площадки, т.к. разрезы, примерно, совпадают с направлением главных осей проектируемого здания, а расчетные сечения I-I (А-7) и II-II (В-2) попадают в инженерно-геологический разрез II-II.

Построение инженерно-геологических разрезов I-I и II-II см. на рис. 3.1.



Наименование выработок	сква.1	сква.3	сква.2	сква.4
Расстояние м/д выработками, м		79,00		72,00
Абсолютная отм. устья скважин, м	159,00	159,50	159,00	159,00

Рис. 3.1 Инженерно-геологические разрезы М: верт.: 1:200; гор. 1:500

4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ I-I (А-7)

4.1. Общие положения

Строительство ведется в г. Москве.

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-1) в сечении I-I (А-7) производим по заданной расчетной нагрузке на обрез фундамента: $N_{II}^* = 800$ кН и $M_{II} = 60$ кН·м. В осях А-В и 6-8 имеется отапливаемый подвал высотой $h_{подв} = 2,0$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

Мощность h_1 , начальное расчетное сопротивление R_0 и модуль деформации E_0 ИГЭ-1 являются достаточными, чтобы использовать данный слой грунта в качестве несущего.

Назначаем класс бетона фундамента В20^{**}. Толщину защитного слоя бетона принимаем^{***} $a_s = 40$ мм. Принимаем железобетонные колонны квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0,3 \times 0,3$ м.

Размеры поперечных сечений колонн, не указанные в бланке задания на проектирование, принимаются студентом самостоятельно, принимая во внимание табл.4.1, или по согласованию с руководителем проекта.

Таблица 4.1

Размеры поперечных сечений колонн

Железобетонные колонны сечением $b_c \times h_c$, м						Металлические колонны сечения $b_c \times h_c$, м	
двухветвевые		одноветвевые					
		прямоугольные		квадратные			
крайние	средние	крайние	средние	крайние	средние	крайние	средние
0,5 × 1,0	0,5 × 1,4	0,4 × 0,6	0,4 × 0,6	0,3 × 0,3	0,3 × 0,3	0,3 × 0,6	0,3 × 0,6
0,4 × 1,0	0,4 × 1,3	0,3 × 0,4	0,3 × 0,4	0,4 × 0,4	0,4 × 0,4		
		0,3 × 0,6	0,3 × 0,6				
		0,4 × 0,8	0,5 × 0,8				

Примечания: * Индекс II означает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний. Расчетная нагрузка на фундамент задается руководителем проекта или подсчитывается студентом самостоятельно по общим правилам.

** Монолитные фундаменты изготавливают из бетона кл. В12,5 или В15, а сборные – В15, В20 или В25.

*** Для сборных фундаментов минимальная толщина защитного слоя бетона $a_s = 30$ мм, для монолитных – $a_s = 35 \div 50$ мм, если под фундаментом есть подготовка: песчаная или из бетона кл. В10 толщиной 100 мм и $a_s = 70$ мм – если подготовка отсутствует.

4.2. Определение высоты фундамента

4.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям выполняем в следующей последовательности.

1. Назначаем предварительную высоту плитной части фундамента, исходя из того, что $d_{\min} = 0,2$ м (рис. 4.3). Принимаем $d = 0,25$ м.

2. Назначаем предварительную глубину (высоту) стакана фундамента h_{cf} по формуле

$$h_{cf} = h_3 + 0,05 = 0,45 + 0,05 = 0,5 \text{ м};$$

где 0,05 м – зазор между нижним торцом колонны и дном стакана; h_3 – глубина (высота) заделки колонны в стакан фундамента*, принимается максимальной, исходя из следующих условий:

а) жесткой заделки колонны в фундамент:

$$h_3 = 1,5h_c = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м};$$

б) достаточной анкеровки продольной арматуры колонны в стакан фундамента:

$$h_3 = 25d_s = 25 \cdot 16 = 400 \text{ мм} = 0,4 \text{ м};$$

где d_s – диаметр продольной арматуры колонны, принимаем $d_s^{\min} = 16$ мм. Класс бетона колонн принимаем В20**.

Окончательно принимаем $h_3 = 0,45$ м.

3. Определяем полную высоту фундамента H_f по конструктивным требованиям по формуле

$$H_f = h_{cf} + d = 0,5 + 0,25 = 0,75 \text{ м}.$$

4.2.2. Определение расчётной высоты фундамента

Определение расчётной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента h_{opl}

Примечания: * Для колонн сплошного прямоугольного сечения из условия жесткой заделки колонны в фундамент, глубина заделки h_3 принимается равной $1 \div 1,5$ наибольшего размера поперечного сечения колонны $h_c(b_c)$. Из условия достаточной анкеровки продольной арматуры колонны в стакан фундамента, высота заделки h_3 принимается равной $25 \div 30d_s$ – для колонн из бетона кл. В15 и $h_3 = 20 \div 25d_s$ – для колонн из бетона кл. В20 и выше, где d_s – диаметр продольной рабочей арматуры колонны. Для двухветвевых колонн $h_3 \geq 0,5 \div 0,33h_c$, где h_c – расстояние между наружными гранями ветвей колонны, м; а толщина стенок стакана должна быть не менее $0,2h_c$.

** Класс бетона и диаметр продольной рабочей арматуры колонны принимается студентом самостоятельно ($\varnothing_{s,\min} = 16$ мм) или по согласованию с руководителем проекта.

по приближенной формуле:

$$\begin{aligned} h_{0,pl} &= -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{rp}}} = \\ &= -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{960,0}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 900,0 + 152,38}} = \\ &= -0,15 + 0,61 = 0,47 \text{ м,} \end{aligned}$$

где h_c и b_c – соответственно, высота и ширина колонны; $h_c = b_c = 0,3$ м; N_I – расчётная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента*, $N_I = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 800,0 = 960,0$ кН; γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_f = 1,2$; α – коэффициент, $\alpha = 0,85$; γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл.8.1 настоящего учебного пособия; p_{rp} – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах, определяется по формуле

$$p_{rp} = \frac{N_I}{b_f l_f} = \frac{960,0}{2,1 \cdot 3,0} = 152,38 \text{ кПа.}$$

2. Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле

$$h_{pl} = h_{0,pl} + a_s = 0,47 + 0,04 = 0,51 \text{ м} > 0,3 \text{ м, условие выполняется.}$$

Полученную расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} округляем кратно 0,15 м в большую сторону, принимая равной $h_{pl} = 0,6$ м.

3. Определяем расчетную высоту фундамента H_f по формуле:

$$H_f = h_{pl} + h_{cf} = 0,6 + 0,5 = 1,1 \text{ м.}$$

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно 0,3 м, принимая во внимание, что минимальная высота фундамента должна быть не менее 1,5 м. Принимаем $H_f = 1,5$ м.

Так как высота фундамента, требуемая по расчету, больше высоты фундамента, требуемой по конструктивным требованиям, то в качестве расчетной принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1,5$ м.

4.3. Определение глубины заложения фундамента

Определение глубины заложения фундамента производим согласно пп.2.25-2.33 [1] в следующей последовательности.

1. Определяем расчетную глубину промерзания d_f несущего слоя грунта по формуле:

Примечание: * Индекс I означает, что расчет ведётся по первой группе предельных состояний.

$$d_f = k d_{fn} = 0,4 \cdot 1,35 = 0,54 \text{ м,}$$

где k – коэффициент, учитывающий температурный режим здания, принимается по табл.1 [1] или прил. 3, табл.3.1 настоящего учебного пособия, $k = 0,4$; d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунта, определяется в зависимости от климатического района строительства по указаниям пп.2.26 и 2.27 [1] или по схематической карте с. 92 [9]; с. 104 [10] или прил. 3, рис. 1 настоящего учебного пособия, для г. Москвы $d_{fn} = 1,35$ м.

2. По табл.2 [1] или прил. 2, табл.2.2 настоящего учебного пособия выясняем, зависит ли глубина заложения фундамента от глубины промерзания грунтов.

Для этого определяем величину $d_f + 2 = 0,54 + 2 = 2,54$ м. Т.к. $d_w = 10 \text{ м} > d_f + 2 = 2,54$ м, то для нашего несущего слоя – суглинок тугопластичный с показателем текучести грунта $J_L = 0,27$ – глубина заложения фундамента d_1 назначается не менее расчетной глубины промерзания грунта d_f .

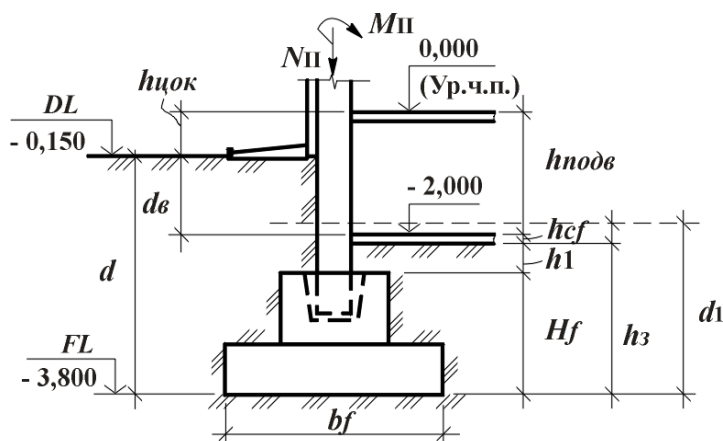


Рис. 4.1 Схема для определения глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

3. Определяем глубину заложения фундамента d по конструктивным требованиям (рис. 4.1):

$$d = h_{подв} + h_{сф} + h_1 + H_f - h_{ц} = 2,0 + 0,1 + 0,2 + 1,5 - 0,15 = 3,65 \text{ м,}$$

где $h_{подв}$ – высота подвала, $h_{подв} = 2,0$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении); $h_{сф}$ – толщина конструкции пола подвала, $h_{сф} = 0,1$ м; h_1 – толщина слоя грунта от обреза фундамента до низа пола подвала, $h_1 = 0,2$ м; H_f – высота фундамента*, $H_f = 1,5$ м; $h_{ц}$ – высота цоколя, $h_{ц} = 0,15$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

ВЫВОД: Так как расчётная глубина промерзания d_f грунта меньше, чем конструктивная глубина заложения d фундамента, то в качестве расчётной глубины заложения фундамента принимаем большую из них, т.е. $d = 3,65$ м.

Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет:

$$FL = DL - d = 159,50 - 3,65 = 155,85 \text{ м.}$$

4.4. Определение размеров подошвы фундамента

Примечание: * Фундаменты колонн сплошного прямоугольного сечения могут иметь высоту H_f (от низа подошвы до обреза), равную 1,5; 1,8; 2,1; 2,4; 3,0 и 4,2 м. Фундаменты двухветвевых колонн могут иметь высоту H_f 1,8; 2,1; 2,4; 3,0; 3,6 и 4,2 м.

Определение размеров подошвы фундамента производится в следующей последовательности.

1. Так как фундамент испытывает воздействие нормальной силы N_{II} и изгибающего момента M_{II} , он считается внецентренно нагруженным. Следовательно, фундамент проектируется прямоугольным в плане вытянутым в плоскости действия момента, при этом и соотношение размеров сторон подошвы фундамента принимается в пределах $\eta = b_f/l_f = 0,6 \div 0,85$. Принимаем $\eta = 0,75$.

2. Исходя из принятого соотношения сторон, определяем предварительные (ориентировочные) размеры подошвы фундамента. Ширина подошвы фундамента b_f определяется по формуле

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mt}d)}} = \sqrt{\frac{800,0}{0,75 \cdot (227,77 - 20,0 \cdot 3,65)}} = \sqrt{\frac{800,0}{116,08}} = 2,63 \text{ м,}$$

где η – коэффициент соотношения сторон подошвы фундамента, $\eta = 0,75$; R_0 – начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-1, $R_0 = 227,77$ кПа; γ_{mt} – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах, $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³; d – глубина заложения фундамента, расстояние от уровня планировки земли до подошвы фундамента (рис. 4.1), принимаем $d = 3,65$ м.

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле:

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,63}{0,75} = 3,51 \text{ м.}$$

Полученные размеры подошвы фундамента b_f и l_f округляем кратно 0,3 м в большую сторону*. Принимаем $b_f = 2,7$ м и $l_f = 3,6$ м.

3. Определяем соотношение длины здания или сооружения к его высоте $L/H = 42/19 = 2,2$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

4. По формуле (7) п.2.41 [1] уточняем расчетное сопротивление грунта основания R . При этом расчетное сопротивление определяется в предположении возможного замачивания просадочного слоя грунта в период эксплуатации здания и использованием расчетных значений прочностных характеристик (φ и c_{II}) в водонасыщенном состоянии согласно п.3.9б [1] по формуле:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,06$, принимаются по табл.3 [1] или прил. 2, табл.1.1 настоящего учебного пособия настоящего учебного пособия; k – коэффициент, т.к. прочностные

Примечание: * Если при определении размеров b_f и l_f получается, что, например, $b_f = 1,84$ м, то при округлении кратно 0,3 м в большую сторону следовало бы принять $b_f = 2,1$ м. Но это может привести к неоправданному перерасходу материала, поэтому рекомендуется принимать $b_f = 1,8$ м.

характеристики грунта (φ и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, то $k = 1,0$; M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (п.7, табл. № 47) несущего слоя грунта, для $\varphi = 18^\circ$ – $M_\gamma = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$, принимаются по табл.4 [1] или прил. 4, табл.4.2 настоящего учебного пособия; b_f – ширина подошвы фундамента, $b_f = 2,7$ м; k_z – коэффициент, $k_z = 1,0$, т.к. ширина подошвы фундамента $b_f = 2,7 < 10$ м; d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до уровня пола подвала, $d_b = h_{нодв} - h_u = 2,0 - 0,15 = 1,85$ м (рис. 4.1); c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{II} = 4$ кПа (п.8, табл. № 47); γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды), определяется по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 d}{d} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1,75 \cdot 10 = 17,5 \text{ кН/м}^3,$$

здесь γ_1 – удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1; $\rho_1 = 1,75$ г/см³ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (п.1, табл. № 47); $g = 9,82 \approx 10$ м/с² – ускорение свободного падения; γ_{II} – то же, ниже подошвы фундамента. Так как расчетное сечение I-I (А-7) расположено ближе к скважине № 3, следовательно, толщи грунта принимаем по скважине № 3. Тогда,

$$\begin{aligned} \gamma_{II} &= \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \\ &= \frac{17,5 \cdot 0,35 + 20,0 \cdot 2,0 + 18,6 \cdot 4,0 + 9,65 \cdot 5,0 + 20,0 \cdot 5,0}{0,35 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + 5,0} = \frac{268,78}{16,35} = \\ &= 16,44 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

где $\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 17,5$ кН/м³ – удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (см. выше); $\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 20,0$ кН/м³ – удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-2. Здесь $\rho_2 = 2,00$ г/см³ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-2 (п.1, табл. № 47); $\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 18,6$ кН/м³ – удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-3. Здесь $\rho_3 = 1,86$ г/см³ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-3 (п.1, табл. № 47); γ_{sb4} – удельный вес грунта ИГЭ-4 с учетом взвешивающего действия воды, определяется по формуле:

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,71} = 9,65 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_w – удельный вес воды, $e_4 = 0,71$ – коэффициент пористости грунта ИГЭ-4; $\gamma_w = 10$ кН/м³; $\gamma_{s4} = \rho_{s4} \cdot g = 2,65 \cdot 10 = 26,5$ кН/м³ – удельный вес твёрдых частиц грунта ИГЭ-4. Здесь $\rho_{s4} = 2,65$ г/см³ – плотность твёрдых частиц грунта ИГЭ-4 (п.2, табл. № 47).

Так как ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии,

являющаяся водоупором, то удельный вес данного слоя грунта рассчитывается без учета взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,0 \cdot 10 = 20,0 \text{ кН/м}^3,$$

где $\rho_{s5} = 2,0 \text{ г/см}^3$ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-5 (п.1, табл. № 47); d_1 – приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, определяется по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}'} = 1,7 + \frac{0,1 \cdot 22,0}{17,5} = 1,83 \text{ м},$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала (рис. 4.1), $h_s = 1,7 \text{ м}$; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, $h_{cf} = 0,1 \text{ м}$; γ_{cf} – удельный вес конструкции пола подвала, для тощего бетона $\gamma_{cf} = 22,0 \text{ кН/м}^3$; γ_{II}' – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента, $\gamma_{II}' = 17,5 \text{ кН/м}^3$. Тогда,

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 + (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 233,75 \text{ кПа}.$$

5. Уточняем размеры подошвы фундамента b_f и l_f с полученным в п.4 расчетным сопротивлением R и округляем их кратно 0,3 м в большую сторону:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt}d)}} = \sqrt{\frac{800,0}{0,75 \cdot (233,75 - 20,0 \cdot 3,65)}} = \sqrt{\frac{800,0}{120,56}} = 2,58 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,58}{0,75} = 3,43 \text{ м}.$$

Принимаем окончательно $b_f = 2,7 \text{ м}$ и $l_f = 3,6 \text{ м}$.

6. Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt}d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{800,0}{2,7 \cdot 3,6} + 20,0 \cdot 3,65 + \frac{60,0}{5,832} = 82,30 + 73,0 + 10,29 = 165,59 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt}d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{800,0}{2,7 \cdot 3,6} + 20,0 \cdot 3,65 - \frac{60,0}{5,832} = 82,30 + 73,0 - 10,29 = 145,01 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2} = \frac{165,59 + 145,01}{2} = \frac{310,6}{2} = 155,3 \text{ кПа},$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по

$$\text{формуле } W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,6^2}{6} = 5,832 \text{ м}^3.$$

7. Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий*:

$$P_{\max}^{kp} = 165,59 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 233,75 = 280,5 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 145,01 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 155,3 \text{ кПа} < R = 233,75 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако в основании имеется значительное недонапряжение,

составляющее $\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% \approx \left| \frac{155,3 - 233,75}{233,75} \right| \cdot 100\% \approx 34\% > 10\%^{**}$,

следовательно, фундамент запроектирован неэкономично, что недопустимо. Принимаем решение уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 2,4 \text{ м}$ и $l_f = 3,3 \text{ м}$. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 + (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 231,05 \text{ кПа}; W = 4,356 \text{ м}^3;$$

$$P_{\max}^{kp} = 187,78 \text{ кПа} < 1,2R = 277,26 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 160,24 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 174,01 \text{ кПа} < R = 231,05 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около $25\% > 10\%$, что недопустимо, следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 2,1 \text{ м}$ и $l_f = 3,0 \text{ м}$. Тогда,

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 + (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 228,35 \text{ кПа}; W = 3,15 \text{ м}^3;$$

$$P_{\max}^{kp} = 219,03 \text{ кПа} < 1,2R = 274,02 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 180,93 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 199,98 \text{ кПа} < R = 228,35 \text{ кПа}.$$

Примечания: * В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принимают $P_{\max}^{kp} \geq 0,25 P_{\min}^{kp}$, а грузоподъемностью менее 75 т – $P_{\min}^{kp} \geq 0$, т.е. не допускается отрыв фундамента от грунта. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более $\frac{1}{4}$ подошвы фундамента.

