

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Лысьвенский филиал
федерального государственного автономного образовательного учреждения
высшего образования
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

Кафедра технических дисциплин

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ДИСЦИПЛИНЫ

«Основания и фундаменты»

основной профессиональной образовательной программы подготовки
бакалавров по направлению «08.03.01 Строительство»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсового проекта

Лысьва 2021 г.

Разработчик-составитель канд. техн. наук, доцент кафедры ТД Сиянов А.И.

Методические указания рассмотрены и одобрены на заседании кафедры технических дисциплин « 30» августа 2021 г, протокол № 1.

Содержание

1. Общие положения	4
2. Примерная тематика курсовых проектов	6
3. Методические рекомендации по выполнению курсового проекта	7
4. Методика расчета	11
Список рекомендуемой литературы	42
Приложение А. Образец титульного листа курсового проекта	44

1. Общие положения

Курсовой проект представляет собой самостоятельную и углубленную разработку одной из конкретных тем или проблем учебной дисциплины.

Цель выполнения курсового проекта – формирование знаний, умений и навыков в области расчета и проектирования оснований и фундаментов, а также развитие навыков самостоятельной работы с научно-технической литературой по строительству.

Требования к результатам проекта

После выполнения курсового проекта обучающийся должен демонстрировать следующие результаты:

знать:

– нормируемые удельные показатели по проектируемым объектам капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

– нормы времени на разработку проектной, рабочей документации для объектов капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

– требования нормативных правовых актов, нормативно-технических и нормативно-методических документов по проектированию и строительству;

– требования к выполнению работ на особо опасных, технически сложных и уникальных объектах;

– современные способы и технологии производства работ;

– номенклатура современных изделий, оборудования и материалов;

– правила и стандарты системы контроля (менеджмента) качества проектной организации;

уметь:

– анализировать исходные данные, необходимые для проектирования объекта капитального (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

- осуществлять сбор, обработку и анализ актуальной справочной и нормативной документации по проектированию объекта капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

- обобщать полученную информацию на основании анализа и составлять задания на проектирование объекта капитального строительства;

- пользоваться информационно-телекоммуникационной сетью «Интернет».

Владеть навыками:

- определения объема необходимых исходных данных для проектирования объекта капитального строительства, включая объем необходимых изысканий и обследований;

- подготовки исходных данных для проектирования объекта капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

- анализа вариантов современных технических и технологических решений для проектирования объекта капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт);

- работы с каталогами и справочниками, электронными базами данных;

- составления задания на проектирование объекта капитального строительства (строительство, реконструкция, капитальный ремонт).

2. Примерная тематика курсовых проектов

1. Расчет основания и проектирование фундамента.
2. Проектирование фундамента каркасного здания.
3. Выполнение проекта фундамента промышленного цеха.
3. Проектирование фундамента производственного здания.
4. Расчет фундамента при реконструкции сборочного цеха.
5. Выполнение проекта фундамента каркасной системы.
6. Расчет фундамента объекта бытового обслуживания.
7. Проектирование фундамента детского учреждения.
8. Расчет и конструирование фундамента крытого рынка.
9. Выполнение проекта фундамента автозаправочной станции.
10. Расчет фундамента здания индивидуальной застройки.
11. Проектирование фундамента каркаса хлебокомбината.
12. Выполнение проекта фундамента цветочного магазина.
13. Расчет фундамента здания конструкторского бюро.
14. Проектирование фундамента объекта сферы услуг.
15. Выполнение проекта фундамента зернохранилища.
16. Расчет фундамента здания авторемонтной мастерской.
17. Проектирование фундамента крытой автостоянки.
18. Выполнение проекта фундамента здания санатория.
19. Расчет фундамента культурно-досугового центра.
20. Проектирование фундамента выставочного павильона.
21. Выполнение проекта фундамента здания пожарного депо.
22. Расчет фундамента многоквартирного жилого дома.
23. Проектирование фундамента каркаса металлокомбината.
24. Выполнение проекта фундамента химического завода.
25. Расчет фундамента здания высшего учебного заведения.

3. Методические рекомендации по выполнению курсового проекта

Примерная структура курсового проекта

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	5
1.1 Данные о сооружении.....	5
1.2 Данные о грунтах	6
2. РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	7
2.1 Выбор типа фундамента.....	7
2.2 Сбор нагрузок	7
2.2.1 Сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены ..	7
2.2.2 Сбор нагрузок на обрез фундамента наружной несущей стены	8
2.3 Расчёт ленточного фундамента	10
2.3.1 Определение глубины заложения	10
2.3.2 Определение размеров подошвы фундамента (А) для наружной стены.....	12
2.3.3 Подбор графическим методом площади подошвы фундамента (А) для внутренней стены.....	18
2.4 Определение конечной (стабилизированной) осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования	21
2.5 Расчет свайного фундамента	25
2.6 Определение осадки свайного фундамента	30
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	33
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	34
ПРИЛОЖЕНИЕ А	35

Подбор литературы

Изучение литературы по выбранной теме целесообразно начинать с просмотра нескольких учебников. Это позволит получить общее представление

о вопросах разработки проекта. Недопустимо выполнение проекта только на основе учебной литературы.

Работа над текстом курсового проекта

После того, как работа по подбору источников завершена и имеется определенное представление о теме, можно составить *предварительный план*. Состав курсового проекта должен включать титульный лист, задание, содержание, введение, основную часть, заключение, список литературы и приложения.

Оформление курсового проекта

Тщательно отредактированную и вычитанную после написания (печати) текстовую часть и графическую часть курсового проекта необходимо правильно оформить. Курсовой проект сшивается или скрепляется и сдается в печатном виде и на электронном носителе (на диске, флеш-накопителе).

Нумерация страниц начинается с титульного листа. На титульном листе курсового проекта должна содержаться следующая информация: наименование вуза, кафедра, по которой выполняется проект, название темы, аббревиатура студенческой группы, фамилия и инициалы студента, фамилия и инициалы научного руководителя, а также его ученая степень и должность, город и текущий год (см. **Приложение А**).

Основные требования, предъявляемые к курсовому проекту

Соответствие требованиям является составной частью оценки.

Объем текстовой части проекта (включая титульный лист, задание, содержание, введение, основную часть, заключение, список литературы и приложения) должен составлять 25...35 листов формата А-4. Титульный лист проекта представлен в приложении А. Оформление текстовой части, как правило, осуществляется с помощью компьютера шрифтом Times New Roman с размером не более 14 пт, но и не менее 12 пт при использовании

междустрочного полуторного интервала. Однако разрешается применять рукописный способ изложения материала путем написания чертежным шрифтом на листах формата А-4 ручкой с черной или с синей пастой.

В случае использования компьютерной техники, все листы должны иметь поля в мм: 30 – левое; 10 – правое; 20 – верхнее; 20 – нижнее; текст обязательно выравнивается по ширине и предусматривается расстановка переносов.

Каждый раздел проекта начинается с новой страницы. Подчеркивания не допускаются.

Рисунки должны быть пронумерованы и подписаны.

Графическая часть проекта включает один лист формата А-1, оформленный, как правило, с помощью программы Компас или AutoCAD. По аналогии с текстовой частью допускается применять рукописный способ представления графического материала с использованием современных чертежных инструментов.

Представление текстового и графического материала проекта должно соответствовать требованиям, изложенным в ГОСТ Р 2.105-2019 Единая система конструкторской документации. Общие требования к текстовым документам, введенном в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 29 апреля 2019 г. № 175-ст.

Проект должен быть выполнен индивидуально каждым студентом с элементами собственного творческого подхода.

Во время выполнения и оформления проекта следует придерживаться рекомендованной структуры, указанной выше.

В случае возникновения вопросов относительно порядка выполнения отдельных разделов, пунктов или подпунктов проекта допускается один раз в неделю консультация с преподавателем.

Защита курсового проекта

Проекты сдаются на проверку и защищаются не позднее, чем за неделю до начала экзаменационной сессии.

Защита проектов проводится по контрольным вопросам, которые включают теоретический и практический материал. Их перечень соответствует вопросам для подготовки к экзамену и приведен в методических указаниях по самостоятельной работе.

Общие критерии оценки курсового проекта

Неправильно оформленный проект не принимается.

Неудовлетворительная оценка ставится за проект, переписанный с одного или нескольких источников.

Отличная оценка ставится за проект, который характеризуется использованием большого количества новейших литературных источников, глубоким анализом привлеченного материала, творческим подходом к его изложению, знаниями, умениями и навыками, приведенными в общих положениях методических указаний.