** Идеальным считается тот фундамент, у которого разница между R и P_{cp} составляет не более 10%.

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет $12\% > 10\%$, что недопустимо, следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 1,8$ м и $l_f = 2,7$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 + (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 225,65 \text{ кПа}; W = 2,187 \text{ м}^3;$$

$$P_{\max}^{kp} = 265,04 \text{ кПа} < 1,2R = 270,79 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 210,18 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 237,61 \text{ кПа} > R = 225,65 \text{ кПа}.$$

Т.к. одно из условий не выполняется, принимаем решение принять в качестве расчетных размеров размеры плитной части, равные $b_f = 2,1$ м и $l_f = 3,0$ м.

4.5. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7) производится методом послойного суммирования в следующей последовательности.

1. Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$ по формуле:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{\Pi i} h_i,$$

где h_i – толщина i -ого слоя грунта; $\gamma_{\Pi i}$ – удельный вес i -ого слоя грунта (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Точка 0 – на поверхности земли (рис. 4.2)

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

точка 1 – на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot h_{1/1} = 17,5 \cdot 3,65 = 63,875 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 12,78 \text{ кПа};$$

точка 2 – на границе 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 \cdot h_{1/2} = 63,875 + 17,5 \cdot 0,35 = 70,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 14,0 \text{ кПа};$$

точка 3 – на границе 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 70,0 + 20,0 \cdot 2,0 = 110,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 22,0 \text{ кПа};$$

точка 4 – на границе 3-го и 4-го слоев (на уровне подземных вод)

$$\sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 110,0 + 18,6 \cdot 4,0 = 184,4 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg3} = 36,88 \text{ кПа};$$

точка 5 – на границе 4-го и 5-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) + \gamma_{sb4} \cdot h_4 = 184,4 + 9,65 \cdot 5,0 = 232,65 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg4} = 9,65 \text{ кПа}.$$

Ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_4 = 10,0 \cdot 5,0 = 50,0 \text{ кПа};$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \sigma_w = 232,60 + 50,0 = 282,65 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 56,53 \text{ кПа};$$

точка б и – вертикальное напряжение по подошве 5-го слоя

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_5 \cdot h_5 = 282,65 + 20,0 \cdot 5,0 = 382,6 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 76,52 \text{ кПа}.$$

2. По полученным значениям ординат на геологическом разрезе в масштабе строим эпюру природного давления $\sigma_{zg,i}$ (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру $0,2\sigma_{zg,i}$ (справа от оси OZ) (рис. 4.2).

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zq,0} = 199,98 - 63,875 = 136,11 \text{ кПа},$$

здесь p – среднее давление под подошвой фундамента, $p = 199,98 \text{ кПа}$.

4. Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной $\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f$, где b_f – ширина подошвы фундамента. Принимаем $\Delta_i = 0,2b_f = 0,2 \cdot 2,1 = 0,42 \text{ м}$.

5. Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0,$$

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i/b_f$ и $\eta = l_f/b_f$, где z_i – глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента,

$z_i = \sum_{i=1}^n \Delta_i$, определяется по прил. 2, табл. 1 [1] или прил. 5 настоящего

учебного пособия. Принимаем $\xi = 0,95z_i$ и $\eta = 1,4$.

6. По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента (справа от оси OZ) (рис. 4.2).

7. Определяем высоту сжимаемой толщи основания H_c , нижняя граница которой BC^* принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (рис. 4.2).

8. Определяем величину общей осадки по формуле:

Примечание: * Если нижняя граница сжимаемой толщи основания BC попала в слой грунта с модулем деформации $E_i > 5 \text{ МПа}$, то положение BC принимается как точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,2\sigma_{zg}$. Если же нижняя граница сжимаемой толщи основания BC попала в слой грунта с модулем деформации $E_i < 5 \text{ МПа}$ (т.е. грунт – сильно сжимаемый), положение BC корректируется и принимается как точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,1\sigma_{zg}$.

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_i},$$

где β – безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}^{cp}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от подошвы фундамента в i -ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента; Δ_i – толщина i -ого слоя грунта; E_i – модуль деформации i -ого слоя грунта; n – количество слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

9. Для удобства расчета осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 4.2).

Таблица 4.2

Расчет вероятной осадки ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7)

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
ИГЭ-1	Суглинок тугопластич., просадоч.	4,0	0,00	0,00	0,0	1,000	136,11		12000
			0,35	0,35	0,3	0,979	133,25	134,68	
								132,78	
ИГЭ-2	Супесь пластичная, непросадочная	2,0	0,07	0,42	0,4	0,972	132,30		20000
			0,42	0,84	0,8	0,848	115,42	123,86	
			0,42	1,26	1,2	0,682	92,83	104,13	
			0,42	1,68	1,6	0,532	72,41	82,62	
			0,42	2,10	2,0	0,414	56,35	64,38	
			0,25	2,35	2,2	0,370	50,36	53,36	
								47,30	
ИГЭ-3	Песок средней крупности, средней плотности, влажный	4,0	0,17	2,52	2,4	0,325	44,24		30000
			0,42	2,94	2,8	0,260	35,39	39,82	
			0,42	3,36	3,2	0,210	28,58	31,99	
			0,42	3,78	3,6	0,173	23,55	26,07	
			0,42	4,20	4,0	0,145	19,74	21,65	

$$S_1 = \frac{0,8}{12000} \cdot [134,68 \cdot 0,35] = 0,00314 \text{ м} = 0,314 \text{ см};$$

$$S_2 = \frac{0,8}{20000} \cdot [132,78 \cdot 0,07 + 123,86 \cdot 0,42 + 104,13 \cdot 0,42 + 82,62 \cdot 0,42 + 64,38 \cdot 0,42 + 53,36 \cdot 0,25] = 0,00721 = 0,721 \text{ см};$$

$$S_3 = \frac{0,8}{30000} \cdot [47,30 \cdot 0,17 + 39,82 \cdot 0,42 + 31,99 \cdot 0,42] = 0,001 \text{ м} = 0,1 \text{ см};$$

Сечение I – I (А-7)

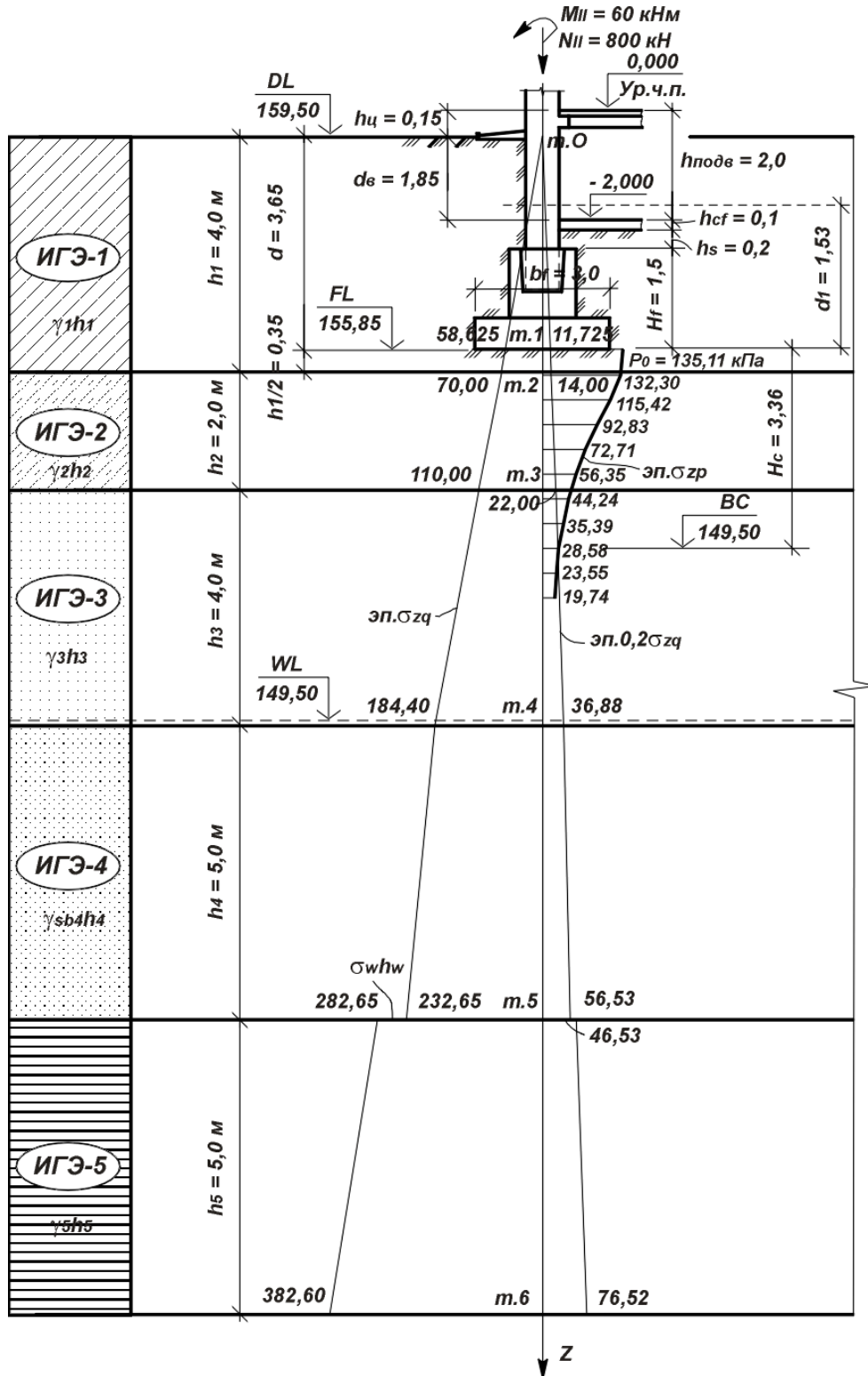


Рис. 4.2. К расчету осадки фундамента ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7): DL – отметка планировки; NL – отметка природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; H_c – толщина сжимаемой толщи; d_1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; b_f – ширина фундамента; $эп. \sigma_{zg}$ и $эп. 0,2 \sigma_{zg}$ – соответственно, основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; $эп. \sigma_{zp}$ – эпюра дополнительного вертикального напряжения от подошвы фундамента

$$S_{общ} = S_1 + S_2 + S_3 = 0,314 + 0,721 + 0,102 = 1,137 \text{ м.}$$

Так как данный несущий слой грунта (ИГЭ-1) является просадочным, деформации основания определяются суммированием значений общей осадки $S_{общ}$ и просадки грунта основания S_{sl} . При этом просадка грунта основания S_{sl} определяется согласно прил. 2, п.12-17 [1] по формуле:

$$S_{sl} = \varepsilon_{sl} h_{sl} k_{sl} = 0,042 \cdot 0,35 \cdot 2,37 = 0,035 \text{ м} = 3,5 \text{ см,}$$

где ε_{sl} – относительная деформация просадочности при $P = 300$ кПа, $\varepsilon_{sl} = 0,042$ (п.11, табл. 47); h_{sl} – толщина просадочного слоя, $h_{sl} = 0,35$ м; k_{sl} – коэффициент, т.к. $b_f = 2,1$ м, то значение k_{sl} определяется по формуле (16) п.14. [1]

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5 \frac{p - p_{sl}}{p_0} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{199,98 - 75}{100} = 0,5 + 1,87 = 2,37,$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, $p = 193,98$ кПа; p_{sl} – начальное просадочное давление грунта ИГЭ-1, $p_{sl} = 75$ кПа (п.12, табл. 47); p_0 – давление, $p_0 = 100$ кПа. Тогда

$$S = S_{общ} + S_{sl} = 1,137 + 3,5 = 4,64 \text{ см.}$$

10. Сравниваем полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 4 [1] или прил. 7 настоящего учебного пособия.

$$S = 4,64 \text{ см} < S_u^* = 10 \text{ см, условие выполняется.}$$

4.6. Расчет тела фундамента

4.6.1. Конструирование фундамента

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно 0,15 м (рис. 4.3).

Так как $0,45 \text{ м} < h_{opl} = 0,47 \text{ м} \leq 0,9 \text{ м}$, то принимаем две ступени фундамента**, при этом высоту первой h_1 и второй h_2 ступеней назначаем равной 0,3 м, т.е. $h_1 = h_2 = 0,3 \text{ м}$.

Тогда окончательная высота плитной части фундамента принимается равной $h_{pl} = 0,6 \text{ м}$, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$.

2. Назначаем размеры консолей первой c_1 и второй c_2 ступеней плитной части фундамента, принимая их кратно 0,15 м.

Примечания: * Если данное условие не выполняется, увеличивается площадь подошвы фундамента или глубина заложения и расчёт повторяется заново.

**В случае, если $h_{opl} \leq 450 \text{ мм}$, фундамент проектируют одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h_{opl} \leq 900 \text{ мм}$ – двухступенчатым, при $h_{opl} > 900 \text{ мм}$ – трехступенчатым.

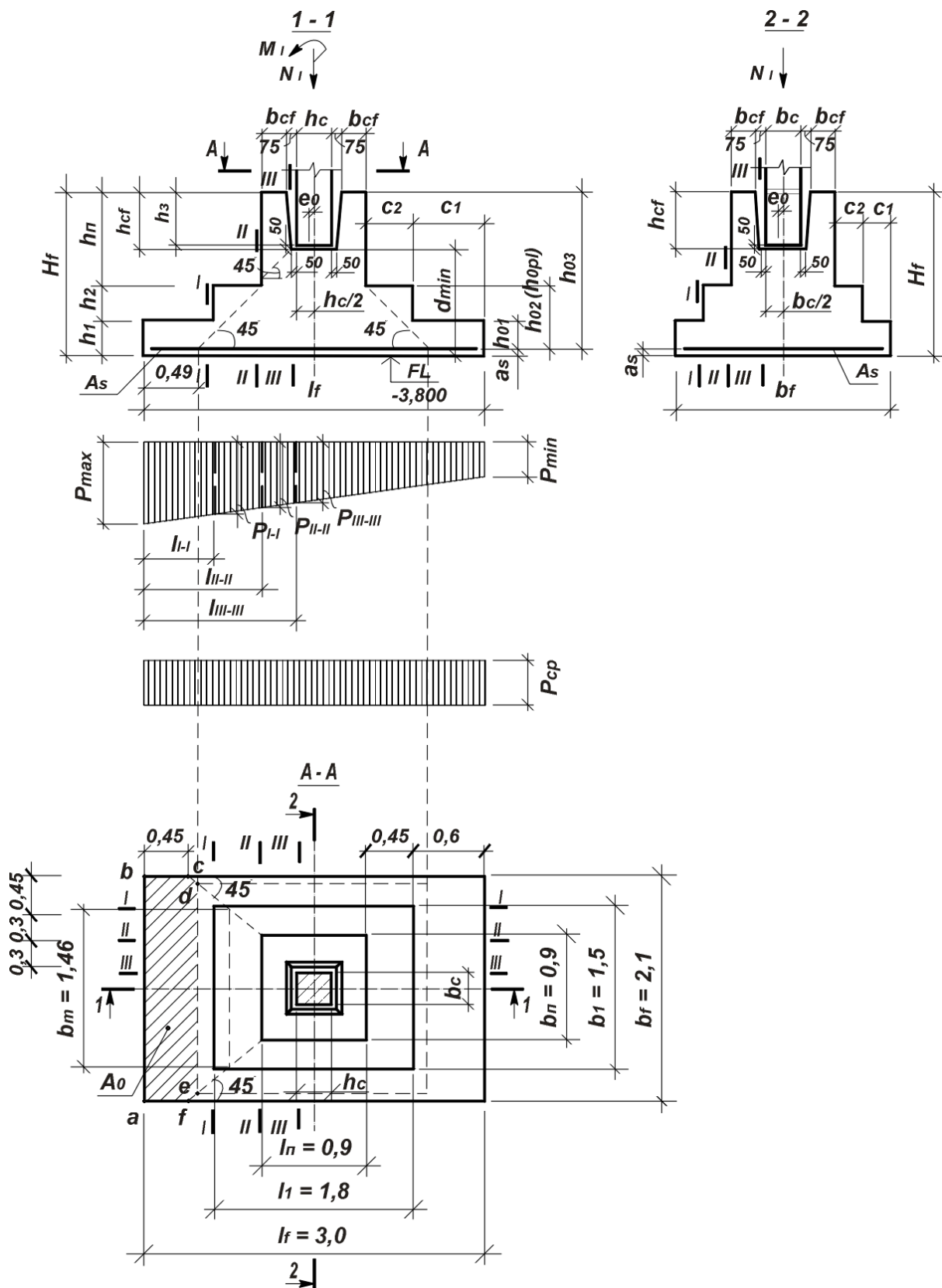


Рис. 4.3. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и для расчета прочности плитной части на продавливание

в направлении действия момента – в направлении большей стороны:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,6 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,45 \text{ м;}$$

в направлении перпендикулярном плоскости действия момента:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,3 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,3 \text{ м,}$$

где h_1 и h_2 – соответственно, высота первой и второй ступени фундамента.

4.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание

4.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание

Проверяем выполнение условия: $h_n - h_{cf} \geq 0,5(l_n - h_c)$.

Так как $0,9 - 0,5 > 0,5 \cdot (0,9 - 0,3)$, условие выполняется, следовательно, при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом расчет на продавливание следует вести по 1-ой схеме. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа колонны или подколонника на действие продольной силы N_1 и изгибающего момента M_1 .

При расчёте плитной части фундамента на продавливание рассматривается условие* прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани которой начинаются у колонны и направлены под углом 45° к горизонтали (рис. 4.3):

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{opl} = 1,0 \cdot 900,0 \cdot 1,46 \cdot 0,56 = 735,84 \text{ кН,}$$

где φ_b – коэффициент, для тяжелого бетона кл. В20 $\varphi_b = 1,0$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1. настоящего учебного пособия, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа; h_{opl} – рабочая высота плитной части фундамента, $h_{opl} = 0,56$; b_m – средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания (рис. 4.3), при $b_f - b_c > 2h_{opl}$ определяется по формуле**

$$b_m = b_c + h_{opl} = 0,9 + 0,56 = 1,46,$$

где b_c – размер сечения колонны или подколонника, являющийся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания, $b_c = b_n = 0,9$ м (рис. 4.3); F – продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_1 , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом отпора грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по

Примечания: * Если основание пирамиды продавливания выходит за пределы основания фундамента, то расчет на продавливание не производят.

** При $b_f - b_c \leq 2h_{opl}$ $b_m = 0,5(b_c + b_f)$.

формуле:

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 175,24 \cdot 1,03 = 180,5 \text{ кН},$$

где p_{\max} – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле

$$p_{\max} = \frac{N_I}{b_f l_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{2,1 \cdot 3,0} + \frac{72,0}{3,15} = 152,38 + 22,86 = 175,24 \text{ кН};$$

A_0 – часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (прямоугольник $abcdef$, рис. 4.3), определяется по формуле

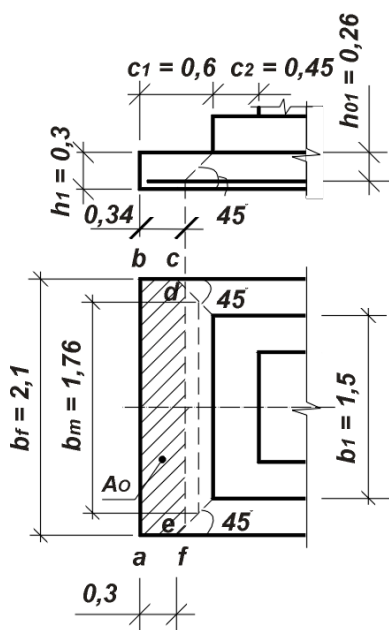
$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_n - 2h_{0pl}) - 0,25(b_f - b_n - 2h_{0pl})^2 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (3,0 - 0,9 - 2 \cdot 0,56) - 0,25 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,56)^2 = 1,03 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 180,5 \text{ кН} < 735,84 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания дна стакана не произойдет и высота плитной части достаточна.