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходными данными для выполнения курсового проекта являются: район строительства, конструктивная схема здания, количество этажей, материал конструкций.

1.1 Данные о сооружении

Место строительства – г. Лысьва.

Жилой 5-этажный дом запроектирован с несущими продольными и поперечными внутренними и наружными кирпичными стенами. Наружные стены толщиной 510 мм, внутренние толщиной 380 мм. Объемный вес обыкновенного глиняного кирпича 18 кН/м^3 (1800 кгс/м^3). Высота этажа 3,00 м. Чердачное и междуэтажные перекрытия выполняются из многопустотных железобетонных плит толщиной 250 мм. Вес плит 3 кН/м^2 (300 кгс/м^2). Нормативное значение нагрузки на перекрытия 1,5 кПа (150 кгс/м^2), на лестницы 3 кПа (300 кгс/м^2). Балконы из сборных железобетонных плит весом 9,2 кН (920 кгс), запроектированы начиная со 2 этажа. Чистые полы в жилой комнате – из линолеума, в санузле – из керамической плитки. Кровля плоская с внутренним водостоком. Тип чердачного утеплителя «Пеноплэкс» толщиной 0,1 м. Под зданием расположен неэксплуатируемый подвал высотой 2,30 м. Пол бетонный с цементной стяжкой, общая толщина конструкции пола 0,2 м.

План первого этажа представлен на рисунке 1.

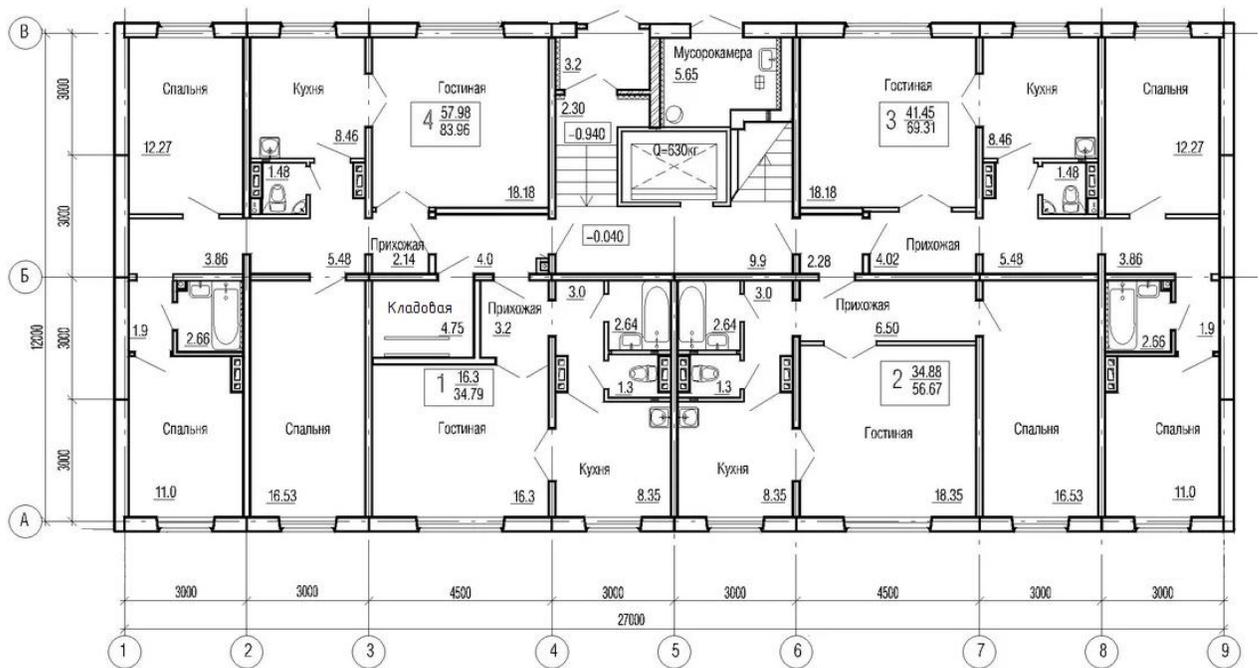


Рисунок 1 – План первого этажа жилого дома

1.2 Данные о грунтах

На рисунке 2 представлен геологический разрез скважины по данным полевых испытаний.

Абс. отметка устья – 98,60 м

Абс. отметка забоя – 83,60 м

Геологический возраст грунта	Абсолютная отметка подошвы слоя	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя грунта, м	Скважина	Условное обозначение грунта	Литологическое описание грунта
	98,25	0,35	0,35			Чернозем
	97,60	1,00	0,65			Суглинок с черноз.
Q ₂ m	93,40	5,20	4,20			Суглинок желто-бурый пластичный
Q ₂ m	92,60	6,00	2,80			УГВ
	90,60	8,00				Глина желто-бурая пластичная
Q ₂ m	86,30	12,30	4,30			Суглинок желто-бурый пластичный
Q ₂ m	83,60	15,00	2,70			Глина коричневая пластичная

Рисунок 2 – Геологический разрез скважины

2. РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

2.1 Выбор типа фундамента

Анализируя возможные к выполнению варианты фундаментов, среди прочих можно выделить два рациональных: I вариант – ленточный фундамент на естественном основании; II вариант – свайный фундамент.

Исходя из того, что здание средней этажности и нормальных грунтовых условий, выбираем сборный ленточный фундамент. Для сравнения вариантов проектных решений учитываем также и возможность применения свайного фундамента.

2.2 Сбор нагрузок

Сбор нагрузок на фундаменты согласно СП 20.133320.2016 «Нагрузки и воздействия» [1]. Расчет основания по деформациям производится на основное сочетание нагрузок, при этом учитывается собственный вес конструкции фундаментов.

2.2.1 Сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены

Определяем грузовую площадь по формуле (1):

$$A = b \cdot h \quad (1)$$

$$A = 6 \cdot 1 = 6 \text{ м}^2.$$

Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента.

Расчет сводим в таблицу 1.

Таблица 1 – Нагрузки на обрез фундамента внутренней несущей стены

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	Постоянные нагрузки				
1.1	Вес элементов кровли:	кН/м ²			
	техноэласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$,		0,060	1,3	0,078
	цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$,		0,360	1,3	0,468
	газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$,		2,300	1,3	2,990
	техноэласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,030	1,3	0,039
	Итого от элементов кровли	кН/м ²	2,750	–	3,575
1.2	Собственный вес плит покрытия – многопустотные плиты длиной 6 м шириной 1,5 м, $m = 2,8 \text{ т}$	кН/м ²	$28/(6 \cdot 1,5) =$ 3,111	1,1	3,422
1.3	Вес элементов пола	кН/м ²			
	плитка – 8 мм, $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$,		0,192	1,1	0,211

Продолжение таблицы 1

	цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$		0,360	1,3	0,468
	Итого от элементов пола	кН/м ²	0,552	–	0,679
	Итого от конструкции покрытия	кН/м ²	5,861	–	6,997
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м ²	3,663	–	4,101
1.4	Собственный вес кирпичной кладки стены $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ $H = 14,75 + 0,25 = 15 \text{ м,}$ $\delta = 0,38 \text{ м,}$ $V = 15 \cdot 0,38 \cdot 1 \text{ п.м} = 5,70 \text{ м}^3$	кН/п.м	102,600	1,1	112,860
2	Временные нагрузки				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (табл. Д.2 – жилые квартиры)	кН/м ²	1,500	1,2	1,800
	Пониженное значение (п. 8.2.5 СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия" [1])		0,970	1,2	1,164
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м ²	0,500	1,1	0,550
2.3	Снеговая нагрузка (п. 10 СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия" [1]) $0,7 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,2$	кН/м ²	1,904	1,4	2,665

Определяем нагрузки, действующие на обрез фундамента (на 1 п.м.):

– для расчетов по первой группе предельных состояний

$$N_I = (6,997 + 4,101 \cdot 5) \cdot 6 + 112,860 + (1,164 \cdot 5 + 2,665 \cdot 0,9 + 0,550 \cdot 5 \cdot 0,7) \cdot 6 = 338,733 \text{ кН/м.}$$

– для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (5,861 + 3,663 \cdot 5) \cdot 6 + 102,600 + (0,970 \cdot 5 + 1,904 \cdot 0,95 + 0,500 \cdot 5 \cdot 0,95) \cdot 6 = 301,859 \text{ кН/м.}$$

2.2.2 Сбор нагрузок на обрез фундамента наружной несущей стены

Определяем грузовую площадь по формуле (1):

$$A = 6 \cdot 1 = 6 \text{ м}^2.$$

Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента.

Расчет сводим в таблицу 2.

Таблица 2 – Нагрузки на обрез фундамента наружной несущей стены

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	Постоянные нагрузки				
1.1	Вес элементов кровли:	кН/м ²			
	техноэласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$,		0,060	1,3	0,078
	цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$,		0,360	1,3	0,468

Продолжение таблицы 2

	газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$,		2,300	1,3	2,990
	техноэласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$		0,030	1,3	0,039
	Итого от элементов кровли	кН/м ²	2,750	–	3,575
1.2	Собственный вес плит покрытия – многопустотные плиты длиной 6 м шириной 1,5 м, $m = 2,8 \text{ т}$	кН/м ²	$28/(6 \cdot 1,5 \cdot 2)$ $= 1,556$	1,1	1,712
1.3	Вес элементов пола	кН/м ²			
	линолеум – 3 мм, $\gamma = 2,5 \text{ кг/м}^2$,		0,025	1,1	0,028
	газобетон – 30 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$		0,270	1,3	0,351
	Итого от элементов пола	кН/м ²	0,295	–	0,379
	Итого от конструкции покрытия	кН/м ²	4,306	–	5,287
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м ²	1,851	–	2,091
1.4	Собственный вес кирпичной кладки стены $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ $H = 14,75 + 0,25 + 1,35 = 16,35 \text{ м}$, $\delta = 0,51 \text{ м}$, $V = 16,35 \cdot 0,51 \cdot 1 \text{ п.м} = 8,34 \text{ м}^3$	кН/п.м	150,120	1,1	165,132
2	Временные нагрузки				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (табл. Д.2 – жилые квартиры)	кН/м ²	0,75	1,2	0,9
	Пониженное значение (п. 8.2.5 СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия" [1])		0,485	1,2	0,582
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м ²	0,250	1,1	0,275
2.3	Снеговая нагрузка (п. 10 СП 20.13330.2016 "Нагрузки и воздействия" [1]) $0,7 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,2$	кН/м ²	0,952	1,4	1,333

Определяем нагрузки, действующие на обрез фундамента (на 1 п.м.):

– для расчетов по первой группе предельных состояний

$$N_I = (5,287 + 2,091 \cdot 5)6 + 165,132 + (0,582 \cdot 5 + 1,333 \cdot 0,9 + 0,275 \cdot 5 \cdot 0,7)6 = 290,017 \text{ кН/м.}$$

– для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (4,306 + 1,851 \cdot 5)6 + 150,120 + (0,485 \cdot 5 + 0,952 \cdot 0,95 + 0,250 \cdot 5 \cdot 0,95)6 = 258,587 \text{ кН/м.}$$

2.3 Расчёт ленточного фундамента

2.3.1 Определение глубины заложения

Назначение рациональной глубины заложения фундамента является одним из важных этапов проектирования. Глубина заложения фундамента определяется с учётом:

1) конструктивных особенностей подземной части здания, представленных на рисунке 3, по формуле (2):

$$d = h_n + h_{cf} + h_s - h_{ц}, \quad (2)$$

где h_n – разность отметок пола первого этажа ($\pm 0,000$) и пола подвала (высота подвала), $h_n = 2,3$ м;

h_{cf} – толщина пола подвала, $h_{cf} = 0,2$ м;

$h_s = h$ – высота фундаментной плиты ленточного сборного фундамента, принимаем $h_s = 0,5$ м;

$h_{ц}$ – высота цоколя – разность отметок ($\pm 0,000$) и поверхности планировки DL , $h_{ц} = 1,05$ м.

$$d = 2,3 + 0,2 + 0,5 - 1,05 = 1,95 \text{ м};$$

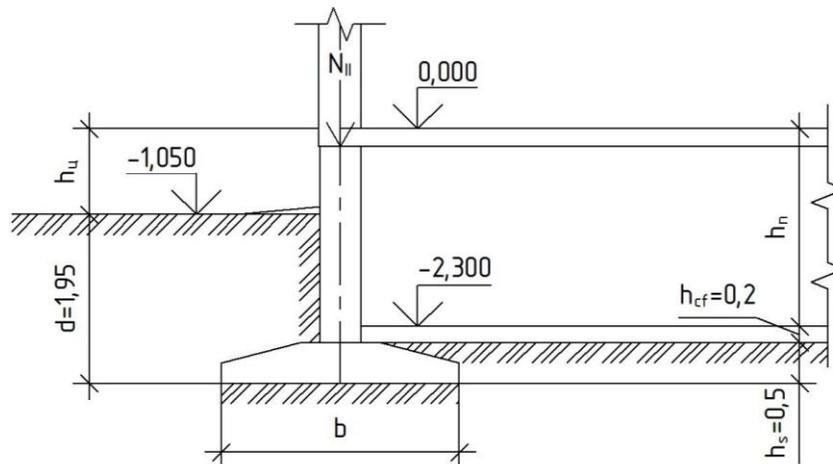


Рисунок 3 – Конструктивная схема подземной части здания

2) климатических условий района строительства (глубины промерзания)

Определяем нормативную глубину сезонного промерзания (d_{fn}) по формуле (3):

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (3)$$

где d_0 – величина, принимаемая равной для суглинков и глин $d_0 = 0,23$ м;

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в исследуемом районе, принимаемый по СП 131.13330.2012 «Строительная климатология» [3].

Для г. Лысьва (Пермского края) значение $M_t = 47$ определено в результате расчёта по ниже приведенной таблице 3.

Таблица 3 – Средняя месячная и годовая температура воздуха, °С

Город	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
Лысьва	-13,6	-11,2	-4,6	2,4	10	14	16,5	14,6	8,9	1,3	-6,9	-10,7	1,7

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{47} = 1,58 \text{ м.}$$

Определяем расчётную глубину сезонного промерзания (d_f) по формуле (4):

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (4)$$

где k_n – коэффициент влияния теплового режима здания.

Поскольку здание проектируется с подвалом (техническим подпольем) с температурой воздуха в помещении подвала равной +15 °С, принимаем $k_n = 0,5$.

$$d_f = 0,5 \cdot 1,58 = 0,79 \text{ м;}$$

3) инженерно-геологических условий площадки застройки

Под верхним метровым слоем (чернозем – мощность слоя 0,35 м, суглинок тугопластичный – мощность слоя 0,65 м) залегает слой суглинка тугопластичного мощностью 4,20 м, имеющий расчётное сопротивление $R_o = 213,38$ кПа.

Проверяем возможность использования его в качестве рабочего слоя при максимальной ширине стандартной фундаментной плиты $b = 3,2$ м и нагрузке $N_{II} = 258,587 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ (для наружной стены), $N_{II} = 301,859 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ (для внутренней стены).

Определяем среднее давление под подошвой фундамента p_{II} :

– для наружной стены по формуле (5):

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d = \frac{N_{II}}{b-1} + \gamma_{cp} \cdot d, \quad (5)$$

где γ_{cp} – расчетное значение удельного веса грунтовой пригрузки, $\gamma_{cp} = 19,13$ кН/м³;

d – предполагаемая глубина заложения фундамента.

$$p_{II} = \frac{258,587}{3,2} + 19,13 \cdot 1,95 = 118,11 \text{ кПа;}$$

– для внутренней стены по формуле (5):

$$p_{II} = \frac{301,859}{3,2} + 19,13 \cdot 1,95 = 131,63 \text{ кПа.}$$

Вывод: опирание фундамента на этот слой по проведенному предварительному расчету возможно для наружной стены с подушкой меньше максимального стандартного размера, так как $p_{II} = 118,11$ кПа < $R_o = 213,38$ кПа;

4) гидрогеологических условий

Глубина заложения фундаментов под наружные стены отапливаемых зданий должна назначаться в зависимости от отметки уровня грунтовых вод, чтобы не допустить морозного пучения грунтов оснований (СП 45.13330.2017 «Земляные сооружения, основания и фундаменты» [6]).

Глубина заложения фундамента в зависимости от уровня грунтовых вод для глин и суглинков назначается независимо от глубины промерзания $d_f > d_{fn}$.

Грунтовые воды бурением до 15 м вскрыты на отметке кровли третьего слоя – глина тугопластичная (5,60...6,00 м), то есть на глубине 3,34 м ниже подошвы фундамента. Это исключает влияние на глубину заложения фундамента.

Вывод: учет рассмотренных факторов, влияющих на глубину заложения фундамента, показывает, что определяющей является глубина заложения, полученная из конструктивных особенностей подземной части здания, $d = 1,95$ м.