4.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{01} = 1,0 \cdot 900,0 \cdot 1,76 \cdot 0,26 = 411,84 \text{ кН},$$



где F , φ_b ; R_{bt} ; p_{\max} ; b_m – см. п.4.6.2.1; т.к. $b_f - b_1 > 2h_{01}$, то $b_m = b_1 + h_{01} = 1,5 + 0,26 = 1,76 \text{ м}$, здесь b_1 – верхняя грань пирамиды продавливания, $b_1 = 1,5 \text{ м}$ (рис. 4.4);

h_{01} – рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м}$.

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 175,24 \cdot 0,712 = 124,77 \text{ кН},$$

где A_0 – площадь прямоугольника $abcdef$ (рис. 4.4), определяется по формуле:

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_1 - 2h_{01}) - 0,25(b_f - b_1 - 2h_{01})^2 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (3,0 - 1,8 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (2,1 - 1,5 - 2 \cdot 0,26)^2 = 0,712 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 124,77 \text{ кН} < 411,84 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания дна нижней ступени фундамента не произойдет и высота

Рис. 4.4. К расчету прочности нижней ступени на продавливание

нижней ступени достаточна.

Высоту нижней ступени и плитной части фундамента в направлении большей стороны подошвы фундамента не проверяем, т.к. размеры граней плоскости продавливания больше, чем в рассмотренном выше случае.

4.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание

Проверка фундамента по прочности на раскалывание от действия продольной силы N_c производится из условий п.2.22 [8]:

$$\text{при } b_c/h_c \leq A_b/A_l \quad N_c \leq (1 + b_c/h_c)\mu\gamma_1 A_l R_{bt};$$

$$\text{при } b_c/h_c > A_b/A_l \quad N_c \leq (1 + h_c/b_c)\mu\gamma_1 A_b R_{bt},$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент*, учитывающий совместную работу фундамента с грунтом, $\gamma_1 = 1,3$; A_l – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси стакана колонны, за вычетом площади стакана фундамента, в направлении действия изгибающего момента, $A_l = 2,03 \text{ м}^2$ (рис. 4.5а); A_b – то же, в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента, $A_b = 1,67 \text{ м}^2$ (рис. 4.5б); R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1. настоящего учебного пособия; N_c – расчетная продольная сила в уровне торца колонны или ветви двухветвевой колонны, определяется

$$N_c = \alpha N_I = 0,85 \cdot 960,0 = 816,0 \text{ кПа},$$

где α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N_I на плитную часть фундамента через стенки стакана, но не менее 0,85, определяется по формуле:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4\gamma_{b2}\gamma_{b9}R_{bt}A_c}{N_I} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900 \cdot 0,54}{960,0} = 0,82,$$

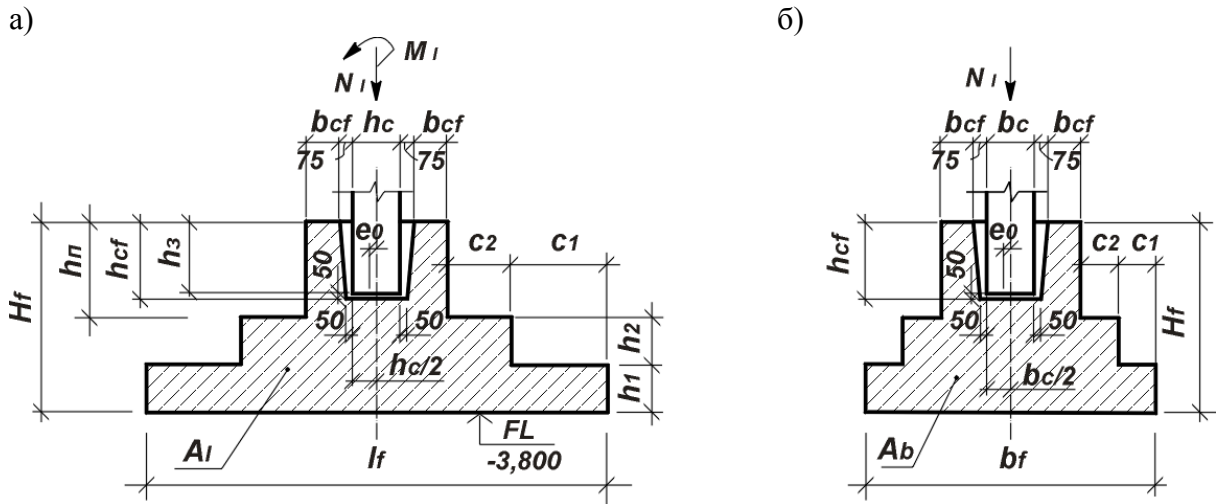


Рис. 4.5. К расчету плитной части фундамента на раскалывание:

а) в плоскости действия изгибающего момента; б) в направлении перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона замоноличивания стакана растяжению; γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия

Примечание: * При отсутствии засыпки фундамента грунтом (например, в подвалах) коэффициент принимается равным 1.

нагрузки,

$\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; N_1 – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, $N_1 = 960,0$ кН; A_c – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакане фундамента, определяется по формуле:

$$A_c = 2(b_c + h_c)h_{cf} = 2 \cdot (0,3 + 0,3) \cdot 0,45 = 0,54 \text{ м}^2.$$

Вследствие того, что $0,82 < 0,85$, принимаем $\alpha = 0,85$.

Так как $0,3/0,3 > 1,67/2,03$, то

$$N_c = 816,0 \text{ кН} < (1 + 0,3/0,3) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 1,67 \cdot 900 = 2930,85 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, раскалывания фундамента не произойдет.

4.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие

Расчет прочности фундамента на смятие (местное сжатие) под торцом колонны (или ветви двухветвевой колонны) сводится к проверке следующего условия пп.3.39, 3.41 [5]:

$$N_c \leq 0,9 \psi_{loc} R_{b.loc} A_{loc1},$$

где N_c – см. п.4.6.3; ψ_{loc} – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия*, при равномерном распределении, как в случае с колонной, $\psi_{loc} = 1,0$; A_{loc1} – фактическая площадь смятия (площадь торца колонны или ветви двухветвевой колонны), $A_{loc1} = b_c \cdot h_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $R_{b.loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле

$$R_{b.loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1,0 \cdot 2,1 \cdot 11500 = 24150,0 \text{ кПа},$$

где α – коэффициент**, $\alpha = 1,0$; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5$ МПа; φ_{loc} – коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, для бетона выше кл. В7,5 не более 2,5, определяется по формуле:

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{0,81}{0,09}} = 2,1, \text{ т.к. } 2,1 < 2,5, \text{ то принимаем } \varphi_{loc} = 2,1,$$

здесь A_{loc2} – расчетная площадь смятия (площадь поперечного сечения подколонника) (см. рис. 4.3) $A_{loc2} = l_n b_n = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м}^2$. Тогда

$$816,0 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1,0 \cdot 24150,0 \cdot 0,09 = 1956,15 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдет, значит, ниже стакана сетки косвенного армирования не устанавливаются.

Примечания: * При неравномерном распределении местной нагрузки на площадь смятия коэффициент $\psi = 0,75$.

** Для бетона класса ниже В25 $\alpha = 1,0$; для бетона кл. В25 и выше

$$\alpha = 13,5 \frac{R_{bt}}{R_b}.$$

4.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном (рис. 4.3), исходя из условия

$$Q \leq \frac{1,5R_{bt}b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900,0 \cdot 2,1 \cdot 0,26^2}{0,6} = 319,41 \text{ кН},$$

где $Q = p_{cp}(c_1 - c_0)b_f = 152,38 \cdot (0,6 - 0,3) \cdot 2,1 = 96,0$ кН; c_1 – вылет (длина) нижней ступени фундамента, $c_1 = 0,6$ м; c_0 – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, $c_0 = 0,3$ м; p_{cp} , b_f и R_{bt} – см. п.4.2.2.

Правая часть неравенства принимается не менее $0,6R_{bt}b_f h_{01} = 0,6 \cdot 900,0 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 294,84$ кН и не более $2,5R_{bt}b_f h_{01} = 2,5 \cdot 900,0 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 1228,5$ кН. Все условия выполняются.

Итак, $Q = 96,0$ кН < 319,41 кН, условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

4.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль сторон фундамента l_f и b_f в сечениях, проходящих по граням колонны и подколонника и по граням ступеней фундамента (рис. 4.3).

Расчет выполняется в следующей последовательности.

1. В сечениях I-I, II-II и III-III определяем изгибающие моменты*.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:
для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,6^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 166,1) = 65,09 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где b_f – ширина подошвы фундамента, $b_f = 2,1$ м; l_{I-I} – см. рис. 4.3; P_{I-I} – давление грунта в сечении I-I, определяется по формуле

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 129,52 + \frac{(3,0 - 0,6) \cdot (175,24 - 129,52)}{3,0} = 129,52 + 36,58 = 166,1 \text{ кПа},$$

где l_f – длина подошвы фундамента, $l_f = 3,0$ м;

Примечание: * При действии на фундамент изгибающих моментов в двух направлениях расчет арматуры плитной части производится отдельно для каждого направления.

$$P_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{3,0 \cdot 2,1} + \frac{72,0}{3,15} = 152,38 + 22,86 = 175,24 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{l_f b_f} - \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{3,0 \cdot 2,1} - \frac{72,0}{3,15} = 152,38 - 22,86 = 129,52 \text{ кПа};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,05^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 159,24) = 196,69 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где l_{II-II} – см. рис. 4.3; P_{II-II} – давление грунта в сечении II-II,

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 129,52 + \frac{(3,0 - 1,05) \cdot (175,24 - 129,52)}{3,0} = 129,52 + 29,72 = 159,24 \text{ кПа};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,35^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 154,67) = 322,22 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $l_{III-III}$ – см. рис. 4.3; $P_{III-III}$ – давление грунта в сечении III-III,

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 129,52 + \frac{(3,0 - 1,35)(175,24 - 129,52)}{3,0} = 129,52 + 25,15 = 154,67 \text{ кПа}.$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от реактивного давления (отпора) грунта $p_{ep} = 152,38 \text{ кПа}$ (см. п.4.2.2):

для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{ep}(b_f - b_1)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 1,5)^2 \cdot 3,0}{8} = 20,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{ep}(b_f - b_n)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 0,9)^2 \cdot 3,0}{8} = 82,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{ep}(b_f - b_c)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 0,3)^2 \cdot 3,0}{8} = 185,14 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{rp} в плитной части фундамента (рис. 4.3). Подбор арматуры ведется на всю ширину или длину фундамента.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:
для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{65,09}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,000762 \text{ м}^2 = 7,62 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{196,69}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,001069 \text{ м}^2 = 10,69 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{322,22}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000672 \text{ м}^2 = 6,72 \text{ см}^2.$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента:

для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{20,58}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,000241 \text{ м}^2 = 2,41 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{82,29}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,000447 \text{ м}^2 = 4,47 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{185,14}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000386 \text{ м}^2 = 3,86 \text{ см}^2,$$

где h_{01} , h_{02} , h_{03} – расчетная рабочая высота фундамента соответственно в сечении I-I, II-II и III-III: $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м, $h_{02} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м, $h_{03} = H_f - a_s = 1,5 - 0,04 = 1,46$ м; M_{I-I} , M_{II-II} , $M_{III-III}$ – изгибающие моменты соответственно в сечении I-I, II-II и III-III; R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению, определяется по прил. 5 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящего учебного пособия, для арматуры кл. А-III* $R_s = 365$ МПа.

3. Из трех значений A_s^{I-I} , A_s^{II-II} и $A_s^{III-III}$ в соответствующем направлении выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Для этого задаемся шагом стержней, обычно $S = 150 \div 200$ мм. Принимаем $S = 150$ мм. Количество стержней больше числа шагов на 1. Деля A_s^{\max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{TP} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры прил. 6 [14] или прил. 9 настоящего учебного пособия, подбираем окончательный диаметр одного стержня.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 4.6). $A_s^{\max} = 10,69 \text{ см}^2$. Количество стержней принимаем $n = 14$ шт. Тогда

Примечание: * Монолитные фундаменты, как и сборные, армируются по подошве сварными сетками кл. А-II или А-III.

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{10,69}{14} = 0,76 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 10$ мм ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$).
Окончательно принимаем 14 \varnothing 10.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 4.6). $A_s^{\max} = 4,47 \text{ см}^2$.

Принимаем количество стержней $n = 20$ шт. $A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{4,47}{20} = 0,224 \text{ см}^2$.

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 8$ мм ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$). Так как минимально допустимый диаметр арматуры должен быть не менее 10 мм, окончательно принимаем 20 \varnothing 10 $A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

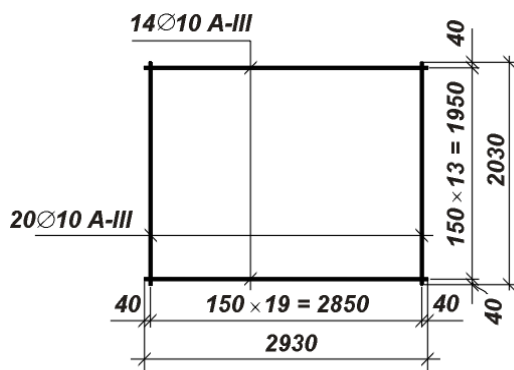


Рис. 4.6. Арматурная сетка С-1

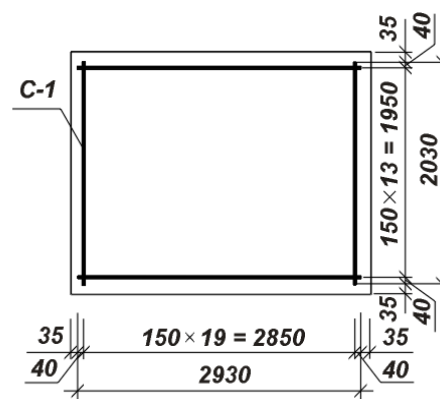


Рис. 4.7. Схема армирования подошвы

Так как размеры ширины подошвы фундамента $b_f \leq 3$ м, то подошва фундамента армируется одной арматурной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях*. Схема армирования подошвы фундамента арматурной сеткой С-1 представлена на рис. 4.7.

4.6.7. Расчет подколонника фундамента

4.6.7.1. Конструирование подколонника

Стаканная часть фундамента должна удовлетворять следующим требованиям.

Толщина стенок стакана определяется расчетом на прочность, но принимается не менее 0,15 м. Толщину защитного слоя бетона назначаем равной $a_s = a'_s = 35$ мм. Размеры подколонника в плане и высоте принимаются кратно 0,15 м. Зазоры между колонной и стенками стакана для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном должны быть понизу не менее 50 мм, а поверху – не менее 75 мм. После монтажа

Примечание: * Если ширина подошвы фундамента $b_f > 3$ м, то подошва фундамента армируется четырьмя арматурными сетками с рабочей арматурой $\varnothing_{\min} = 12$ мм в одном направлении.

колонны в стакан фундамента, зазоры заполняют бетоном кл. В17,5 на мелком заполнителе. Принимаем симметричное армирование.

4.6.7.2. Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям

Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной рабочей арматуры A_s^{TP} . Для этого рассматриваются два нормальных сечения: первое – сечение I-I – в уровне заделанного торца колонны и второе – сечение II-II – в уровне плитной части фундамента (рис. 4.7).

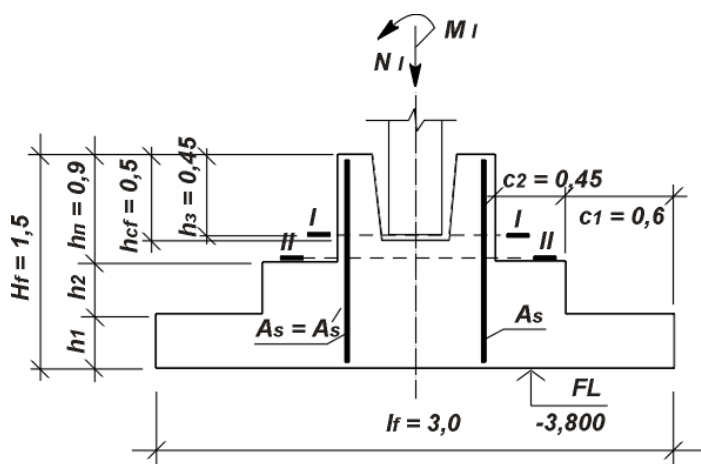


Рис. 4.7. К расчету продольной арматуры подколонника

Расчет по сечению I-I производится по правилам расчёта коробчатого сечения, которое, в свою очередь, приводится к двутавровому сечению (рис. 4.8). Расчет выполняем в следующей последовательности.

1. Определяем значение расчетного эксцентриситета e_0 :

$$e_0 = \frac{M_I}{N_I} = \frac{72,0}{960,0} = 0,075 \text{ м.}$$

2. Проверяем условие:

$$N_I = 960,0 \text{ кН} < R_b b_n b_{cf} = 11500 \cdot 0,9 \cdot 0,225 = 2328,75 \text{ кН,}$$

где b_n – ширина поперечного сечения стакана фундамента, $b_n = 0,9$ м; b_{cf} – ширина (толщина) стенки стакана, $b_{cf} = 0,225$ м, R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5$ МПа, принимаем по прил. 1 [14] или прил. 8 настоящего учебного пособия.

Условие выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки (рис. 4.8), следовательно, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_n = b'_n = 0,9$ м и толщиной стенки стакана, $b_{cf} = 0,225$ м.

3. Определяем высоту сжатой зоны x бетона:

$$x = \frac{N_I}{R_b b_n} = \frac{960,0}{11500 \cdot 0,9} = 0,093 \text{ м} > 2 a'_s = 2 \cdot 0,035 = 0,07 \text{ м,}$$

где b_n и R_b – см. п.2 настоящего раздела.

4. Определяем

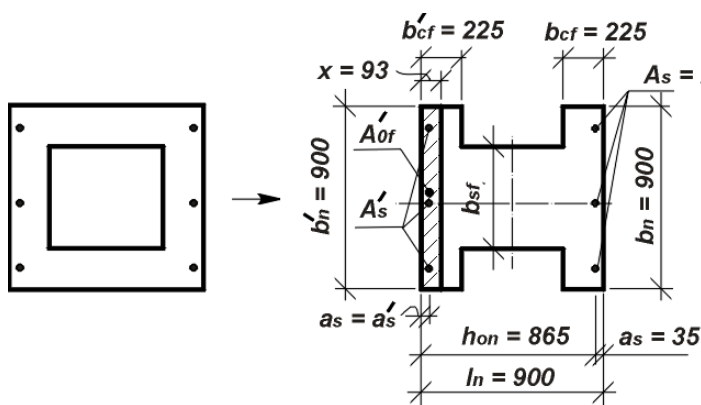


Рис. 4.8. К расчету продольной арматуры подколонника по сечению I-I

относительную высоту сжатой зоны ξ бетона:

$$\xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11,$$

где h_{0n} – рабочая высота подколонника, $h_{0n} = l_n - a_s = 0,9 - 0,035 = 0,865$ м, здесь l_n – длина поперечного сечения подколонника.