2.3.2 Определение размеров подошвы фундамента (A) для наружной стены

По СП 45.13330.2017 «Земляные сооружения, основания и фундаменты» [6] рекомендуется ограничивать давление по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания:

$$p \leq R,$$

где p – среднее давление по подошве фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по второй группе предельных состояний;

R – расчетное сопротивление грунта основания, соответствующее давлению, при котором зоны пластических деформаций грунта под подошвой фундамента незначительно нарушают линейную зависимость между деформациями и напряжениями для всего основания.

Подбор площади подошвы фундамента графическим методом

Поскольку под подошвой фундамента p_{II} зависит от размеров площади подошвы, то этот размер подбираем методом последовательных приближений по условию: $p_{II} < R$. Для этого задаемся как минимум тремя размерами ширины b фундамента, т.к. площадь подошвы ленточного фундамента равновелика его ширине b ($A = b \cdot 1 \text{ м} = b$).

Определяем среднее давление $p_{\Pi,i}$ под подошвой фундамента для каждой ширины по формуле (6):

$$p_{\Pi,i} = \frac{N_{\Pi} + N_{\Phi\Pi,i}}{b_i \cdot 1 \text{ м}}, (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (6)$$

Неизвестная расчетная нагрузка $N_{\Phi\Pi,i}$ от веса еще не запроектированного фундамента, включающая вес опорной железобетонной плиты, стены подвала из бетонных блоков, часть бетонного пола подвала и грунта обратной засыпки, пригружающих внутренний и внешний консольные выступы опорной плиты, определяем для принятых трех значений ширины b по формуле (7):

$$N_{\Phi\Pi,i} = b_i \cdot i \cdot d \cdot \gamma_{cp}, \quad (7)$$

где b – ширина подошвы фундамента, численно равная площади подошвы;

d – глубина заложения фундамента, $d = 1,95$ м;

γ_{cp} – осредненный удельный вес материалов фундамента, пола и грунта на консольных выступах плиты, принимаем $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³.

$$N_{\Phi\Pi,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 39 \text{ кН},$$

$$N_{\Phi\Pi,2} = 2 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 78 \text{ кН},$$

$$N_{\Phi\Pi,3} = 3 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 117 \text{ кН},$$

$$N_{\Phi\Pi,0,75} = 0,75 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 29,25 \text{ кН}.$$

По полученным значениям $p_{\Pi,i}$ в зависимости от b_i можно построить график $p_{\Pi} = f(b)$ в выбранном масштабе.

$$p_{\Pi,1} = \frac{258,587 + 39}{1 \cdot 1} = 297,587 \text{ кПа},$$

$$p_{\Pi,2} = \frac{258,587 + 78}{2 \cdot 1} = 168,29 \text{ кПа},$$

$$p_{\Pi,3} = \frac{258,587 + 117}{3 \cdot 1} = 125,20 \text{ кПа},$$

$$p_{\Pi,0,75} = \frac{258,587 + 29,25}{0,75 \cdot 1} = 383,78 \text{ кПа}.$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] по формуле (8):

$$R = \frac{\gamma_{с1} \cdot \gamma_{с2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\Pi} \cdot M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\Pi} + M_c \cdot c_{\Pi}], \quad (8)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы грунтов основания и здания во взаимодействии с основанием, определяемые по таблице 3 СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4];

γ_{c1} – зависит от вида и разновидности грунта, лежащего под подошвой фундамента, а именно, суглинка тугопластичного, имеющего $I_L = 0,462$ и, следовательно, $\gamma_{c1} = 1,2$;

$\gamma_{c2} = 1,1$ – для зданий с жесткой конструктивной схемой при соотношении $\frac{L}{H} = 0,94$;

k – коэффициент, принимаемый равным $k = 1,1$, так как прочностные характеристики φ_{II} и c_{II} определены по результатам непосредственных испытаний грунтов;

M_y , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 4 СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] в зависимости от угла внутреннего трения φ_{II} , находящегося непосредственно под подошвой фундамента, т.е. «рабочего слоя». Определяем значения коэффициентов методом интерполяции. При $\varphi = 21,3$ град $M_y = 0,575$, $M_q = 3,307$, $M_c = 5,907$;

k_z – коэффициент, принимаемый $k_z = 1$ при ширине фундамента $b < 10$ м и $k_z = \frac{z_0}{b+0,2}$, при $b \geq 10$ м. Так как ширина подошвы фундамента $b = 3,2$ м < 10 м, то принимаем $k_z = 1$;

b – меньшая сторона (ширина) подошвы фундамента;

γ_{II} – расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента в пределах слоя толщиной $z_R = 0,5 \cdot b$ при $b < 10$ м, в частности суглинка тугопластичного, имеющего $\gamma_{II} = 19,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

γ'_{II} – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки подошвы фундамента, то есть в пределах глубины заложения фундамента $d = 1,95$ м (от подошвы фундамента до уровня планировки срезкой или подсыпкой; предварительная высота подушки ФЛ принята 0,5 м). Определяем по формуле (9):

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II1} \cdot h_1 + \gamma_{II2} \cdot h_2}{h_1 + h_2}, \quad (9)$$

где h_1 и h_2 – мощности слоев грунтов в пределах глубины заложения фундамента.

$$\gamma'_{II} = \frac{18,93 \cdot 0,65 + 19,13 \cdot 1,3}{1,95} = 19,06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

d_1 – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала определяется по формуле (10):

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (10)$$

где h_s – толщина слоя грунта от отметки подошвы фундамента до отметки низа пола подвала, $h_s = h = 0,5$ м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса материала конструкций пола подвала, принимается равным $\gamma_{cf} = 22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ (бетон со стальным армированием).

$$d_1 = 0,5 + 0,2 \cdot \frac{22}{19,06} = 0,73 \text{ м};$$

d_b – глубина подвала – расстояние от пола подвала до уровня планировки (для зданий с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной свыше 2,0 м, принимается $d_b = 2$ м);

c_{II} – значение удельного сцепления грунта несущего слоя, залегающего ниже подошвы фундамента, $c_{II} = 24,5$ кПа.

Вычисление R проводится при значении $b = 0$ м и любом другом значении, например, $b = 3$ м, так как его величина изменяется по линейному закону.

Определяем значение R при $b = 0$ по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,73 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 334,41 \text{ кПа.}$$

Определяем значение R при $b = 3$ м по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,73 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 374,01 \text{ кПа.}$$

По полученным двум значениям в зависимости от b строим график $R = f(b)$ – рисунок 4. Точка пересечения прямой $R = f(b)$ и кривой $p_{II} = f(b)$ определяет предварительное значение требуемой ширины подошвы ленточного фундамента $b_T = 0,7$ м.

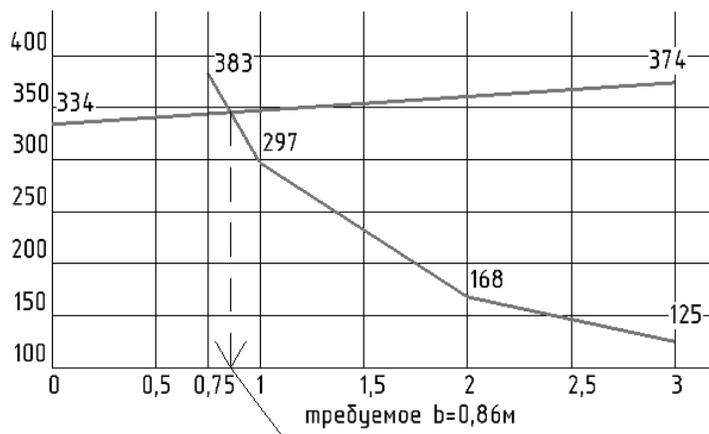


Рисунок 4 – Графическое определение ширины b подошвы фундамента

Выбираем фундаментную плиту согласно ГОСТ 13580-85 «Плиты железобетонные ленточных фундаментов» [8] с шириной ближайшей к требуемой $b_{\tau} = 0,86$ м. Выбираем ФЛ10.30-1 шириной $b = 1,0$ м, длиной $\ell = 2,98$ м, высотой $h = 0,30$ м и определяем новое значение R при такой ширине плиты. При этом корректируем по формуле (2) глубину заложения фундамента d , так как высота фундаментной плиты ФЛ10.30-1 равна 0,3 м вместо 0,5 м предварительно принимавшейся ранее при вычислении d_1 и R , соответственно:

$$d = 2,3 + 0,2 + 0,3 - 1,05 = 1,75 \text{ м}, h_s = h = 0,3 \text{ м}.$$

Определяем осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки подошвы фундамента по формуле (9):

$$\gamma'_{II} = \frac{18,93 \cdot 0,65 + 19,13 \cdot 1,1}{1,75} = 19,06 \text{ кН/м}^3.$$

Приведенную глубину заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала определяем по формуле (10):

$$d_1 = 0,3 + 0,2 \cdot \frac{22}{19,06} = 0,53 \text{ м}.$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,53 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 332,48 \text{ кПа}.$$

Конструкция стеновой части фундамента

Для её возведения используем четыре сплошных стеновых блока ФБС24.5.6-Т (согласно ГОСТ 13579-2018 «Блоки бетонные для стен подвалов» [7]) длиной $l = 2,38$ м, шириной $b = 0,5$ м, высотой $h = 0,58$ м из тяжелого бетона. Такие размеры блоков согласуются с величиной нагрузки N_{II} и шириной стены. На рисунке 5 выполнен разрез фундамента под наружную стену.

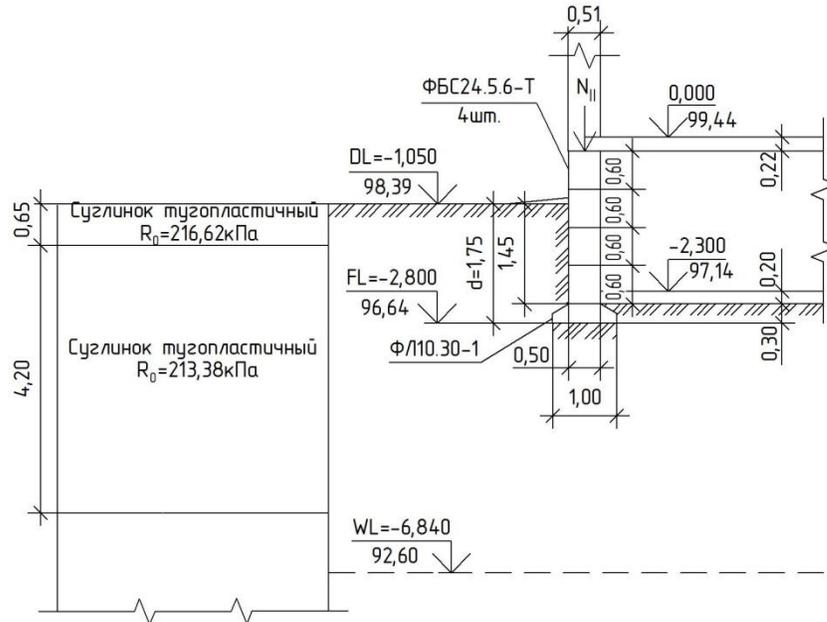


Рисунок 5 – Схематический разрез фундамента под наружную стену

Проверка фактического среднего давления (p_{II}) под подошвой фундамента

Необходимо выполнение условия:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + Q_{II} + G_{II}}{A} \leq R.$$

Собственный вес 1 м фундамента (Q_{II}) складывается из веса железобетонной плиты ФЛ110.30-1, четырех стеновых фундаментных блоков сплошных ФБС и пригрузки от пола подвала на внутренней консольной части a_k опорной плиты по формуле (11):

$$Q_{II} = (b \cdot h \cdot \gamma_{жб} + b_6 \cdot h_6 \cdot \gamma_6 + a_k \cdot h_{cf} \cdot \gamma_{cf}) \cdot 1,0. \quad (11)$$

$$Q_{II} = (1 \cdot 0,3 \cdot 24 + 0,5 \cdot 0,58 \cdot 22 \cdot 4 + 0,245 \cdot 0,2 \cdot 22) \cdot 1,0 = 33,80 \text{ кН/м.}$$

Удельный вес бетона блоков ФБС и пола подвала принимаем равным $\gamma_b = \gamma_{cf} = 22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$. Удельный вес железобетона фундаментной плиты ФЛ10.30-1 принимаем равным $\gamma_{жб} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

Рассчитываем вес грунта на консольной части фундаментной плиты с наружной стороны по формуле (12):

$$G_{II} = a_k \cdot h \cdot 1 \cdot \gamma_{II}, \quad (12)$$

где a_k – вылет консольной части плиты в сторону обратной засыпки (и в сторону подвала при вычислении веса пола подвала, входящего в Q_{II}), принимаем $a_k = 0,245$ м;

$$\gamma_{II} – \text{удельный вес обратной засыпки, } \gamma_{II} = 19,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

$$G_{II} = 0,245 \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 19,13 = 8,202 \text{ кН/м.}$$

Итак, полная расчётная нагрузка, действующая на грунт на отметке подошвы фундамента при ширине опорной плиты $b = 1,0$ м составляет:

$$N_{II} + Q_{II} + G_{II} = 258,587 + 33,80 + 8,202 = 300,589 \text{ кН/м.}$$

При этом среднее напряжение под подошвой фундамента (p_{II}) на 1 м его длины составляет:

$$p_{II} = \frac{300,589}{1 \cdot 1} = 300,589 \text{ кПа.}$$

Сравниваем полученное значение p_{II} при принятых размерах фундаментной плиты ФЛ10.30-1 с расчётным сопротивлением R грунта основания:

$$p_{II} = 300,589 \text{ кПа} < R = 332,48 \text{ кПа.}$$

Определяем разницу между R и p_{II} :

$$\Delta = \frac{332,48 - 300,589}{300,589} \cdot 100 \% \approx 10,6 \%.$$

Вывод: ширина подошвы фундамента подобрана экономично.

2.3.3 Подбор графическим методом площади подошвы фундамента

(А) для внутренней стены

Размер подошвы должен быть таким, чтобы интенсивность давления p_{II} , передаваемого через грунт основания удовлетворяла условию $p_{II} < R$. Для этого задаемся тремя размерами ширины ленточного фундамента, например $b_1 = 1$ м, $b_2 = 2$ м, $b_3 = 3$ м.

Общая расчетная нагрузка на 1 м внутренней стены составляет $N_{II} = 301,859 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Определяем среднее давление под подошвой фундамента для каждой ширины по формуле (7):

$$N_{\phi\Pi,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 39 \text{ кН,}$$

$$N_{\phi\Pi,2} = 2 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 78 \text{ кН,}$$

$$N_{\phi\Pi,3} = 3 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 117 \text{ кН,}$$

$$N_{\phi\Pi,0,75} = 0,75 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20 = 29,25 \text{ кН.}$$

По полученным значениям $p_{\Pi,i}$ в зависимости от b_i строим график $p_{\Pi} = f(b)$ в выбранном масштабе (рисунок 6).

$$p_{\Pi,1} = \frac{301,859 + 39}{1 \cdot 1} = 340,86 \text{ кПа,}$$

$$p_{\Pi,2} = \frac{301,859 + 78}{2 \cdot 1} = 189,93 \text{ кПа,}$$

$$p_{\Pi,3} = \frac{301,859 + 117}{3 \cdot 1} = 139,62 \text{ кПа,}$$

$$p_{\Pi,0,75} = \frac{301,859 + 29,25}{0,75 \cdot 1} = 441,48 \text{ кПа.}$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4]:

Определяем значение R при $b = 0$ по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,73 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 334,41 \text{ кПа.}$$

Определяем значение R при $b = 3$ м по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,73 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 374,01 \text{ кПа.}$$

По полученным двум значениям в зависимости от b строим график $R = f(b)$ – рисунок 6. Точка пересечения прямой $R = f(b)$ и кривой $p_{\Pi} = f(b)$ определяет предварительное значение требуемой ширины подошвы ленточного фундамента $b_T = 0,98$ м.

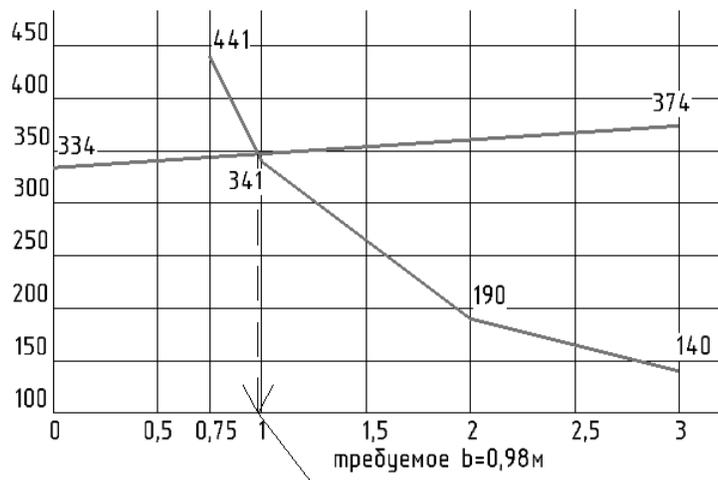


Рисунок 6 – Графическое определение ширины b подошвы фундамента

Выбираем фундаментную плиту согласно ГОСТ 13580-85 «Плиты железобетонные ленточных фундаментов» [8] с шириной ближайшей к требуемой $b_{\tau} = 0,98 \text{ м}$. Выбираем ФЛ10.30-1 шириной $b = 1,0 \text{ м}$, длиной $\ell = 2,98 \text{ м}$, высотой $h = 0,30 \text{ м}$ и определяем новое значение R при такой ширине плиты.