5. Определяем граничное значение относительной высоты ξ_R сжатой зоны бетона по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1,284} = 0,59,$$

где ω – коэффициент, характеризующий деформативность сжатой зоны бетона, определяется по формуле:

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758,$$

здесь R_b – в МПа; R_s – расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению, для арматуры кл. А-III $R_s = 365$ МПа, определяется по прил. 5 [14] или прил. 8, табл. 8.2 настоящего учебного пособия.

6. Проверяем условие* $x \leq x_R$:

$x = 0,093$ м $<$ $x_R = \xi_R h_{0n} = 0,59 \cdot 0,865 = 0,51$ м, условие верно, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

7. Определяем требуемую площадь продольной арматуры:

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi) - B_{0,9}}{1 - \delta} = \\ &= \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865}{365000} \cdot \frac{0,06 - 0,11 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,11) - 0,001}{1 - 0,041} = \\ &= 0,025 \cdot (-0,045) = -0,00112 \text{ м}^2 = -11,2 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

где $\delta = \frac{a'_s}{h_{0n}} = \frac{0,035}{0,865} = 0,041$; $\alpha_m = \frac{N_1 e}{R_b b'_n h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06$,

здесь e – эксцентриситет, определяется по формуле:

$$e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

где $\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945$;

$$B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_{cf}}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001,$$

где $\alpha_{0,9} = \frac{A'_{0f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012$, здесь A'_{0f} – площадь сжатой зоны,

Примечание: * В случае, если $x > x_R$, площадь продольной арматуры определяется

по формуле $A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi_1(1 - 0,5\xi_1) - B_{0,9}}{1 - \delta}$, где $\xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m}$

$$A'_{0f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,093 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

8. Расчет по сечению II-II производится по правилам расчёта прямоугольного сечения с двойной арматурой (рис. 4.9).

Так как $x = 0,093 \text{ м} < x_R = 0,51 \text{ м}$, то

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865}{365000} \cdot \frac{0,06 - 0,11 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,11)}{1 - 0,041} = \\ &= 0,025 \cdot (-0,046) = -0,001146 \text{ м}^2 = -11,46 \text{ см}^2, \end{aligned}$$

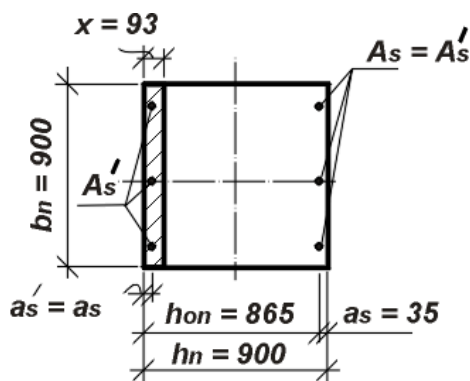


Рис. 4.9. К расчету продольной арматуры подколонника по сечению II-II

и устанавливается из условия свариваемости $d_s/4 = 12/4 = 3 \text{ мм}$, но не менее 5 мм, где d_s – диаметр продольной арматуры. Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 5 \text{ мм}$ кл. Вр-I ($A_s = 0,154 \text{ м}^2$).

По расчету продольная арматура в подколоннике не требуется, следовательно, она устанавливается конструктивно. Назначаем шаг продольных стержней $S = 400 \text{ мм}$ (рис. 4.10). Тогда минимально допустимый диаметр, который можно применить в этом случае**, равен 12 мм. Принимаем $3\varnothing 12 \text{ А-III}$ ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$). Поперечная арматура в каркасах КР-1 и КР-2 принимается либо кл. Вр-I, либо кл. А-I

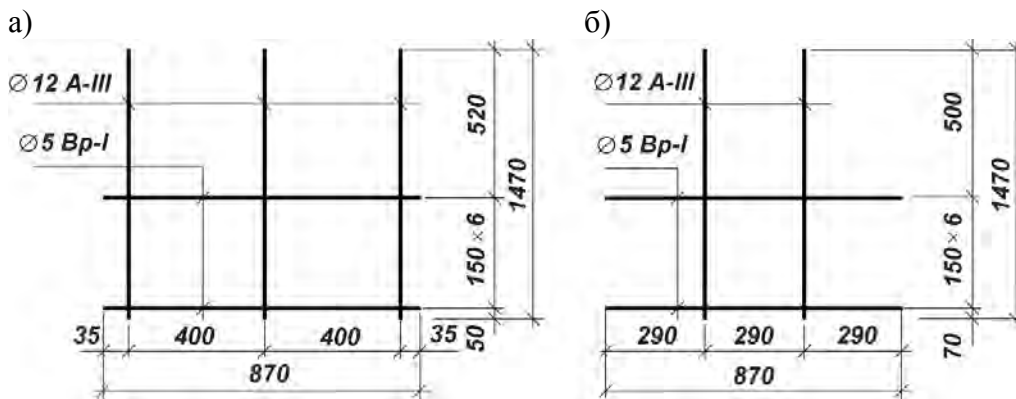


Рис. 4.10. Продольное армирование подколонника плоскими каркасами:

а) КР-1 – в плоскости действия изгибающего момента; б) КР-2 – в направлении перпендикулярном плоскости действия момента

Примечания: * В случае, если $x > x_R$, площадь продольной арматуры определяется

по формуле
$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi_1(1 - 0,5\xi_1)}{1 - \delta}, \text{ где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m}.$$

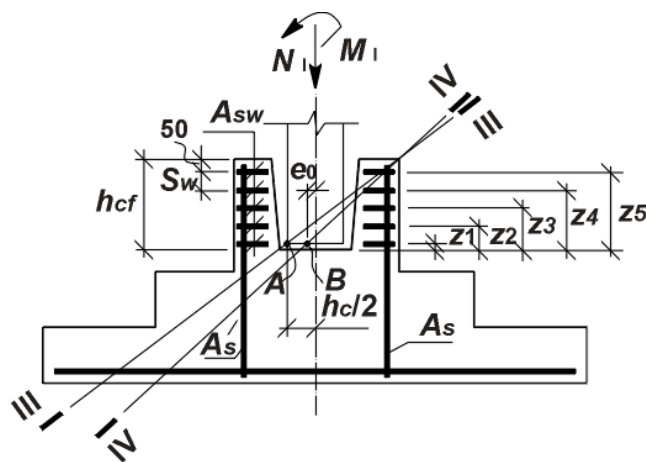
** В случае, если шаг продольных стержней $S > 400 \text{ мм}$, диаметр продольных стержней должен быть не менее 16 мм.

4.6.7.3. Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям

Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям сводится к определению требуемой площади поперечной арматуры A_{sw}^{TP} . Для этого, в зависимости от значения расчетного эксцентриситета e_0 , в сечениях III-III или IV-IV определяем соответствующие значения изгибающих моментов M_A или M_B (рис. 4.11).

Так как $h_c/6 = 0,05 \text{ м} < e_0 = 0,075 \text{ м} < 0,5h_c = 0,15 \text{ м}$, расчёт ведём по наклонному сечению IV-IV, проходящему через точку B: Значение изгибающего момента в этой точке будет определяться по формуле**

$$M_B = M_1 + Qh_{cf} - 0,7e_0 = 72,0 - 0,7 \cdot 0,075 = 71,95 \text{ кН}\cdot\text{м. Тогда}$$



$$A_{sw}^{IV-IV} = \frac{M_B}{R_s \sum z_{sw}} = \frac{71,95}{285000 \cdot 1,25} = 0,000202 \text{ м}^2 = 2,02 \text{ см}^2,$$

где R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению, определяем по прил. 5 [14], для поперечной арматуры кл. А-III $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $\sum z_{sw}$ – сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной

Рис. 4.11. К расчету поперечной арматуры подколонника

арматуры, расположенные выше нижней грани колонны) (рис. 4.11); $\sum z_{sw} = z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5 = 0,05 + 0,15 + 0,25 + 0,35 + 0,45 = 1,25 \text{ м}$; S_w – шаг поперечной арматуры, принимается исходя из следующих условий: $S_w \leq h_{cf}/4 = 500/4 = 125 \text{ мм}$ и $S_w \leq 200 \text{ мм}$, где h_{cf} – высота стакана. Принимаем $S_w = 100 \text{ мм}$.

Для A_{sw}^{IV-IV} на число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента, получаем требуемую площадь A_{sw}^{TP} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры по прил. 6 [14] или прил. 9 настоящего учебного пособия, подбираем диаметр одного

Примечания: * При $e_0 \leq h_c/6$ поперечная арматура ставится конструктивно. При $e_0 \geq 0,5h_c$ расчет ведется по наклонному сечению III-III, проходящему через точку A при $M_A = 0,8 \cdot (M_1 + Qh_{cf} - 0,5h_{cf} - 0,7e_0)$, где 0,8 – коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры, h_{cf} – высота стакана.

** В данной задаче значение поперечной силы $Q = 0$, следовательно, второе слагаемое в правой части уравнения будет отсутствовать.

стержня (рис. 4.12). $A_{sw}^{mp} = \frac{A_{sw}^{IV-IV}}{n} = \frac{2,02}{4} = 0,505 \text{ см}^2$, что соответствует $\varnothing 10$ ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$). Здесь n – количество стержней, $n = 4$ шт. Схема армирования подколонника арматурной сеткой С-2 представлена на рис. 4.13.

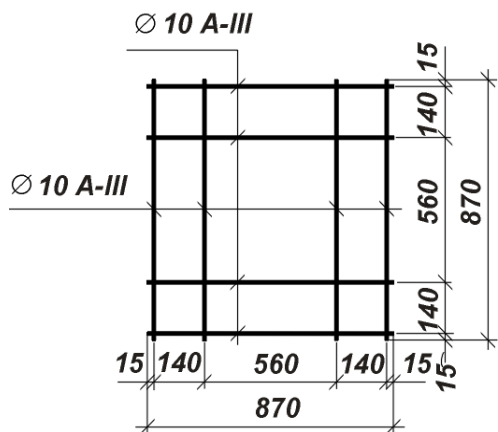


Рис. 4.12. Арматурная сетка С-2

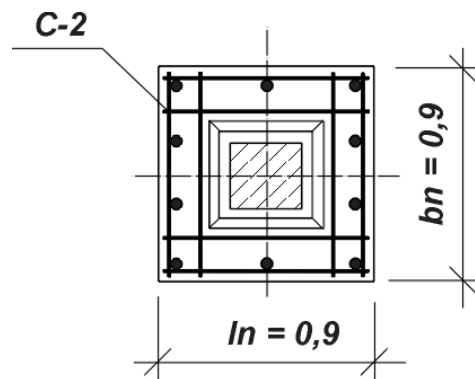


Рис. 4.13. Схема армирования подколонника арматурной сеткой С-2

5. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ II-II (B-2)

5.1. Общие положения

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-2) в сечении II-II (B-2) производим по заданной нагрузке на обрез фундамента: $N_{II} = 1200$ кН и $M_{II} = 20$ кН·м. Подвал отсутствует.

Назначаем класс бетона фундамента В20. Толщину защитного слоя бетона фундамента принимаем $a_s = 40$ мм.

5.2. Определение высоты фундамента

5.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям - см. (п.4.2.1).

5.2.2. Определение расчетной высоты фундамента

Определение расчётной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента h_{opl} по приближенной формуле

$$\begin{aligned} h_{opl} &= -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{rp}}} = \\ &= -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1440,0}{0,85 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900,0 + 123,08}} = \\ &= -0,15 + 0,68 = 0,53 \text{ м.} \end{aligned}$$

где h_c и b_c – соответственно, высота и ширина колонны, $h_c = b_c = 0,3$ м; N_I – расчетная нагрузка, передаваемая колонной на фундамент, $N_I = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 1200,0 = 1440,0$ кН; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,2$; α – коэффициент, $\alpha = 0,85$; γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа, определяется по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящего учебного пособия; p_{rp} – реактивный отпор

грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах, определяется по формуле:

$$p_{cp} = \frac{N_I}{b_f l_f} = \frac{1440,0}{3,0 \cdot 3,9} = 123,08 \text{ кПа.}$$

2. Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле:

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0,53 + 0,04 = 0,57 \text{ м} > 0,3 \text{ м, условие выполняется.}$$

Полученную расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} округляем кратно 0,15 м в большую сторону, принимая равной $h_{pl} = 0,6$ м.

3. Определяем расчетную высоту фундамента H_f по формуле:

$$H_f = h_{pl} + h_{cf} = 0,6 + 0,5 = 1,1 \text{ м.}$$

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно 0,3 м, принимая во внимание, что минимальная высота фундамента должна быть не менее 1,5 м. Принимаем $H_f = 1,5$ м.

Так как высота фундамента, требуемая по расчету, больше высоты фундамента, требуемой по конструктивным условиям, то в качестве расчетной принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1,5$ м.

5.3. Определение глубины заложения фундамента

Определение глубины заложения фундамента производим согласно пп.2.25-2.33 [1] в следующей последовательности.

1. Расчетная глубина промерзания d_f принимается такой же, как для фундамента в сечении I-I (А-7), т.е. $d_f = 0,54$ м.

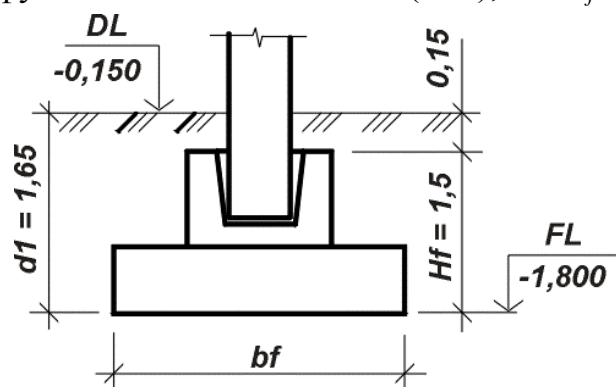


Рис. 5.1. К определению глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

2. Согласно п.2.29 [1] глубина заложения для внутреннего фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания грунтов.

3. Глубина заложения фундамента d_1 по конструктивным требованиям определяется по формуле (рис. 7.1):

$$d_1 = H_f + 0,15 = 1,5 + 0,15 = 1,65 \text{ м,}$$

где H_f – высота фундамента, $H_f = 1,5$ м; h_u – высота цоколя, $h_u = 0,15$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

ВЫВОД: Так как расчётная глубина промерзания грунта d_f меньше, чем конструктивная глубина заложения фундамента d_1 , то в качестве расчётного значения глубины заложения фундамента принимаем большую из них, т.е. $d_1 = 1,65$ м.

Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет:

$$FL = DL - d_1 = 159,50 - 1,65 = 157,85 \text{ м.}$$

5.4. Определение размеров подошвы фундамента

Определение размеров подошвы фундамента производится в следующей последовательности.

1. Задаемся соотношением размеров сторон подошвы фундамента. Принимаем $\eta = 0,8$.

2. Исходя из принятого соотношения сторон, определяем предварительные размеры подошвы фундамента. Ширина подошвы фундамента b_f определяется по формуле:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mt}d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (227,77 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{155,82}} = 2,78 \text{ м,}$$

где η – коэффициент соотношения сторон подошвы фундамента, $\eta = 0,8$; R_0 – начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-1, $R_0 = 227,77$ кПа; γ_{mt} – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах, $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³; d_1 – глубина заложения фундамента, для зданий без подвала – расстояние от уровня планировки земли до подошвы фундамента, $d_1 = 1,65$ м.

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле:

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,78}{0,8} = 3,48 \text{ м.}$$

Полученные размеры подошвы фундамента b_f и l_f округляем кратно 0,3 м в большую сторону. Принимаем $b_f = 3,0$ м и $l_f = 3,6$ м.

3. Определяем соотношение длины здания или сооружения к его высоте $L/H = 42/19 = 2,2$ м (см. бланк задания исходных данных сооружения).

4. Уточняем расчетное сопротивление несущего слоя грунта согласно п.2.41 [1] и п.3.9б [1] по формуле*:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,06$, принимаются по табл. 3 [1] или прил. 3, табл. 3.1 настоящего учебного пособия; k – коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта (φ и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, то $k = 1,0$; M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (п.7, табл. № 47) несущего слоя грунта, для $\varphi = 18^\circ$ – $M_{\gamma} = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$, принимаются по табл. 4 [1] или прил. 2, табл. 1.3 настоящего учебного пособия; b_f – ширина подошвы фундамента, $b_f = 3,0$ м; k_z – коэффициент, $k_z = 1,0$, т.к. ширина подошвы фундамента $b_f = 3,0 < 10$ м; c_{II} – удельное

Примечание: * В расчетном сечении II-II (В-2) подвал отсутствует, т.е. $d_b = 0$. В этом случае третье слагаемое правой части уравнения в скобках будет отсутствовать.

сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{II} = 4$ кПа (п.8, табл. № 47); γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды), определяется по формуле

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 d_1}{d_1} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1,75 \cdot 10 = 17,5 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_1 – удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1; $\rho_1 = 1,75$ г/см³ – плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (п.1, табл. № 47); $g = 9,82 \approx 10$ м/с² – ускорение свободного падения; γ_{II} – то же, ниже подошвы фундамента.

Так как фундамент под колонну в сечении II-II (В-2) расположен ближе к скважине № 1, следовательно, толщину грунта принимаем по скважине № 1. Тогда

$$\begin{aligned} \gamma_{II} &= \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \\ &= \frac{17,5 \cdot 2,35 + 20,0 \cdot 2,0 + 18,6 \cdot 4,0 + 9,65 \cdot 5,0 + 20,0 \cdot 5,0}{2,35 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + 5,0} = \frac{303,78}{18,35} = \\ &= 16,55 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_{sb4}$ и γ_5 – см. п.4.2. Тогда,

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 154,44 \text{ кПа.}$$

5. Уточняем ширину b_f и длину l_f подошвы фундамента с уточненным в п.4 расчетным сопротивлением R и округляем их кратно 0,3 м в большую сторону:

$$\begin{aligned} b_f &= \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (157,48 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{98,78}} = 3,51 \text{ м;} \\ l_f &= \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,51}{0,8} = 4,39 \text{ м.} \end{aligned}$$

Принимаем $b_f = 3,6$ м и $l_f = 4,5$ м.

6. Определяем окончательное расчетное сопротивление несущего слоя грунта с уточненными размерами подошвы фундамента:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,6 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 159,88 \text{ кПа.}$$

7. Определяем окончательные размеры подошвы фундамента b_f и l_f :

$$\begin{aligned} b_f &= \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (159,88 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{101,5}} = 3,44 \text{ м;} \\ l_f &= \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,44}{0,8} = 4,3 \text{ м.} \end{aligned}$$

Окончательно принимаем $b_f = 3,6$ м и $l_f = 4,5$ м.

8. Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{1200,0}{3,6 \cdot 4,5} + 20,0 \cdot 1,65 + \frac{20,0}{12,15} = 74,07 + 33,0 + 1,65 = 108,72 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{1200,0}{3,6 \cdot 4,5} + 20,0 \cdot 1,65 - \frac{20,0}{12,15} = 74,07 + 33,0 - 1,65 = 105,42 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2} = \frac{108,72 + 105,42}{2} = \frac{214,14}{2} = 107,07 \text{ кПа},$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по формуле $W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{3,6 \cdot 4,5^2}{6} = 12,15 \text{ м}^3$.

9. Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$P_{\max}^{kp} = 108,72 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 159,88 = 191,86 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 105,42 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 107,07 \text{ кПа} < R = 159,88 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако в основании имеется значительное недонапряжение,

составляющее $\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% \approx \left| \frac{107,07 - 159,88}{159,88} \right| \cdot 100\% \approx 33\% > 10\%$,

следовательно, фундамент запроектирован неэкономично, что недопустимо. Принимаем решение уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 3,3$ м и $l_f = 4,2$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,3 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 157,16 \text{ кПа};$$

$$P_{\max}^{kp} = 121,64 \text{ кПа} \leq 1,2R = 188,59 \text{ кПа}, \text{ где } W = 9,7 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{kp} = 117,52 \text{ кПа} \geq 0;$$

$$P_{cp} = 119,58 \text{ кПа} < R = 157,16 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около $24\% > 10\%$, что недопустимо, следовательно, принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 3,0$ м и $l_f = 3,9$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 154,44 \text{ кПа},$$

$$P_{\max}^{kp} = 138,19 \text{ кПа} < 1,2R = 185,33 \text{ кПа}, \text{ где } W = 7,61 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{kp} = 132,94 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 134,75 \text{ кПа} < R = 154,44 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около 13% > 10%, что недопустимо, следовательно, принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 2,7$ м и $l_f = 3,6$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 151,73 \text{ кПа};$$

$$P_{\max}^{kp} = 159,89 \text{ кПа} < 1,2R = 182,07 \text{ кПа}, \text{ где } W = 5,83 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{kp} = 153,03 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 156,45 \text{ кПа} > R = 151,73 \text{ кПа}.$$

Т.к. одно из условий не выполняется, принимаем решение принять в качестве расчетных размеров плиты размеры плитной части, равные $b_f = 3,0$ м и $l_f = 3,9$ м.

5.5. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки ФМЗ-2 в сечении II-II (В-2) производится методом послойного суммирования в следующей последовательности.

1. Вычисляем ординаты эпюр вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта (природное давление) σ_{zg} и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$.

Точка О – на поверхности земли (рис. 7.2)

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

точка 1 – на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot d_1 = 17,5 \cdot 1,65 = 28,88 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 5,78 \text{ кПа};$$

точка 2 – на границе 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 \cdot h_{1/2} = 28,88 + 17,5 \cdot 2,35 = 70,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 14,0 \text{ кПа};$$

точка 3 – на границе 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 70,0 + 20,0 \cdot 2,0 = 110,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 22,0 \text{ кПа};$$

точка 4 – на границе 3-го и 4-го слоев (на уровне подземных вод)

$$\sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 110,0 + 18,6 \cdot 4,0 = 184,4 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg3} = 36,88 \text{ кПа};$$

точка 5 – на границе 4-го и 5-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) + \gamma_{sb4} \cdot h_4 = 184,4 + 9,65 \cdot 5,0 = 232,60 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg4} = 9,64 \text{ кПа.}$$

Ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавятся гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_4 = 10,0 \cdot 5,0 = 50,0 \text{ кПа;}$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \sigma_w = 232,60 + 50,0 = 282,60 \text{ кПа; } 0,2\sigma_{zg5} = 56,52 \text{ кПа;}$$

точка б – вертикальное напряжение по подошве 5-го слоя

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_5 \cdot h_5 = 282,60 + 10,03 \cdot 5,0 = 332,75 \text{ кПа;}$$

$$0,2\sigma_{zg5} = 66,55 \text{ кПа.}$$

2. По полученным значениям ординат на геологическом разрезе в масштабе строим эпюру природного давления $\sigma_{zg,i}$ (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру $0,2\sigma_{zg,i}$ (справа от оси OZ) (рис. 7.2).

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основании от здания по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zq0} = 134,75 - 28,88 = 105,87 \text{ кПа,}$$

здесь p – среднее давление под подошвой фундамента, $p = 134,75$ кПа.

4. Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной $\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f$, где b_f – ширина подошвы фундамента. Принимаем $\Delta_i = 0,2b_f = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6$ м.

5. Определяем дополнительные вертикальные нормальные напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0,$$

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i/b_f$ и $\eta = l_f/b_f$, где z_i – глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента, определяется согласно прил. 2, табл. 1 [1] или прил. 5 настоящего учебного пособия. Принимаем $\xi = 0,67z_i$ и $\eta = 1,3$.

6. По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента (справа от оси OZ) (рис. 7.2).

7. Определяем высоту сжимаемой толщи основания H_c , нижняя граница которой BC принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (рис. 7.2).

8. Определяем величину общей осадки по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_i},$$

где β – безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}^{cp}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от подошвы фундамента в i -ом слое грунта, равно полусумме напряжений на верхней

z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента; Δ_i – толщина i -ого слоя грунта; E_i – модуль деформации i -ого слоя грунта; n – количество слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

9. Для удобства расчета осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 7.1).

Таблица 5.1

Расчет осадки ФМЗ в сечении П-П (В-7)

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
ИГЭ-1	Суглинок тугопластичный, просадочный	4,0	0	0	0	1	105,87	104,2 95,55 79,32 62,17 54,16	12000
			0,6	0,6	0,4	0,969	102,59		
			0,6	1,2	0,8	0,836	88,51		
			0,6	1,8	1,2	0,663	70,19		
			0,55	2,35	1,57	0,512	54,21		
ИГЭ-2	Супесь пластичная, непросадочная	2,0	0,05	2,4	1,6	0,511	54,10	47,96 37,22 29,28 25,31 22,82	20000
			0,6	3,0	2,0	0,395	41,82		
			0,6	3,6	2,4	0,308	32,61		
			0,6	4,2	2,8	0,245	25,94		
			0,15	4,35	2,9	0,233	24,67		
ИГЭ-3	Песок средней крупности, средней плотности, влажный	4,0	0,45	4,8	3,2	0,198	20,96	19,11 15,83 13,29 11,28	BC 30000
			0,6	5,4	3,6	0,163	17,26		
			0,6	6,0	4,0	0,136	14,40		
			0,6	6,6	4,4	0,115	12,18		
			0,6	7,2	4,8	0,098	10,38		

$$S_1 = \frac{0,8}{12000} \cdot [104,23 \cdot 0,6 + 95,55 \cdot 0,6 + 79,32 \cdot 0,6 + 62,17 \cdot 0,55] = 0,0134 \text{ м} = 1,34 \text{ см};$$

$$S_2 = \frac{0,8}{20000} \cdot [54,16 \cdot 0,05 + 47,96 \cdot 0,6 + 37,22 \cdot 0,6 + 29,28 \cdot 0,6 + 25,31 \cdot 0,15] = 0,0032 \text{ м} = 0,32 \text{ см};$$

$$S_3 = \frac{0,8}{30000} \cdot [22,82 \cdot 0,45] = 0,000274 \text{ м} = 0,027 \text{ см};$$

$$S_{\text{общ}} = S_1 + S_2 + S_3 = 1,34 + 0,32 + 0,027 = 1,69 \text{ см}.$$

Так как данный несущий слой грунта (ИГЭ-1) является просадочным, то деформации основания определяются суммированием значений общей

осадки $S_{общ}$ и просадки грунта основания S_{sl} . При этом просадка грунта основания S_{sl} определяется согласно прил. 2, п.12-17 [1] по формуле:

Сечение II – II (В-2)

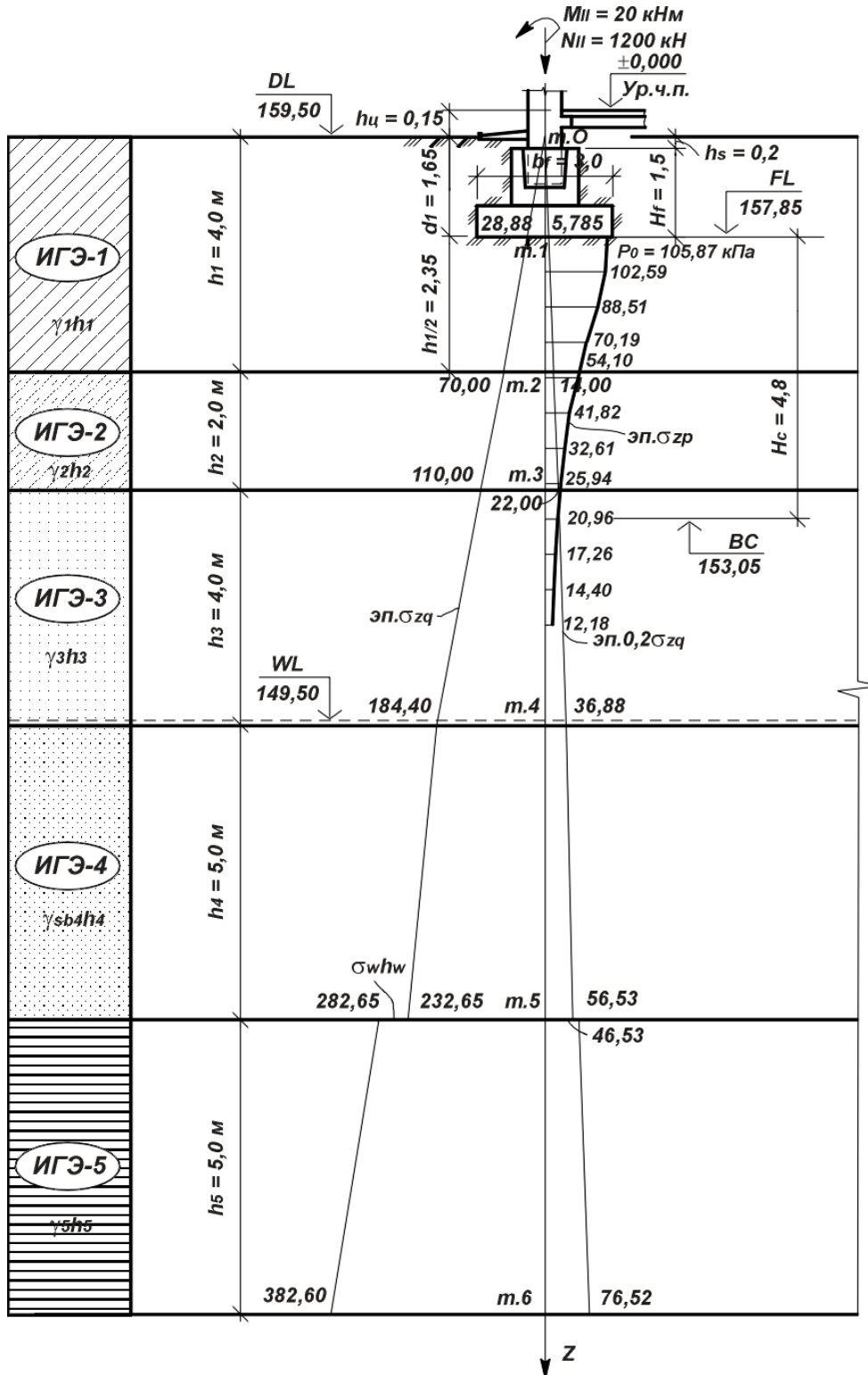


Рис. 5.2. К расчету осадки фундамента ФМЗ-2 в сечении II-II (В-2): DL – отметка планировки; NL – отметка природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; H_c – толщина сжимаемой толщи; d_1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; b_f – ширина фундамента; эп. σ_{zg} и эп. $0,2\sigma_{zg}$ – соответственно, основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; эп. σ_{zp} – эпюра дополнительного вертикального напряжения от подошвы фундамента

$$S_{sl} = \varepsilon_{sl} h_{sl} k_{sl} = 0,042 \cdot 2,35 \cdot 1,4 = 0,138 \text{ м} = 13,8 \text{ см},$$

где ε_{sl} – относительная деформация просадочности при $P = 300$ кПа, $\varepsilon_{sl} = 0,042$ (п.11, табл. 47); h_{sl} – толщина просадочного слоя, $h_{sl} = 2,35$ м; k_{sl} – коэффициент, т.к. $b_f = 3,0$ м, то значение k_{sl} определяется по формуле (16) п.14 [1]

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{P - p_{sl}}{p_0} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{134,75 - 75}{100} = 0,5 + 0,9 = 1,4,$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, $p = 134,75$ кПа; p_{sl} – начальное просадочное давление грунта ИГЭ-1, $p_{sl} = 75$ кПа (п.12, табл. 47); p_0 – давление, $p_0 = 100$ кПа. Тогда

$$S = S_{обш} + S_{sl} = 1,69 + 13,8 = 15,49 \text{ м}.$$

10. Сравним полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемой в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения прил. 4 [1] или прил. 7 настоящего учебного пособия.

$S = 15,49$ см $>$ $S_u = 8$ см, условие не выполняется, следовательно, требуется предусмотреть конструктивные мероприятия по устранению (уменьшению) просадочности несущего слоя грунта.

5.6. Расчет тела фундамента

5.6.1. Конструирование фундамента

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно 0,15 м. (рис. 7.3).

Так как $0,45 \text{ м} < h_{opl} = 0,53 \text{ м} \leq 0,9 \text{ м}$, то принимаем две ступени фундамента, при этом высоту первой h_1 и второй h_2 ступеней назначаем равной 0,3 м, т.е. $h_1 = h_2 = 0,3 \text{ м}$.

Тогда окончательная высота плитной части фундамента принимается равной $h_{pl} = 0,6 \text{ м}$, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$.

2. Назначаем размеры в плане первой c_1 и второй c_2 ступеней плитной части фундамента, принимая их кратно 0,15 м.

в направлении действия момента – в направлении большей стороны:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ м}, \text{ принимаем } c_1 = 0,75 \text{ м};$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ м}, \text{ принимаем } c_2 = 0,75 \text{ м};$$

в направлении перпендикулярном плоскости действия момента:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 2,0 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м}, \text{ принимаем } c_1 = 0,6 \text{ м};$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м}, \text{ принимаем } c_2 = 0,45 \text{ м},$$

где h_1 и h_2 – соответственно, высота первой и второй ступеней фундамента.

5.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание

5.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание

Проверяем выполнение условия: $h_n - h_{cf} \geq 0,5(l_n - h_c)$.

Так как $0,9 - 0,5 > 0,5 \cdot (0,9 - 0,3)$, условие выполняется, следовательно, при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом расчет на продавливание следует вести по 1-ой схеме. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа колонны или подколонника на действие продольной силы N_I и изгибающего момента M_I .

При расчете плитной части фундамента на продавливание рассматривается условие прочности только одной, наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани которой начинаются у колонны и направлены под углом 45° к горизонтали (рис. 5.3):

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{opl} = 1,0 \cdot 900,0 \cdot 1,46 \cdot 0,56 = 735,84 \text{ кН},$$

где φ_b – коэффициент, для тяжелого бетона кл. В20 $\varphi_b = 1,0$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, принимается прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящего учебного пособия, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа; b_m – средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания (рис. 5.3), при $b_f - b_c > 2h_{opl}$ определяется по формуле:

$$b_m = b_c + h_{opl} = 0,9 + 0,56 = 1,46,$$

где b_c – размер сечения колонны или подколонника, являющийся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания, $b_c = b_n = 0,9$ м (рис. 5.3); F – продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_I , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом отпора грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по формуле:

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 126,23 \cdot 2,58 = 325,67 \text{ кН},$$

где p_{\max} – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле:

$$p_{\max} = \frac{N_I}{b_f l_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{1440,0}{3,0 \cdot 3,9} + \frac{24,0}{7,61} = 123,08 + 3,15 = 126,23 \text{ кН};$$

A_0 – часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (многогранник $abcdef$, рис. 5.3), определяется по формуле:

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5b_f(l_f - l_n - 2h_{opl}) - 0,25(b_f - b_n - 2h_{opl})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 3,0 \cdot (3,9 - 0,9 - 2 \cdot 0,56) - 0,25 \cdot (3,0 - 0,9 - 2 \cdot 0,56)^2 = 2,58 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Итак, $F = 325,67 \text{ кН} < 735,84 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания дна стакана не произойдет и высота плитной части достаточна.

5.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание

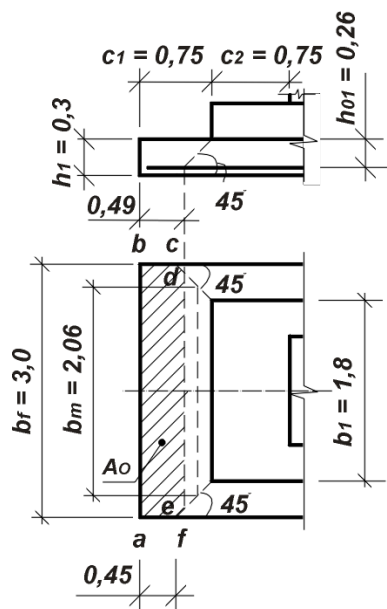


Рис. 5.4. К расчету прочности нижней ступени на продавливание

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{01} = 1,0 \cdot 900,0 \cdot 2,06 \cdot 0,26 = 482,04 \text{ кН},$$

где F , φ_b ; R_{bt} ; p_{\max} ; b_m – см. п.7.4.2.1; т.к. $b_f - b_1 > 2h_{01}$, то $b_m = b_1 + h_{01} = 1,8 + 0,26 = 2,06 \text{ м}$, здесь b_1 – верхняя грань пирамиды продавливания, $b_1 = 1,8 \text{ м}$ (рис. 5.4); h_{01} – рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м}$.

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 126,23 \cdot 1,35 = 170,97 \text{ кН},$$

где A_0 – площадь многогранника $abcdef$ (рис. 7.4), определяется по формуле:

$$A_0 = 0,5 b_f (l_f - l_1 - 2h_{01}) - 0,25 (b_f - b_1 - 2h_{01})^2 = 0,5 \cdot 3,0 \cdot (3,9 - 2,4 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (3,0 - 1,8 - 2 \cdot 0,26)^2 = 1,35 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 170,97 \text{ кН} < 482,04 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания

дна нижней ступени фундамента не произойдет и высота нижней ступени достаточна.

5.6.3. Расчет плитной части фундамента на раскалывание

Так как $b_c / h_c = 0,3 / 0,3 = 1 > A_b / A_l = 2,03 / 2,49 = 0,82$, то проверка фундамента по прочности на раскалывание от действия продольной силы N_c производится, исходя из следующего условия:

$$N_c \leq (1 + h_c / b_c) \mu \gamma_1 A_b R_{bt},$$

где μ , γ_1 , R_b , N_c – см. п.4.6.3; A_l – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси стакана колонны, за вычетом площади стакана, в направлении действия изгибающего момента, $A_l = 2,49 \text{ м}^2$ (рис. 5.5а); A_b – то же, в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента, $A_b = 2,03 \text{ м}^2$ (рис. 5.5б).

$$N_c = \alpha N_I = 0,88 \cdot 1440,0 = 1267,2 \text{ кПа},$$

где α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N_I на плитную часть фундамента через стенки стакана, но не менее 0,85, определяется по формуле:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4\gamma_{b2}\gamma_{b9}R_{bt}A_c}{N_1} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900 \cdot 0,54}{1440,0} = 0,88,$$

где γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; N_1 – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, $N_1 = 1440,0$ кН; A_c – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакане фундамента, определяется по формуле:

$$A_c = 2(b_c + h_c)h_{cf} = 2 \cdot (0,3 + 0,3) \cdot 0,45 = 0,54 \text{ м}^2.$$

Вследствие того, что $0,88 > 0,85$, принимаем $\alpha = 0,88$. Тогда

$$N_c = 1267,2 \text{ кН} < (1 + 0,3/0,3) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,03 \cdot 900 = 3562,65 \text{ кН}.$$

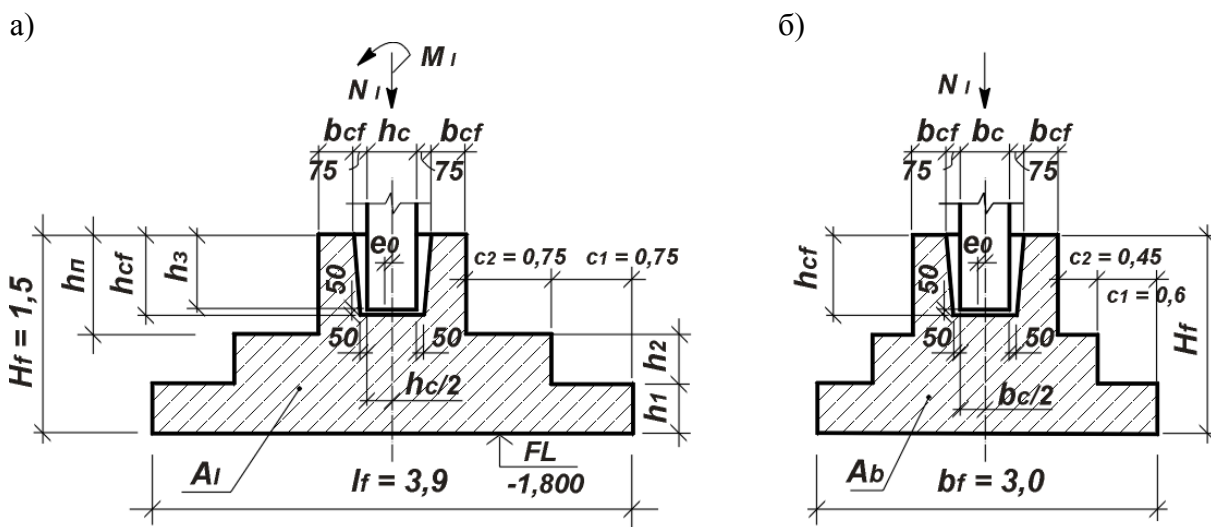


Рис. 5.5. К расчету плитной части фундамента на раскалывание:

а) в плоскости действия изгибающего момента; б) в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента

Условие выполняется, следовательно, раскалывания фундамента не произойдет.

5.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие

Расчёт прочности фундамента на смятие (местное сжатие) под торцом колонны сводится к проверке следующего условия пп.3.39, 3.41 [5]:

$$N_c \leq 0,9\psi_{loc}R_{b.loc}A_{loc1},$$

где N_c – см. п.5.6.3, $N_c = 1267,2$ кН; ψ_{loc} – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия (при равномерном распределении, как в случае с колонной, $\psi_{loc} = 1,0$); A_{loc1} – фактическая площадь смятия (площадь торца колонны), $A_{loc1} = b_c \cdot h_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $R_{b.loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле:

$$R_{b.loc} = \alpha\varphi_{loc}R_b = 1,0 \cdot 2,5 \cdot 11500 = 28750 \text{ кПа},$$

где α – коэффициент, $\alpha = 1,0$; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5$ МПа; φ_{loc} – коэффициент,

учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, для бетона выше кл. В7,5 не более 2,5, определяется по формуле:

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{0,81}{0,09}} = 2,1, \text{ т.к. } 2,1 < 2,5, \text{ то принимаем } \varphi_{loc} = 2,1,$$

здесь A_{loc2} – расчетная площадь смятия (площадь поперечного сечения подколонника) (см. рис. 7.3) $A_{loc2} = l_n b_n = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м}^2$. Тогда

$$1267,2 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1,0 \cdot 28750 \cdot 0,09 = 2328,75 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдет, значит, ниже стакана сетки косвенного армирования не устанавливаются.

5.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном (рис. 5.3) исходя из условия:

$$Q \leq \frac{1,5 R_{bt} b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900,0 \cdot 3,0 \cdot 0,26^2}{0,75} = 365,04 \text{ кН},$$

где $Q = p_{zp}(c_1 - c_0)b_f = 123,08 \cdot (0,75 - 0,3) \cdot 3,0 = 166,16 \text{ кН}$, c_1 – вылет (длина) нижней ступени (консоли), $c_1 = 0,75 \text{ м}$; c_0 – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, $c_0 = 0,3 \text{ м}$; p_{zp} , b_f и R_{bt} – см. п.7.2.2.

Правая часть неравенства принимается не менее $0,6 R_{bt} b_f h_{01} = 0,6 \cdot 900,0 \cdot 3,0 \cdot 0,26 = 421,2 \text{ кН}$ и не более $2,5 R_{bt} b_f h_{01} = 2,5 \cdot 900,0 \cdot 3,0 \cdot 0,26 = 1755,0 \text{ кН}$. Все условия выполняются.

Итак, $Q = 166,16 \text{ кН} < 421,2 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

5.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль сторон фундамента l_f и b_f в сечениях, проходящих по граням колонны и подколонника и по граням ступеней фундамента.

1. В сечениях I-I, II-II и III-III (рис. 5.3) определяем изгибающие моменты.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны: для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,75^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 125,02) = 106,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где b_f – ширина подошвы фундамента, $b_f = 3,0 \text{ м}$; l_{I-I} – см. рис. 7.3; P_{I-I} –

давление грунта в сечении I-I, определяется по формуле:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 0,75) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} =$$

$$= 119,93 + 5,09 = 125,02 \text{ кПа};$$

где l_f – длина подошвы фундамента, $l_f = 3,9$ м;

$$P_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{1440,0}{3,9 \cdot 3,0} + \frac{24,0}{7,61} = 123,08 + 3,15 = 126,23 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{l_f b_f} - \frac{M_I}{W} = \frac{1440,0}{3,9 \cdot 3,0} - \frac{24,0}{7,61} = 123,08 - 3,15 = 119,93 \text{ кПа};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,5^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 123,81) =$$

$$= 423,3 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где l_{II-II} – см. рис. 7.3; P_{II-II} – давление грунта в сечении II-II,

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 1,5) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} =$$

$$= 119,93 + 3,88 = 123,81 \text{ кПа};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,8^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 123,32) =$$

$$= 608,76 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $l_{III-III}$ – см. рис. 7.3; $P_{III-III}$ – давление грунта в сечении III-III,

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 1,8) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} =$$

$$= 119,93 + 3,39 = 123,32 \text{ кПа};$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от реактивного давления (отпора) грунта $p_{zp} = 123,08$ кПа (см. п.5.2.2):

для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{zp} (b_f - b_1)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 1,8)^2 \cdot 3,9}{8} = 86,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{zp} (b_f - b_n)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 0,9)^2 \cdot 3,9}{8} = 264,61 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{zp} (b_f - b_c)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 0,3)^2 \cdot 3,9}{8} = 437,41 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей

арматуры A_s^{TP} в плитной части фундамента (рис. 5.3). Подбор арматуры ведется на всю ширину или длину фундамента.

В направлении действия момента – в направлении большей стороны:
для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{106,2}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,001243 \text{ м}^2 = 12,43 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{423,3}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,002301 \text{ м}^2 = 23,01 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{608,76}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,00127 \text{ м}^2 = 12,7 \text{ см}^2.$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента:
для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{86,4}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,0010116 \text{ м}^2 = 10,12 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{264,61}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,001438 \text{ м}^2 = 14,38 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{03}R_s} = \frac{437,41}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000912 \text{ м}^2 = 9,12 \text{ см}^2,$$

где h_{01} , h_{02} и h_{03} – расчетная рабочая высота фундамента, соответственно, в сечениях I-I, II-II и III-III: $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м, $h_{02} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м, $h_{03} = H_f - a_s = 1,5 - 0,04 = 1,46$ м; M_{I-I} , M_{II-II} и $M_{III-III}$ – изгибающие моменты, соответственно, в сечениях I-I, II-II и III-III $R_s = 365$ МПа – см. п.4.6.5.

3. Из трех значений A_s^{I-I} , A_s^{II-II} и $A_s^{III-III}$ в соответствующем направлении выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Принимаем $S = 150 \div 200$ мм. Количество стержней больше числа шагов на 1. Деля A_s^{\max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры прил. 6 [14] или прил. 9 настоящего учебного пособия, подбираем окончательный диаметр одного стержня.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис.5.6). $A_s^{\max} = 23,01 \text{ см}^2$.

Количество стержней принимаем $n = 26$ шт. Тогда

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{23,01}{26} = 0,885 \text{ см}^2. \text{ Принимаем диаметр одного стержня } \varnothing = 12$$

мм ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$). Окончательно принимаем $26\varnothing 12$.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента.

Принимаем шаг стержней $S = 150 \text{ мм}$ (рис. 7.6). $A_s^{\max} = 14,38 \text{ см}^2$.

Принимаем количество стержней $n = 20 \text{ шт.}$ $A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{14,38}{20} = 0,719 \text{ см}^2$.

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 10 \text{ мм}$ ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$). Окончательно принимаем $20\varnothing 10$.

Так как размеры подошвы фундамента $l_f(b_f) \geq 3 \text{ м}$, то подошва фундамента армируется четырьмя арматурными сетками с рабочей арматурой в одном направлении. Схема армирования подошвы фундамента арматурными сетками представлена на рис. 5.7.

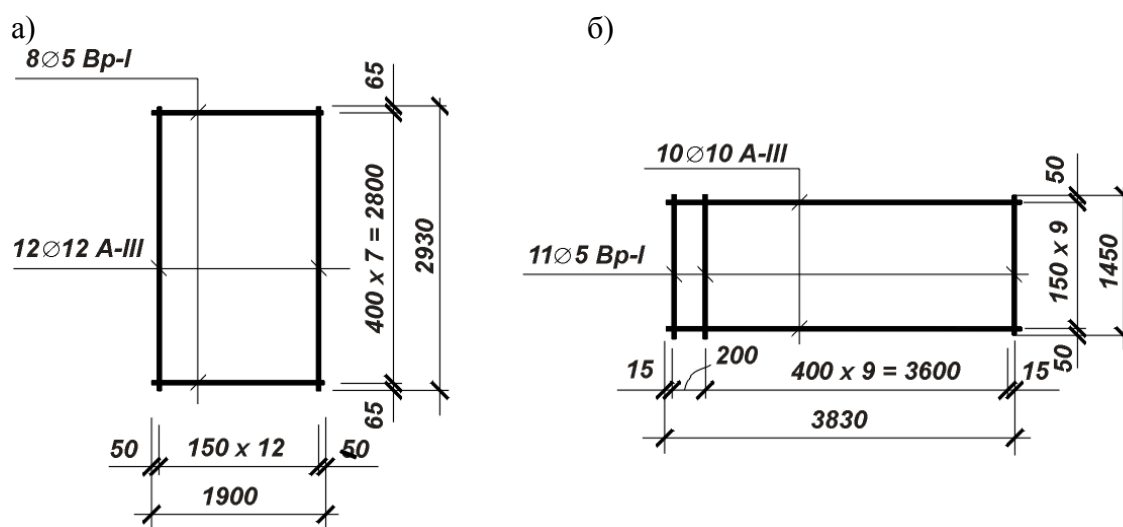


Рис. 5.6. Арматурные сетки: а) сетка С-1; б) сетка С-3

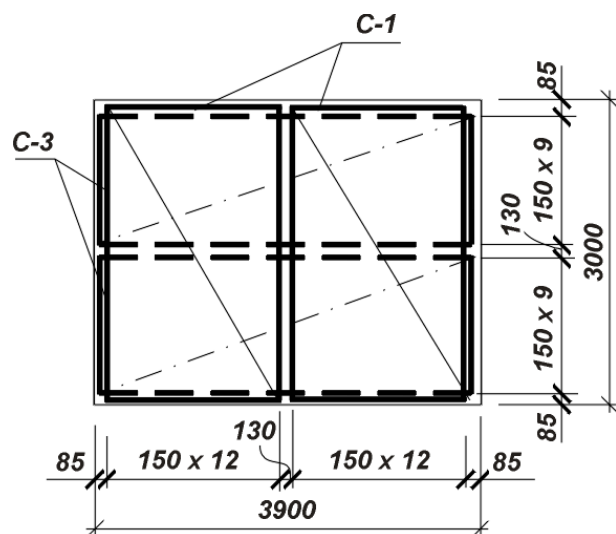


Рис. 5.7. Схема армирования подошвы фундамента

5.6.7. Расчет подколонника фундамента

5.6.7.1. Конструирование подколонника

Стаканная часть фундамента должна удовлетворять следующим требованиям.

Толщина стенок стакана определяется расчетом на прочность, но принимается не менее 0,15 м. Толщину защитного слоя назначаем равной $a_s = a'_s = 35$ мм. Размеры подколонника в плане и высоте принимаются кратно 0,15 м. Зазоры между колонной и стенками стакана для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном должны быть понизу не менее 50 мм, а поверху – не менее 75 мм. После монтажа колонны в стакан фундамента, зазоры заполняют бетоном кл. В17,5 на мелком заполнителе. Принимаем симметричное армирование.

5.6.7.2. Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям

Расчет прочности подколонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной рабочей арматуры A_s^{mp} . Для этого рассматриваются два нормальных сечения: первое – сечение I-I – по обрезу стакана и второе – сечение II-II – по плитной части фундамента

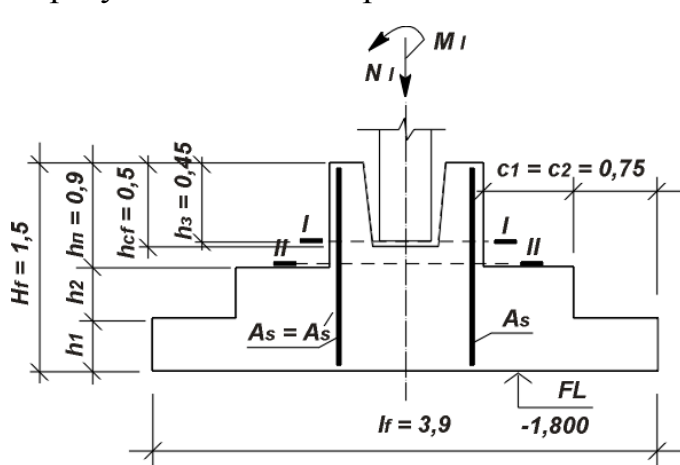


Рис. 5.8. К расчету продольной арматуры подколонника

(рис. 5.8).

Расчет по сечению I-I производится по правилам расчёта коробчатого сечения, которое, в свою очередь, приводится к двутавровому сечению (рис. 7.9). Расчет выполняем в следующей последовательности.

1. Определяем значение расчетного эксцентриситета e_0 :

$$e_0 = \frac{M_I}{N_I} = \frac{24,0}{1440,0} = 0,017 \text{ м.}$$

2. Проверяем условие:

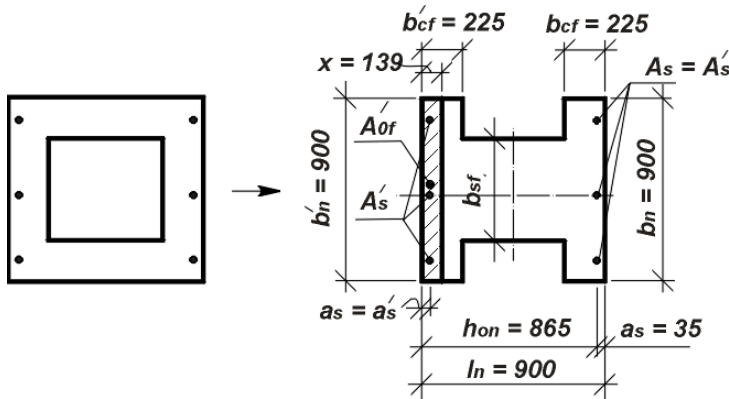
$$N_1 = 1440,0 \text{ кН} < R_b b_n b_{cf} = 11500 \cdot 0,9 \cdot 0,225 = 2328,75 \text{ кН,}$$

где b_n , b_{cf} и R_b – см. п.4.6.7.2.

Условие выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки (рис. 7.9), следовательно, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_n = b'_n = 0,9$ м и толщиной стенки стакана, $b_{cf} = 0,225$ м.

3. Определяем высоту сжатой зоны x бетона:

$$x = \frac{N_I}{R_b b_n} = \frac{1440,0}{11500 \cdot 0,9} = 0,139 \text{ м} > 2 a'_s = 2 \cdot 0,035 = 0,07 \text{ м.}$$



4. Определяем относительную высоту сжатой зоны ξ бетона:

$$\xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,139}{0,865} = 0,161 \text{ м,}$$

где h_{0n} – рабочая высота подколонника, $h_{0n} = l_n - a_s = 0,9 - 0,035 = 0,865 \text{ м}$, здесь l_n – длина поперечного сечения подколонника по Рис.

5.9. К расчету продольной арматуры подколонника сечению I-I

Определяем граничное значение

относительной высоты ξ_R сжатой зоны бетона по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1,284} = 0,59 \text{ м,}$$

где ω – коэффициент, $\omega = 0,758$ (см. п.4.6.7.2).

6. Проверяем условие $x \leq x_R$:

$x = 0,139 \text{ м} < x_R = \xi_R h_{0n} = 0,59 \cdot 0,865 = 0,51 \text{ м}$, условие верно, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

7. Определяем требуемую площадь продольной арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi) - B_{0,9}}{1 - \delta} = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865}{365000} \cdot \frac{0,08 - 0,161 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,161) - 0,0196}{1 - 0,041} = 0,025 \cdot (-0,09) = -0,002 \text{ м}^2 = -20,0 \text{ см}^2.$$

где $\delta = \frac{a'_s}{h_{0n}} = \frac{0,035}{0,865} = 0,041$; $\alpha_m = \frac{N_I e}{R_b b'_n h_{0n}^2} = \frac{1440,0 \cdot 0,431}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,08$,

здесь e – эксцентриситет, определяется по формуле

$$e = e_0 \eta + 0,5 l_n - a_s = 0,017 \cdot 0,92 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,431 \text{ м,}$$

где $\eta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,161 = 0,92$;

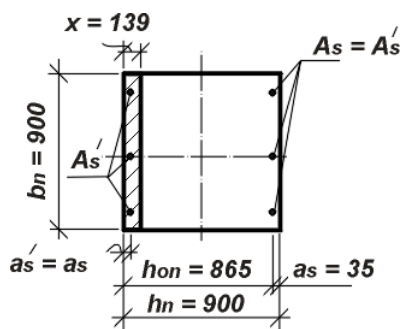
$$B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_{cf}}{h_{0n}}\right) = 0,0259 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,0225 \cdot 0,87 = 0,0196,$$

где $\alpha_{0,9} = \frac{A_{0f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,02}{0,9 \cdot 0,865} = 0,0259$, здесь A_{0f} – площадь сжатой зоны,

$$A'_{0f} = b'_n x \xi = 0,9 \cdot 0,139 \cdot 0,161 = 0,02 \text{ м}^2.$$

8. Расчет по сечению II-II производится по правилам расчёта прямоугольного сечения с двойной арматурой (рис. 5.9).