Корректируем по формуле (2) глубину заложения фундамента:

$$d = 2,3 + 0,2 + 0,3 - 1,05 = 1,75 \text{ м}, h_s = h = 0,3 \text{ м}.$$

Определяем осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше отметки подошвы фундамента по формуле (9):

$$\gamma'_{\text{II}} = \frac{18,93 \cdot 0,65 + 19,13 \cdot 1,1}{1,75} = 19,06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

Приведенную глубину заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала определяем по формуле (10):

$$d_1 = 0,3 + 0,2 \cdot \frac{22}{19,06} = 0,53 \text{ м}.$$

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания по формуле (8):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,575 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 19,13 + 3,307 \cdot 0,53 \cdot 19,06 + (3,307 - 1) \cdot 2 \cdot 19,06 + 5,907 \cdot 24,5] = 332,48 \text{ кПа}.$$

Конструкция стеновой части фундамента

Для её возведения используем четыре сплошных стеновых блока ФБС24.4.6-Т (согласно ГОСТ 13579-2018 «Блоки бетонные для стен подвалов» [7]) длиной $l = 2,38 \text{ м}$,

шириной $b = 0,4$ м, высотой $h = 0,58$ м из тяжелого бетона. Такие размеры блоков согласуются с величиной нагрузки N_{II} и шириной стены. Высота стены подвала равна расстоянию от верха опорной плиты до низа надподвального перекрытия.

На рисунке 7 выполнен разрез фундамента под внутреннюю стену.

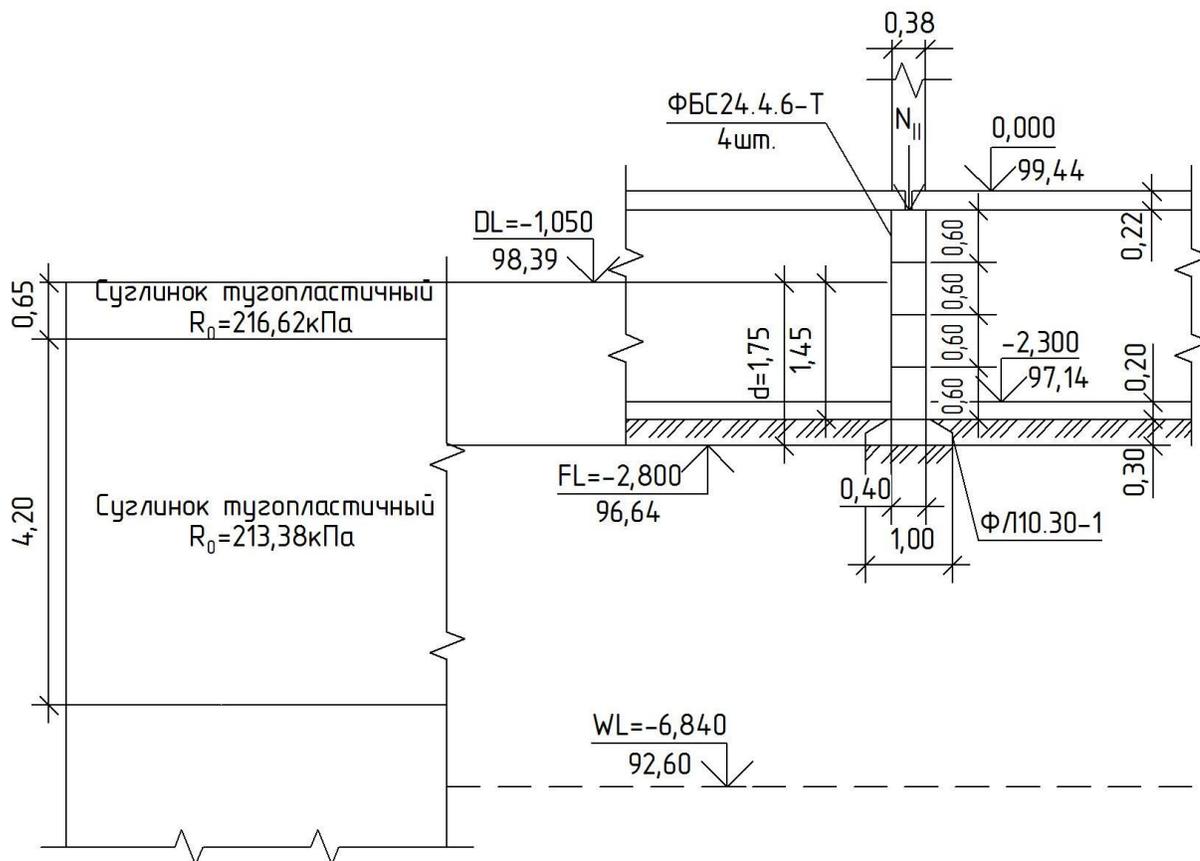


Рисунок 7 – Схематический разрез фундамента под внутреннюю стену

Проверка фактического среднего давления (p_{II}) под подошвой фундамента

Собственный вес 1 м фундамента (Q_{II}) складывается из веса железобетонной плиты ФЛ10.30-1, четырех стеновых фундаментных блоков сплошных ФБС и пригрузки от пола подвала на внутренней консольной части a_k опорной плиты по формуле (11):

$$Q_{II} = (1 \cdot 0,3 \cdot 24 + 0,4 \cdot 0,58 \cdot 22 \cdot 4 + 0,31 \cdot 0,2 \cdot 22) \cdot 1,0 = 28,98 \text{ кН/м.}$$

Итак, полная расчётная нагрузка, действующая на грунт на отметке подошвы фундамента при ширине опорной плиты $b = 1,0$ м составляет:

$$N_{II} + Q_{II} = 301,859 + 28,98 = 330,839 \text{ кН/м.}$$

При этом среднее напряжение под подошвой фундамента (p_{II}) на 1 м его длины составляет:

$$p_{II} = \frac{330,839}{1 \cdot 1} = 330,839 \text{ кПа.}$$

Сравниваем полученное значение p_{II} при принятых размерах фундаментной плиты ФЛ10.30-1 с расчётным сопротивлением R грунта основания:

$$p_{II} = 330,839 \text{ кПа} < R = 332,48 \text{ кПа.}$$

Определяем разницу между R и p_{II} :

$$\Delta = \frac{332,48 - 330,839}{330,839} \cdot 100 \% \approx 0,5 \%$$

Вывод: ширина подошвы фундамента подобрана экономично.

2.4 Определение конечной (стабилизированной) осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования

Здания и сооружения имеют разную чувствительность к осадкам, которые могут происходить в процессе строительства и эксплуатации, причем степень этой чувствительности определяется в основном их жесткостью. Большинство зданий и сооружений, возводимых в условиях современной городской застройки, относятся к сооружениям, обладающим конечной жесткостью. При развитии неравномерных осадок здание получает деформирование, выражающееся в искривлении отдельных участков.

Фундамент мелкого заложения для наружной стены 5-ти этажного жилого дома имеет ширину $b = 1$ м, длину $l = 27$ м, глубину заложения $d = 1,75$ м, среднее давление под подошвой $p_{II} = 300,589 \text{ кПа} < R = 332,48 \text{ кПа}$.

Данные по слоям грунтов представлены в таблице 4.

Таблица 4 – Данные по слоям грунта

	1 слой	2 слой	3 слой	4 слой	5 слой
$\gamma_s, \text{кН/м}^3$	26,49	26,58	26,88	26,58	26,88
$\gamma_{II}, \text{кН/м}^3$	18,93	19,13	8,53	9,53	9,70
e	0,72	0,72	0,98	0,74	0,74
I_L	0,417	0,462	0,261	0,85	0,15
$R_0, \text{кПа}$	216,62	213,38	177,77	180,46	232,25
$E, \text{МПа}$	15,5	15,5	11,1	12,5	21,3
$c, \text{кПа}$	24,5	24,5	35,5	20,5	55,4
$\varphi, \text{град}$	21,3	21,3	13,1	18,1	19,1

Фундамент под стенами жилого дома, в особенности наружными, не являются центрально нагруженными, но поскольку расчет осадки ведется для центральной оси фундамента, то за интенсивность нагрузки на грунт под подошвой фундамента принимаем среднюю ординату трапецеидальной эпюры внецентренно нагруженного фундамента, что в расчетном отношении позволяет считать его центрально нагруженным.

Вычисляем для построения графической схемы необходимые данные.

1. Определяем ординаты эпюры природного давления ($\sigma_{zg,i}$)

1.1. При планировке срезкой эпюра природного давления на планировочной отметке DL равна нулю

1.2. На границе I и II слоев

$$\sigma_{zg,I} = \gamma_1 \cdot h_1 = 18,93 \cdot 0,65 = 12,30 \text{ кПа}$$

1.3. На отметке подошвы фундамента

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,I} + \gamma_2 \cdot h_2 = 12,30 + 19,13 \cdot 1,1 = 33,34 \text{ кПа}$$

1.4. На границе II и III слоев

$$\sigma_{zg,II} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 = 18,93 \cdot 0,65 + 19,13 \cdot 4,20 = 92,65 \text{ кПа}$$

1.5. На границе III и IV слоев

$$\sigma_{zg,III} = \sigma_{zg,II} + \gamma_{3sb} \cdot h_3 = 92,65 + 8,53 \cdot 2,80 = 116,53 \text{ кПа}$$

1.6. На границе IV и V слоев

$$\sigma_{zg,IV} = \sigma_{zg,III} + \gamma_{4sb} \cdot h_4 = 116,53 + 9,53 \cdot 4,30 = 157,51 \text{ кПа}$$

С учетом давления толщи воды высотой $h_w = 2,80 + 4,30 = 7,10$ м над глиной полутвердой, являющейся водоупором

$$\sigma_{zg,IV} = \sigma_{zg,IV} + \gamma_w \cdot h_w = 157,51 + 10 \cdot 7,10 = 222,51 \text{ кПа}$$

1.7. В V слое на глубине 15,0м

$$\sigma_{zg,V} = \sigma_{zg,IV} + \gamma_{5sb} \cdot h_5 = 222,51 + 9,70 \cdot 2,70 = 247,70 \text{ кПа}$$

2. Вычисляем ординаты вспомогательной эпюры ($0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$) (таблица 5)

Таблица 5 – Вычитание ординат вспомогательной эпюры

Наименование	Расчетная величина, кПа						
	σ_{zg}	12,30	33,34	92,65	116,53	157,51	222,51
$0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$			18,53	23,30	31,50	44,30	49,54

3. Вычисляем ординаты эпюры дополнительного давления ($\sigma_{zg,i}$)

Сначала вычисляем верхнюю ординату эпюры $\sigma_{zg,i}$ непосредственно над подошвой фундамента при $z = 0$:

$$\sigma_{zg,0} = p - \sigma_{zg,0} = 300,589 - 33,34 = 267,25 \text{ кПа.}$$

Затем вычисляем другие ординаты по формуле $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} \cdot \alpha_i$ для различных глубин z_i , откладываемых от подошвы фундамента. Коэффициенты α_i принимаются в зависимости от отношения длины фундамента стены (l) к ширине фундамента (b), то есть $n = \frac{l}{b} = \frac{27}{1} = 27 > 10$ – фундамент ленточный и отношения $\varepsilon = \frac{2 \cdot z}{b}$. Вычисления удобно вести в табличной форме (таблица 6). Чтобы избежать интерполяции, зададимся соотношением $\varepsilon = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта составит: $h_i = \frac{0,4 \cdot 1}{2} = 0,2 \text{ м}$. Условие $h_i = 0,2 \text{ м} < 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1 = 0,4 \text{ м}$ удовлетворяется с большим запасом, поэтому в целях сокращения вычислений увеличим высоту элементарного слоя вдвое, чтобы, с одной стороны, соотношение ε было кратным 0,4, а с другой – выполнялось прежнее условие $h_i = 0,4 \text{ м} = 0,4 \cdot b = 0,4 \text{ м}$.

Таблица 6 – Вычисление ординат эпюры

Слои основания	z	$z = \frac{\varepsilon \cdot b}{2}$	α_i	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$, кПа
II - суглинок тугопластичный	0,00	0,0	1,000	267,25	18,53
	0,48	0,3	0,983	262,71	
	0,96	0,6	0,929	248,28	
	1,44	0,9	0,850	227,16	
	1,92	1,2	0,755	201,77	
III - глина тугопластичная	2,40	1,4	0,699	186,81	23,31
	2,88	1,7	0,619	180,48	
	3,36	2,0	0,550	160,36	
	3,84	2,3	0,495	144,40	
	4,32	2,6	0,449	130,77	
	4,80	2,9	0,409	119,11	
IV - суглинок текучепластичный	5,28	3,2	0,374	109,05	31,50...44,50
	5,76	3,5	0,346	100,96	
	6,24	3,7	0,329	96,00	
	6,72	4,0	0,306	89,22	
	7,20	4,3	0,300	87,33	
	7,68	4,6	0,269	78,43	
	8,16	4,9	0,253	73,84	
	8,64	5,2	0,239	69,69	
	9,12	5,5	0,227	66,19	
V - глина полутвердая	9,60	5,8	0,216	62,83	49,54
	10,08	6,0	0,208	60,65	
	10,56	6,3	0,199	58,02	

	11,04	6,6	0,191	55,54	
	11,52	6,9	0,183	53,21	
	12,00	7,2	0,175	51,02	
	12,48	7,5	0,168	49,06	
	12,96	7,8	0,162	47,23	
	13,44	8,1	0,156	45,48	
	13,92	8,4	0,150	43,74	
	14,40	8,6	0,147	42,72	

Схема к расчёту осадки приведена на рисунке 8.