Так как $x = 0,139 \text{ м} < x_R = 0,51 \text{ м}$, то



$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n} \cdot \alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{R_s} = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865 \cdot 0,08 - 0,161 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,161)}{365000} = 0,025 \cdot (-0,07) = -0,0018 \text{ м}^2 = -18,0 \text{ см}^2,$$

Рис. 5.9. К расчету продольной арматуры подколонника по сечению II-II

По расчету продольной арматуры в подколоннике не требуется, следовательно, она устанавливается конструктивно. Назначаем шаг продольных стержней $S = 400 \text{ мм}$ (рис. 5.10). Тогда минимально допустимый диаметр, который можно применить в этом случае,

равен 12 мм. Принимаем $3\varnothing 12 \text{ А-400}$ ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$). Поперечная арматура в каркасах КР-1 и КР-2 принимается либо кл. В-500, либо А-240 и устанавливается из условия свариваемости $d_s/4 = 12/4 = 3 \text{ мм}$, но не менее 5 мм, где d_s – диаметр продольной арматуры. Принимаем диаметр поперечных стержней 5 мм кл. Вр-I ($A_s = 0,154 \text{ м}^2$).

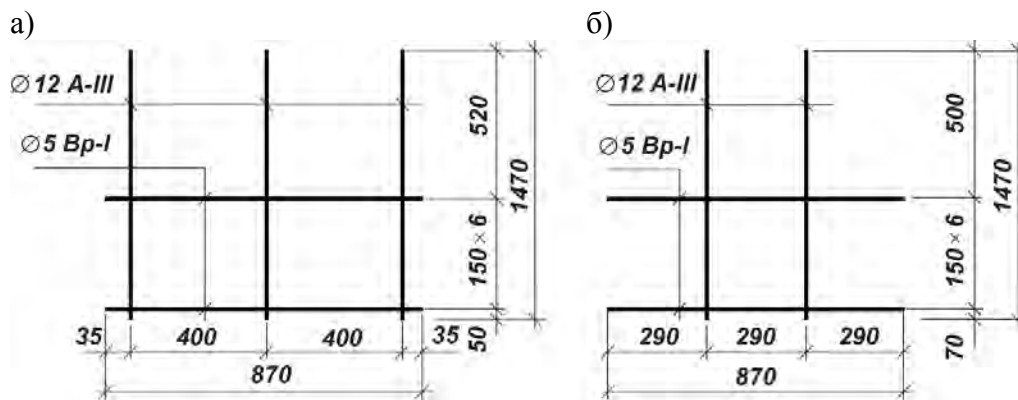


Рис. 5.10. Продольное армирование подколонника плоскими каркасами: а) КР-1 – в плоскости действия изгибающего момента; б) КР-2 – в направлении перпендикулярном плоскости действия момента

5.6.7.3. Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям

Расчет прочности подколонника по наклонным сечениям сводится к определению требуемой площади поперечной арматуры A_{sw}^{mp} . Для этого в зависимости от значения расчетного эксцентриситета e_0 в сечениях III-III или IV-IV определяем соответствующие значения изгибающих моментов M_A или M_B (рис. 5.11).

Так как $h_c/6 = 0,05 < e_0 = 0,075 < 0,5h_c = 0,15$, расчёт ведём по наклонному сечению IV-IV, проходящему через точку B. Значение изгибающего момента в этой точке будет определяться по формуле:

$$M_B = M_I - 0,7e_0 = 24,0 - 0,7 \cdot 0,139 = 23,9 \text{ кН}\cdot\text{м. Тогда,}$$

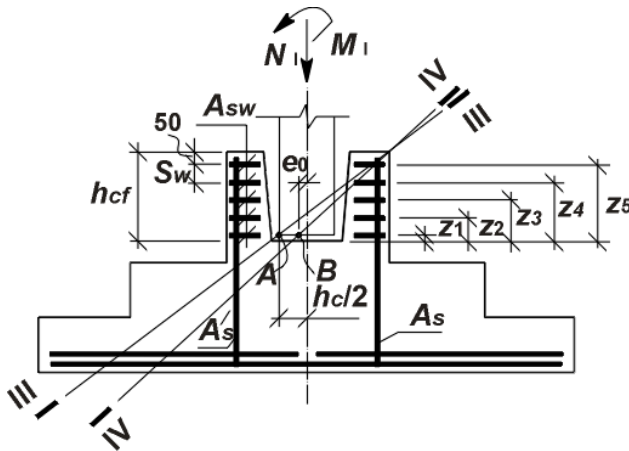


Рис. 5.11. К расчету поперечной арматуры подколонника

$$A_{sw}^{IV-IV} = \frac{M_B}{R_s \sum z_{sw}} = \frac{71,95}{285000 \cdot 1,25} = 0,000202 \text{ м}^2 = 2,02 \text{ см}^2,$$

где R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению, определяем прил. 5 [14], для поперечной арматуры кл. А-400 $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $\sum z_{sw}$ – сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной арматуры, расположенные выше нижней грани колонны) (рис.

4.11); $\sum z_{sw} = z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5 = 0,05 + 0,15 + 0,25 + 0,35 + 0,45 = 1,25 \text{ м}$; S_w – шаг поперечной арматуры, принимается исходя из следующих условий: $S_w \leq \frac{h_{cf}}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ мм}$ и $S_w \leq 200 \text{ мм}$, где h_{cf} – высота стакана фундамента. Принимаем $S_w = 100 \text{ мм}$.

Деля A_{sw}^{IV-IV} на число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента, получаем требуемую площадь A_{sw}^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры по прил. 6 [14] или прил. 9 настоящего учебного пособия, подбираем диаметр одного стержня (рис. 7.12). $A_{sw}^{mp} = \frac{A_{sw}^{IV-IV}}{n} = \frac{2,02}{4} = 0,505 \text{ см}^2$, что соответствует $\varnothing 10$ ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$). Здесь n – количество стержней, $n = 4$ шт. Схема армирования подколонника арматурной сеткой С-2 приведена на рис. 5.13.

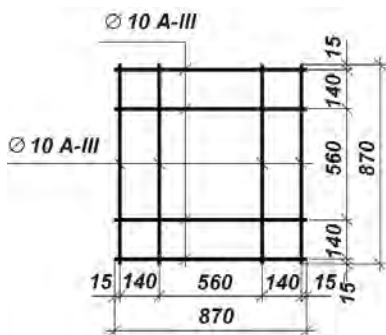


Рис. 5.12. Арматурная сетка С-2

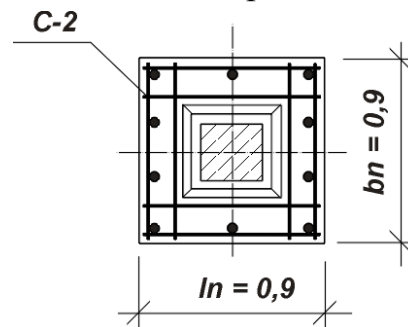


Рис. 5.13. Схема армирования подколонника арматурной сеткой С-2

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 22.13330.2011. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. – М.: 2011. – 41 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 42 с.
3. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. – М.: Стройиздат, 1983. – 136 с.
4. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 362 с.
5. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.04-83)/НИИОСП им. Герсеванова: – М.: Стройиздат, 1986. – 415с.
8. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны промышленных зданий (к СНиП 2.03.01-84). – М., 1985.
9. *Берлинов М.В.* Основания и фундаменты: Учеб. для строит. специальностей вузов. -3-е изд., стер: – М.: Высш. шк., 1999: – 319с.
10. *Веселов В.А.* Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета): Учеб. пособ. для вузов. – 3-е изд., пераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.; ил.
11. *Лапшин Ф.К.* Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов: Изд-во Саратовского университета, 1986. – 224 с.: ил.
12. *Далматов Б.И.* Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – 2-е изд. перераб. и доп.– Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.; ил.
13. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пособие/Под ред. Б.И.Далматова. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 1999. – 340 с.; ил.
14. *Байков В.А., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1991. – 767с.; ил.
15. *Авазов Р.Р.* Основания и фундаменты: Методические указания к курсовому проекту. – Казань, КИСИ, 1989.

КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПРИЗНАКИ ГРУНТОВ

Таблица 1.1

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунты	Размеры частиц, мм.	Содержание частиц по массе, %
Крупнообломочные		
Валунные	> 200	> 50
Галечниковые	> 10	> 50
Гравийные	> 2	> 50
Песчаные		
Гравелистые	> 2	> 25
Крупные	> 0,5	> 50
Средней крупности	> 0,25	> 50
Мелкие	> 0,1	> 75
Пылеватые	< 0,1	> 75

Примечание: Для установления наименования грунта последовательно суммируется % содержания частиц исследуемого грунта: сначала – крупнее 200 мм, затем – крупнее 10 мм, далее – крупнее 2 мм и т.д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований.

Таблица 1.2

Классификация пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности, J_p , %
Супеси	$1 < J_p \leq 7$
Суглинки	$7 < J_p \leq 17$
Глины	$J_p > 17$

Таблица 1.3

Классификация пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести, J_L

Пылевато-глинистый грунт	Показатель текучести, J_L	Пылевато-глинистый грунт	Показатель текучести, J_L
Супеси		Суглинки и глины	
Твердые	$J_L \leq 0$	Твердые	$J_L \leq 0$
Пластичные	$0 < J_L \leq 1,0$	Полутвердые	$0 < J_L \leq 0,25$
Текучие	$J_L > 1,0$	Тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,5$
		Мягкопластичные	$0,5 < J_L \leq 0,75$
		Текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1,0$
		Текучие	$J_L > 1,0$

Таблица 1.4

Классификация грунтов по степени влажности, S_r

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности, S_r
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблица 1.5

Классификация грунтов по плотности сложения пластов

Пески	Значение e для песков		
	плотных	средней плотности	рыхлых
Гравелистые, крупные, средней крупности	$e < 0,5$	$0,55 < e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкие	$e < 0,6$	$0,6 < e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,6$	$0,6 < e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 1.6

Классификация лессовых грунтов по просадочности

Разновидность лессовых грунтов	Относительная просадочность ε_{sl} , д.е.
Непросадочные	$\varepsilon_{sl} < 0,01$
Просадочные	$\varepsilon_{sl} \geq 0,01$

Таблица 1.7

Классификация глинистых грунтов по относительной деформации набухания ε_{sw}

Разновидность глинистых грунтов	Относительная деформация набухания без нагрузки ε_{sw} , д.е.
Ненабухающий	$\varepsilon_{sw} < 0,04$
Слабонабухающий	$0,04 \leq \varepsilon_{sw} \leq 0,08$
Средненабухающий	$0,08 < \varepsilon_{sw} \leq 0,12$
Сильнонабухающий	$\varepsilon_{sw} > 0,12$

Таблица 1.8

Классификация грунтов по сжимаемости

Сжимаемость грунтов	Показатели		Характеристика грунтов
	γ_d , кН/м ³	E_0 , МПа	
Сильносжимаемые	< 14	< 3	Не могут служить естественным основанием
Среднесжимаемые	$14 \div 16$	$3 \div 10$	Используются в качестве естественных оснований
Малосжимаемые	> 16	> 10	Являются хорошими основаниями для фундаментов

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Таблица 2.1

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_0 , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнением:	
песчаным	600
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$J_L \leq 0,5$	450
$0,5 < J_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем:	
песчаным	500
пылевато-глинистым при показателе текучести	
$J_L \leq 0,5$	400
$0,5 < J_L \leq 0,75$	350

Таблицы 2.2

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Песчаные грунты	Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 2.3

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непроемочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости, e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$J_L = 0$	$J_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примечание: Для промежуточных значений J_L и e значение расчетного сопротивления грунта R_0 определяется по интерполяции.

Таблица 2.4

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (просадочных) грунтов

Грунты	Значение R_0 , кПа, грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	300	350	200	250
Суглинки	150	180	250	300
	350	400		
	180	200		

Примечание: В числителе приведены значения R_0 , относящиеся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе – значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Таблица 2.5

Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи	Значение R_0 , кПа			
	Пески крупные, средней крупности и мелкие шлаки и т.п. при степени влажности S_r		Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, равномерно возведенные с уплотнением	250	200	180	150
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250	200	180	150
без уплотнения	180	150	120	100
Свалки грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	150	120	120	100
без уплотнения	120	100	100	80

Примечания: 1. Значения R_0 в настоящей таблице относятся к насыпным грунтам с содержанием органических веществ $I_{om} \leq 0,1$.
2. Для несслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

Таблица 2.6

Расчетные сопротивления грунтов обратной засыпки R_0' для выдергиваемых фундаментов опор воздушных линий электропередачи

Относительное заглубление фундамента	Значения R_0' , кПа			
	Пылевато-глинистые грунты при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ и плотности грунта обратной засыпки, т/м ³		Пески средней крупности и мелкие маловлажные и влажные при плотности грунта обратной засыпки, т/м ³	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	–	100	–	100

Примечания: 1. Значения R_0' для глин и суглинков с показателем текучести $0,5 < I_L \leq 1,0$ и супесей при $0,5 < I_L \leq 1,0$ принимаются по графе “пылевато-глинистые грунты” с введением понижающих коэффициентов, соответственно, 0,85 и 0,7.

2. Значения R_0' для пылеватых песков принимаются как для песков средней крупности и мелких с коэффициентом 0,85.

Коэффициент k_h при определении расчетной глубины сезонного промерзания грунта

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и выше
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 техническими подвалами	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Приведенные значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, значения 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.

Таблица 3.2

Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $J_L < 0$	То же	– // –
То же, при $J_L > 0$	– // –	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $J_L \geq 0,25$	– // –	То же
То же, при $J_L < 0,25$	– // –	Не менее $0,5d_f$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

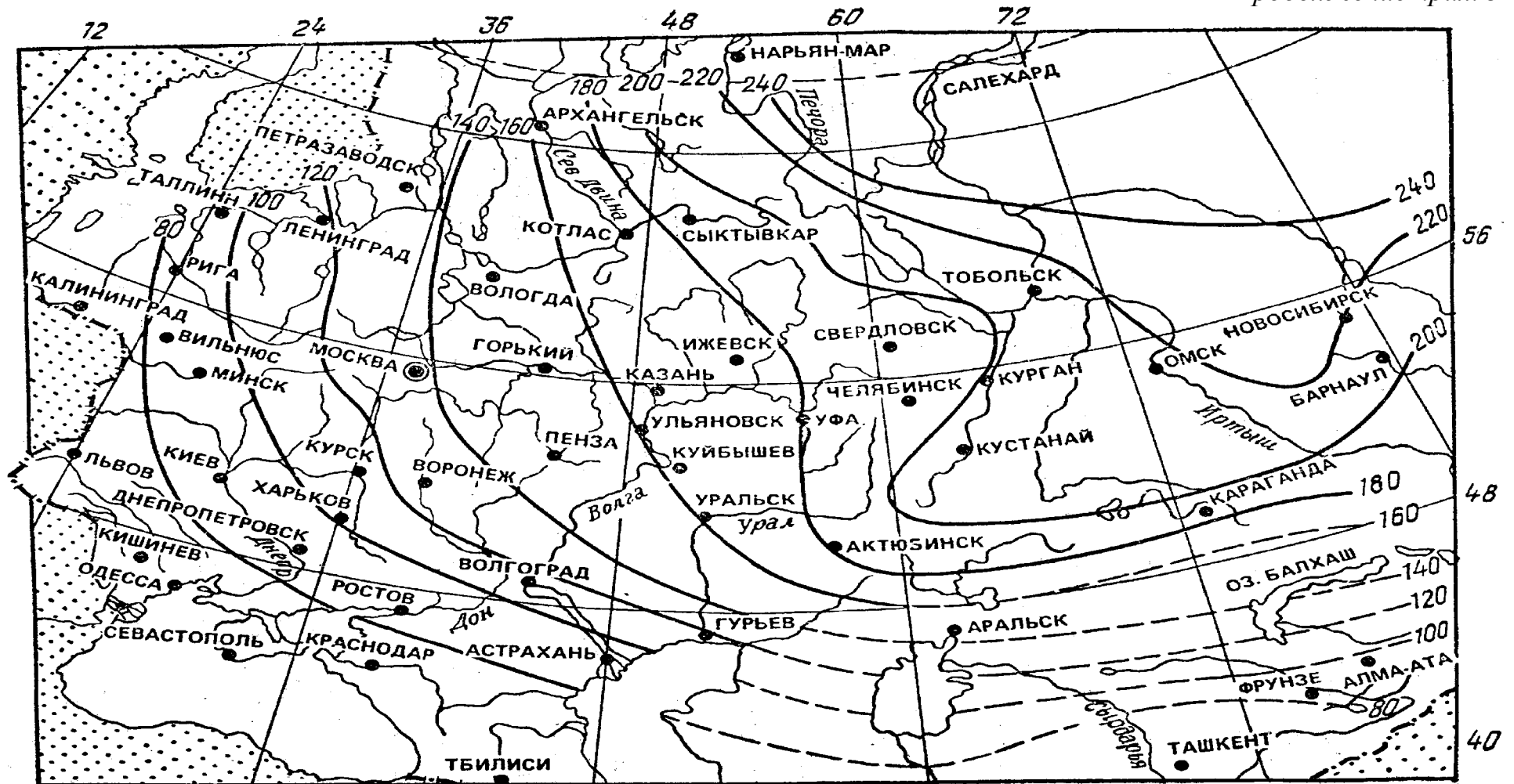


Рис.1. Карта глубины промерзания глинистых и суглинистых грунтов (для песков и супесей значения глубины промерзания, указанные на карте, следует увеличить в 1,2 раза)

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Виды грунтов	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для		
		многоэтажных зданий при отношении их длины к высоте L/H , равном		одноэтажных каркасных промзданий
		4 и более	1,5 и менее	
Пески крупные и средней крупности	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 4.2

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

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

Коэффициент α при определении осадки

$\xi = \frac{2z}{b_f}$	Коэффициент α для фундаментов							
	кругл ых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l_f/b_f$, равным						ленточн ых ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
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	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
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_f – длина фундамента; b_f – 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.

Коэффициенты условий работы грунта γ_{cR} и γ_{cf} при расчете несущей способности свай

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты	
	под нижним концом γ_{cR}	на боковой поверхности и γ_{cf}
1	2	3
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м и менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и виброудавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней плотности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $J_L = 0,5$		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $J_L < 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. 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 в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $J_L < 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности, крупные, средней крупности, мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же $J_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Таблица 6.2

Расчетное сопротивление R

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом 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 J_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600	3000	3100	2000	1100	600
4	8300	4000	3800	4000	1200	1250	700
		6800		3200			
5	8800	5100	4000	2500	1600	1300	80
		7000		3400			
7	9700	6200	4300	2800	2000	1400	850
		7300		3700			
10	10500	6900	5000	3300	2200	1500	900
		7700		4000			
15	11700	7300	5600	3500	2400	1650	1000
		8200		4400			
20	12600	7500	6200	4000	3200	1800	1100
		8500		4800			
25	13400	9000	6800	4500	3500	1950	1200
				5200			
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10 000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой – пылевато-глинистых.
2. Для плотных песчаных грунтов значения R следует увеличивать на 50%.
3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести J_L пылевато-глинистых грунтов значения R определяются интерполяцией.

Таблица 6.3

Расчетное сопротивление f

Средняя глубина располож ения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылева тых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_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 6.4

Значения коэффициентов α_1 и α_2

$k_i = c_i/h_1$	α_i	$k_i = c_i/h_1$	α_i	$k_i = c_i/h_1$	α_i	$k_i = c_i/h_1$	α_i
0,30 и менее	5,24	0,50	3,34	0,70	2,62	0,90	2,26
0,32	4,94	0,52	3,23	0,72	2,57	0,92	2,23
0,34	4,65	0,54	3,14	0,74	2,52	0,94	2,21
0,36	4,42	0,56	3,06	0,76	2,48	0,96	2,19
0,38	4,20	0,58	2,98	0,78	2,45	0,98	2,16
0,40	4,02	0,60	2,90	0,80	2,40	1,00 и более	2,13
0,42	3,85	0,62	2,83	0,82	2,37		
0,44	3,70	0,64	2,77	0,84	2,34		
0,46	3,57	0,66	2,72	0,86	2,30		
0,48	3,44	0,68	2,66	0,88	2,28		

Примечание: При k_1 или k_2 меньше 0,3 коэффициенты $k_1 = k_2 = 0,3$, а c_1 и c_2 – равны $0,3h_1$, при k_1 или k_2 больше 1 коэффициенты $k_1 = k_2 = 1$, а c_1 и c_2 равны h_1 .

Таблица 6.5

Значения коэффициентов β_1 и β_2

$k_{0i} = c_{0i}/h_{01}$	β_i	$k_{0i} = c_{0i}/h_{01}$	β_i	$k_{0i} = c_{0i}/h_{01}$	β_i	$k_{0i} = c_{0i}/h_{01}$	β_i
0,30 и менее	1,05	0,42	0,84	0,54	0,74	0,67	0,68
0,32	1,00	0,44	0,82	0,56	0,73	0,70	0,67
0,34	0,96	0,46	0,80	0,58	0,72	0,75	0,66
0,36	0,92	0,48	0,78	0,60	0,71	0,80	0,65
0,38	0,89	0,50	0,76	0,62	0,70	1,00 и более	0,64
0,40	0,86	0,52	0,75	0,64	0,69		0,

Примечание: При k_{01} или k_{02} меньше 0,3 коэффициенты $\beta_1 = \beta_2 = 1,05$, при β_1 или β_2 больше 1 коэффициенты $\beta_1 = \beta_2 = 0,64$.

Таблица 6.6

Значения коэффициента m

c/h_0	m	c/h_0	m	c/h_0	m	c/h_0	m
0,30 и менее	2,45	0,42	1,81	0,54	1,47	0,76	1,16
0,32	2,31	0,44	1,73	0,56	1,43	0,82	1,11
0,34	2,18	0,46	1,67	0,58	1,39	0,88	1,07
0,36	2,07	0,48	1,61	0,60	1,36	0,94	1,03
0,38	1,97	0,50	1,56	0,62	1,30	1,00 и более	1,00
0,40	1,88	0,52	1,52	0,64	1,23		

Примечание: При $c < 0,3h_0$ коэффициент $m = 2,45$, при $c > h_0$ коэффициент m определяется из условия $m = h_0/c$ и принимается не менее 0,6.

Приложение 7

Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя \bar{s}_u (в скобках максимальная $s_{max,u}$) осадка, см
1	2	3	4
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15

1	2	3	4
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	–	0,003	40
то же, сборной конструкции	–	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	–	0,004	40
то же, сборной конструкции	–	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	–	0,004	25
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 поз. 4 и 5	–	0,004	20
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	0,003	–
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	–
специальные переходные	0,002	0,002	–
Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3 настоящего приложения, принимаются равными $0,5(\Delta s/L)_{и}$.			
2. При определении относительной разности осадок $(\Delta s/L)$ в поз. 8 настоящего приложения за L принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками – расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.			
3. 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%.			
4. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении.			
5. Для сооружений, перечисленных в поз. 1-3 настоящего приложения, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.			
6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.			

Нормативные и расчётные сопротивления, модули упругости бетона

Класс	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
R_t , МПа	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
R_{bt} , МПа	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,6	1,65
E_b , МПа	21,0	23	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Таблица 8.2

Нормативные и расчётные сопротивления, модули упругости стержневой и проволочной арматуры

Класс	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления R_{sn} , МПа	Расчетные сопротивления, МПа			Модуль упругости, E_s , МПа
			растяжению		сжатой R_{sc}	
			продольной R_s	поперечной и отогнутой R_{sw}		
A-I	6-8 10-40	235	225	175	225	200
A-II		295	280	225	280	210
A-III		390	355	285*	355	200
A-IV		390	365	290*	365	200
A-V		590	510	405	400	190
A-VI		785	680	545	400	190
Vp-I	3	410	375	270	375	170
	4	405	365	265	365	
	5	395	360	260	360	
B-II	3	1490	1240	990	400	200
	4	1410	1180	940		
	5	1335	1100	890		
	6	1255	1050	835		
	7	1175	980	785		
	8	1100	915	730		
Vp-II	3	1460	1205	970	400	200
	4	1370	1145	915		
	5	1255	1055	835		
	6	1175	980	785		
	7	1100	915	730		
	8	1020	850	670		

Примечание: * В сварных каркасах для хомутов из арматуры кл. А-III, диаметр которых меньше $\frac{1}{3}$ диаметра продольных стержней, значение R_{sw} принимают равным 255 МПа.

Маркировка висячих свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Марка свай	Размеры, мм			Объём бетона, м ³	Масса, т		Расход стали, кг	Марка свай	Размеры, мм			Объём бетона, м ³	Масса, т		Расход стали, кг
	призмат. части	острия	сечения		1 м свай	острия			призмат. части	острия	сечения		1 м свай	острия	
	<i>L</i>	<i>l</i>	<i>b</i>						<i>L</i>	<i>l</i>	<i>b</i>				
С 3-20	3000	150	200	0,13	0,33	0,01	12,6	С 7-30	7000	250	300	0,64	1,60	0,05	36,7
С 3,5-20	3500			0,15	0,38		14,1	С 8-30	8000			0,73	1,83		41,1
С 4-20	4000			0,17	0,43		15,6	С 9-30	9000			0,82	2,05		45,5
С 4,5-20	4500			0,19	0,48		17,0	С 10-30	10000			0,91	2,28		50,5
С 5-20	5000			0,21	0,53		18,5	С 11-30	11000			1,00	2,50		69,3
С 5,5-20	5500			0,23	0,58		19,9	С 12-30	12000			1,09	2,73		74,9
С 6-20	6000			0,25	0,63		21,4	С 8-35	8000	300	350	1,00	2,50	0,06	44,4
С 4,5-25	4500	260	250	0,29	0,73	0,03	18,4	С 9-35	9000			1,12	2,80		48,9
С 5-25	5000			0,32	0,80		20,0	С 10-35	10000			1,24	3,10		54,5
С 5,5-25	5500			0,35	0,88		21,6	С 11-35	11000			1,37	3,43		73,5
С 6-25	6000			0,38	0,95		23,1	С 12-35	12000			1,49	3,73		79,2
С 3-30	3000	250	300	0,28	0,70	0,05	15,2	С 13-35	13000			1,61	4,03		105,6
С 3,5-30	3500			0,33	0,83		16,9	С 14-35	14000			1,73	4,33		112,9
С 4-30	4000			0,37	0,93		18,5	С 15-35	15000			1,86	4,65		146,0
С 4,5-30	4500			0,42	1,05		20,1	С 16-35	16000			1,98	4,95		185,4
С 5-30	5000			0,46	1,15		21,8	С 13-40	13000	350	400	2,10	5,25	0,08	111,3
С 5,5-30	5500			0,51	1,28		23,4	С 14-40	14000			2,26	5,65		143,8
С 6-30	6000			0,55	1,38		25,0	С 16-40	16000			2,58	6,45		193,3

Образцы оформления листов пояснительной записки

20	5	
		5
<p><i>Федеральное агентство по образованию</i></p> <p><i>Казанский государственный архитектурно-строительный университет</i></p> <p><i>Кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии</i></p> <p>ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА</p> <p><i>к курсовому проекту на тему: "Основания и фундаменты лабораторного корпуса"</i></p> <p><i>Выполнил: студент Иванов П.С. гр. 03-402 № 03-97007</i></p> <p><i>Руководитель проекта: к.т.н., ст. препод. Воронов А.А.</i></p> <p><i>Казань 2011</i></p>		
	5	А4 210×297

Рис.1. Образец оформления титульного листа пояснительной записки

а)

5		СОДЕРЖАНИЕ	
20	ВВЕДЕНИЕ	6	5
	1. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА	10	
	1.1. Общие положения	10	

				СФ гр. 03-402 03-97007 КП			
			2001	Основания и фундаменты лабораторного корпуса	Стадия	Лист	Листов
					КП	1	33
					КГАСА каф. "ОФДСиИГ"		
Руковод.	Воронов А.А.		15.11.				
Студент	Иванов П.С.		15.11.				
5				А4 210 × 297			

б)

		110		10		
15	10	5	СФ гр. 03-402 03-97007 КП			Лист
						2
5			А4 210 × 297			

в)

		10	
5	5	1	Лист
	0		5
	5		А4 210 × 297

Рис.2. Образец оформления: а) заглавного листа пояснительной записки; б) 2-4 листов пояснительной записки; в) типовых листов пояснительной записки

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание	15
						8
		<u>Фундамент ФМЗ-1 (шт.)</u>				n × 8
		Сборочные единицы				
		Каркасы плоские				
1		КР-1	2	3,787		
2		КР-2	2	2,748		
		Сетки арматурные				
3		С-1	1	71,962		
4		С-2	5	4,216		
		Материалы				
		Бетон класса В20		3,24	м ³	
		КР-1				
5	ГОСТ 5781-82*	∅12 А-III l = 1170	3	1,039		
6	ГОСТ 6727-80	∅5 Вр-I l = 870	5	0,134		
		КР-2				
7	ГОСТ 5781-82*	∅12 А-III l = 1170	2	1,039		
8	ГОСТ 6727-80	∅5 Вр-I l = 870	5	0,134		
		С-1				
9	ГОСТ 5781-82*	∅16 А-III l = 2030	14	3,203		
10	ГОСТ 5781-82*	∅10 А-III l = 2930	15	1,808		
		С-2				
11	ГОСТ 5781-82*	∅10 А-I l = 870	4	0,537		
12	ГОСТ 5781-82*	∅10 А-I l = 870	4	0,537		
	○ ○	65	10	15	20	
		185				

Рис.1. Форма, размеры и пример заполнения спецификации железобетонных элементов

ОСНОВНЫЕ ПРИНЯТЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Характеристики грунта

L – длина здания;
 H – высота здания;
 d_f – расчетная глубина промерзания несущего слоя грунта;
 d_{fn} – нормативная глубина промерзания несущего слоя грунта;
 d – глубина заложения фундамента – расстояние от уровня планировки до подошвы фундамента;
 d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до уровня пола подвала;
 d_1 – приведенная глубина заложения фундамента – расстояние от пола подвала до подошвы фундамента;
 B – ширина подвала;
 h_i – толщина i -ого слоя грунта;
 $h_{подв}$ – высота подвала;
 h_u – высота цоколя;
 H_c – высота сжимаемой толщи грунта;
 z_i – глубина i -ого элементарного слоя грунта от подошвы фундамента;
 Δ_i – толщина i -ого элементарного подслоя грунта;
 DL – отметка планировки;
 FL – то же, подошвы фундамента;
 WL – то же, уровня подземных вод;
 BC – то же, нижней границы сжимаемой толщи грунта;
 W – момент сопротивления подошвы фундамента;
 ρ – плотность грунта в естественном состоянии;
 ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии;
 ρ_s – плотность твердых частиц;
 w – влажность природная;
 w_p – влажность на границе раскатывания;
 w_L – то же, на границе текучести;
 S_r – степень влажности;
 I_L – показатель текучести;
 I_p – число пластичности;
 γ_i – удельный вес i -го слоя грунта;
 γ_{sbi} – удельный вес i -го слоя грунта с учетом взвешивающего действия воды;
 γ_{II} – осредненный удельный вес грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;
 γ_{II}^{\prime} – то же, залегающего выше подошвы фундамента;
 γ_w – удельный вес воды;
 γ_{mt} – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах;
 ε_{sl} – относительная деформация просадочности;
 ε_{sw} – относительная деформация набухания;
 I_{om} – относительное содержание органического вещества;
 c_{II} – удельное сцепление i -ого слоя грунта;
 φ_i – угол внутреннего трения i -ого слоя грунта;
 G – вес;
 q – равномерно распределенная вертикальная нагрузка;

P_{\max}^{kp} , P_{\min}^{kp} – максимальное и минимальное крайние давления под подошвой фундамента соответственно;
 P_{cp} , p – среднее давление под подошвой фундамента;
 p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента;
 σ_z – вертикальное нормальное напряжение (полное);
 σ_{zp} – то же, дополнительное от действия внешней нагрузки;
 σ_{zpi}^{cp} – то же, среднее дополнительное от действия внешней нагрузки;
 σ_{zg} – то же, от собственного веса грунта;
 σ_w – то же, от собственного веса воды;
 E – модуль деформации грунта;
 R – расчетное сопротивление несущего слоя грунта основания;
 R_0 – условное расчетное сопротивление несущего слоя грунта основания;
 $R_{y.\phi}$ – расчетное сопротивление несущего слоя грунта под подошвой условного фундамента;
 F_u – несущая способность основания;
 $S_{общ}$ – полная осадка грунта основания;
 S_i – осадка i -ого слоя грунта основания;
 S_{sl} – просадка грунта основания;
 S_u – предельная осадка основания;
 h_{sl} – толщина просадочного слоя грунта;
 p_{sl} – начальное просадочное давление;
 h_{sw} – подъем основания при набухании грунта;
 i – крен фундамента;
 u – горизонтальное смещение.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M – изгибающий момент;
 N – продольная сила – сила, нормальная к подошве фундамента;
 Q – поперечная сила – сила, параллельная к подошве фундамента;
 F – продавливающая сила;
 N_c – продольная сила в уровне торца колонны;
 N_D – расчётная нагрузка, допускаемая на сваю;
 F_d – расчётная несущая способность сваи;
 N_{pi} – расчетное усилие в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка;
 N_p – расчётное усилие в угловой свае (максимально нагруженной).

Характеристики материалов

R_b , R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию и растяжению, соответственно;
 $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;
 R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;
 R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов) растяжению;
 E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
 E_s – модуль упругости арматуры;
 R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных блоков.

Характеристики арматуры

A_s, A'_s – площадь сечения растянутой и сжатой арматуры, соответственно;

A_s^{\max} – максимальная площадь 1-ого арматурного стержня;

A_s^{mp} – требуемая площадь 1-ого арматурного стержня;

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

d_s – номинальный диаметр стержней арматурной стали;

S_w – шаг хомутов (расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента);

a_s, a'_s – толщина защитного слоя бетона в растянутой и сжатой зонах, соответственно – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения;

n – количество стержней арматуры;

$\sum z_{sw}$ – сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны.

Геометрические характеристики

b_f, l_f – ширина и длина подошвы фундамента, соответственно;

b_p, l_p – ширина и длина подошвы ростверка, соответственно;

b_f, b'_f – ширина полки двутаврового сечения в растянутой и сжатой зонах соответственно;

h_c, b_c – высота и ширина колонны, соответственно;

b_{cf}, b'_{cf} – толщина стенок стакана поверху в растянутой и сжатой зонах, соответственно;

η – соотношение сторон подошвы фундамента, равное b_f/l_f ;

A_f – площадь подошвы фундамента;

b – ширина прямоугольного сечения/ширина ребра двутаврового сечения;

b_m – средний размер грани пирамиды продавливания;

H_f – полная высота фундамента;

H_p – полная высота ростверка;

h – высота прямоугольного и двутаврового сечения;

c_0 – длина проекции наклонного сечения;

c_i – размер консолей i -ой ступени плитной части фундамента;

h_i – высота i -ой ступени плитной части фундамента;

h_n – высота подколонника;

b_n, l_n – ширина и длина подколонника, соответственно;

h_w – высота столба воды;

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

h_{0i} – рабочая высота фундамента в i -ом сечении;

h_{pl} – высота плитной части фундамента;

h_p – высота плитной части ростверка;

h_{0pl} – рабочая высота плитной части фундамента;

h_{0n} – рабочая высота подколонника;

h_{cf} – глубина (высота) стакана фундамента/толщина конструкции пола подвала;

h_3 – глубина (высота) заделки колонны в стакан фундамента;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная x/h_0 ;

e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;
 e – расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре;
 A_0 – часть площади подошвы фундамента при расчете на продавливание;
 A – площадь всего бетона в поперечном сечении;
 A_l – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси колонны, за вычетом площади стакана фундамента, в направлении действия изгибающего момента;
 A_b – то же, в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента;
 A_c – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента;
 A_{loc1} – фактическая площадь смятия бетона;
 A_{loc2} – расчетная площадь смятия бетона;
 $A_{св}$ – площадь поперечного сечения сваи;
 A_{0f}^l – площадь сжатой зоны бетона подколонника;
 $l_{y.ф.}, b_{y.ф.}, h_{y.ф.}$ – длина, ширина и высота условного фундамента, соответственно;
 $\varphi_{п,mt}$ – осредненный угол внутреннего трения в пределах грунта, пробиваемого сваями;
 $L_{св}$ – полная длина сваи;
 $l_{св}$ – длина сваи без учета заделки в ростверк;
 d – диаметр круглой сваи или размер стороны квадратного поперечного сечения сваи;
 $V_{св}, V_p, V_{сп}$ – объём свай, ростверка и грунта, соответственно;
 u – периметр поперечного сечения сваи;
 γ_{cf} – удельный вес конструкции пола подвала;
 J – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента.

Коэффициенты надежности

γ_g – по грунту;
 γ_n – по назначению сооружения;
 γ_{b9} – по материалу;
 γ_f – по нагрузке;
 γ_n – по назначению;
 γ_{b2} – учитывающий длительность действия нагрузки.

Коэффициенты

k_t – учитывающий температурный режим здания;
 e – пористости;
 α_i – рассеивания напряжений i -ого слоя грунта;
 M_p, M_q, M_c – безразмерные, зависящие от φ_i ;
 ν – Пуассона;
 m_ν – относительной сжимаемости;
 c_ν – консолидации;
 k_f – фильтрации;
 $\beta_i, k_{sl}, \alpha, \alpha_i, \alpha_m, k, k_z, k_1, k_{0i}, k_i, \delta, \omega, B_{0v}$ – безразмерные;
 μ_s – армирования, равный отношению площади сечения арматуры к площади попереч-

ного сечения элемента;

γ_c – условий работы сваи в грунте;

γ_{c1}, γ_{c2} – условий работы свайного фундамента;

γ_{cR}, γ_{cf} – условий работы грунта под нижней и боковой поверхностью сваи, соответственно;

φ_{b2} – учитывающий вид бетона;

ψ_{loc} – зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия;

φ_b – учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии;

μ – трения бетона по бетону.

Авторы:

Андрей Анатольевич ВОРОНОВ
Илизар Талгатович МИРСАЯПОВ

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Учебное пособие.

Расчет фундаментов мелкого заложения.
Для выполнения РГР, КР, КП и ВКР студентами
очной и заочной форм обучения всех
строительных специальностей

Редактор: В.В. Попова

Редакционно-издательский отдел
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

Заказ

Тираж 100 экз.

Печать RISO

Бумага тип.№ 1

Формат 60×84/16

Усл.-печ.л. 6,4

Учетн.-изд.л. 6,4

Печатно-множительный отдел КГАСУ
420043, Казань, Зеленая, 1