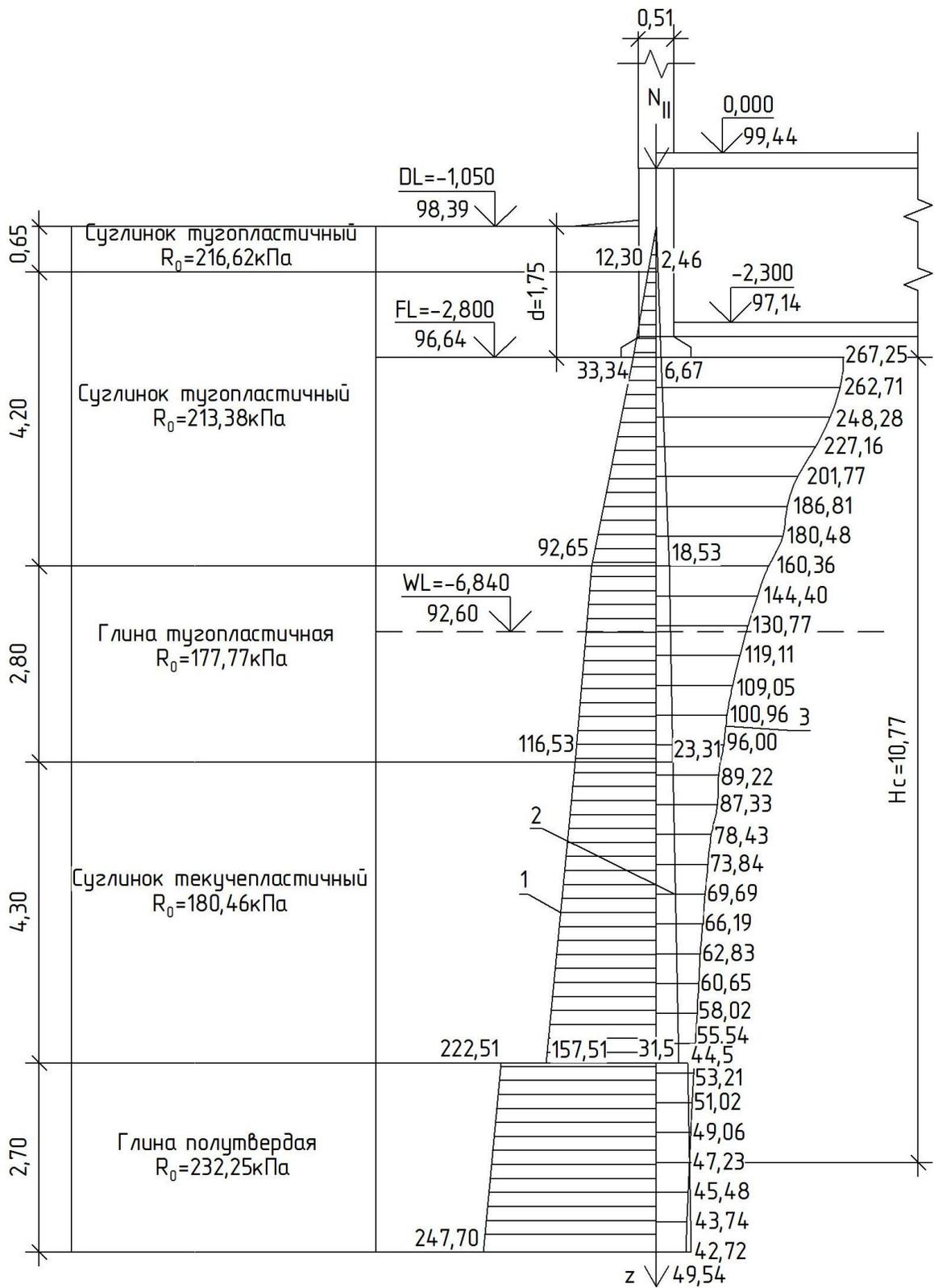


Рисунок 8 – Схема к расчёту осадки по методу элементарного суммирования ленточного фундамента: 1 – эпюра природного давления, 2 – вспомогательная эпюра (0,2 от природного давления), 3 – эпюра дополнительного давления

Полную осадку фундамента находим простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи ($H_c = 10,77$ см) по формуле (13):

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zg,icc} \cdot h_i}{E_i} \quad (13)$$

где β – коэффициент, зависящий от коэффициента относительных поперечных деформаций (V), рекомендуется по нормам принимать $\beta = 0,8$ для всех грунтов, тем самым учитывая некоторую условность расчетной схемы;

$$\sigma_{zg,icc} = \frac{\sigma_{zg,i-1} + \sigma_{zg,i}}{2} \quad \text{– среднее напряжение в } i\text{-м слое;}$$

h_i – высота i -го слоя грунта;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

Вычисляем осадку фундамента, пренебрегая различием модуля деформации на границе слоев грунта, принимая во внимание, что данное предложение незначительно скажется на результатах расчета по формуле:

$$s = \frac{0,8 \cdot 0,4}{15500} \left(\frac{267,25+262,71}{2} + \frac{262,71+248,28}{2} + \frac{248,28+227,16}{2} + \frac{227,16+201,77}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{11100} \left(\frac{201,77+186,81}{2} + \frac{186,81+180,48}{2} + \frac{180,48+160,36}{2} + \frac{160,36+144,40}{2} + \frac{144,40+130,77}{2} + \frac{130,77+119,11}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{12500} \left(\frac{119,11+109,05}{2} + \frac{109,05+100,96}{2} + \frac{100,96+96,00}{2} + \frac{96,00+89,22}{2} + \frac{89,22+87,33}{2} + \frac{87,33+78,43}{2} + \frac{78,43+73,84}{2} + \frac{73,84+69,69}{2} + \frac{69,69+66,19}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,4}{21300} \left(\frac{66,19+62,83}{2} + \frac{62,83+60,65}{2} + \frac{60,65+58,02}{2} + \frac{58,02+55,54}{2} + \frac{55,54+53,21}{2} + \frac{53,21+51,02}{2} + \frac{51,02+49,06}{2} + \frac{49,06+47,23}{2} \right) = 0,0201 + 0,0278 + 0,0204 + 0,0067 = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$$

Вывод: согласно СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] величина предельно допустимой осадки дома равна $s_{\text{д}} = 10$ см. По результатам расчетов, $s = 7,5 \text{ см} < s_{\text{д}} = 10 \text{ см}$, следовательно, основное условие расчета по второй группе предельных состояний удовлетворяется.

2.5 Расчет свайного фундамента

Для заданных грунтовых условий строительной площадки проектируем свайный фундамент из сборных железобетонных свай марки С4,5-25 длиной $L = 4,5$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,25$ м и длиной острия $l = 0,25$ м (ГОСТ 19804.1-2012 «Сваи железобетонные заводского изготовления» [10]). Свая погружается в грунт с помощью забивки дизель-молотом.

Найдем несущую способность одиночной висячей сваи, ориентируясь на расчетную схему, представленную на рисунке 9. Площадь поперечного сечения сваи $A = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625 \text{ м}^2$, наружный периметр сваи $u = 0,25 \cdot 4 = 1,0 \text{ м}$.

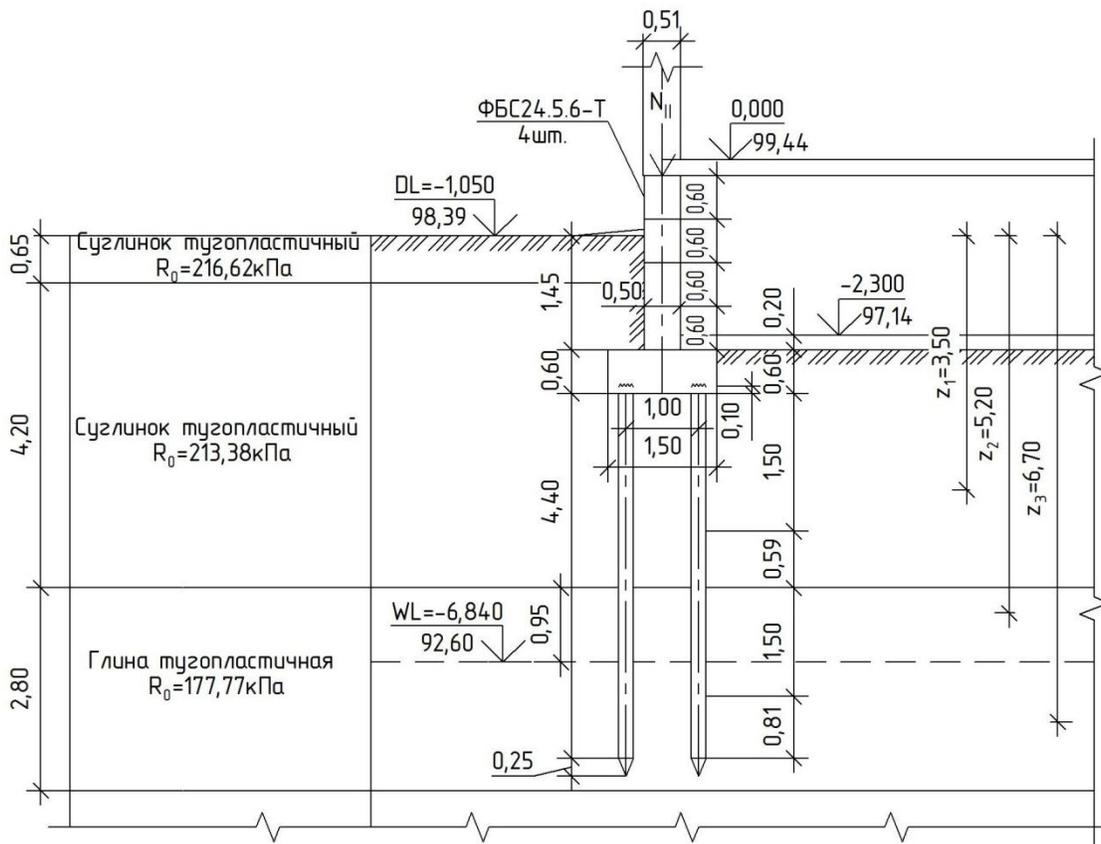


Рисунок 9 – Схематический разрез свайного фундамента

По СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] для глины тугопластичной ($I_L = 0,261$) и глубины погружения сваи, равной $1,45 + 0,6 + 4,4 + 0,25 = 6,7 \text{ м}$, интерполируя, находим расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи $R = 4,252 \text{ МПа}$.

Находим значения коэффициентов условий работы грунта в зависимости от способа погружения (дизель-молоты) и грунтовых условий на строительной площадке: $\gamma_{cR} = 1,0$ под нижним концом сваи и $\gamma_{cf} = 1,0$ по боковой поверхности.

Толщину грунта, прорезаемого сваями, разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м (рисунок 9). Для первого слоя грунта при средней глубине расположения слоя $z_1 = 3,50 \text{ м}$ суглинка тугопластичного ($I_L = 0,462$) по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] находим с помощью интерполяции расчетное сопротивление по боковой поверхности свай $f_1 = 0,0239 \text{ МПа}$. Для второго слоя грунта при средней глубине

расположения слоя $z_2 = 5,20$ м глины тугопластичной ($I_L = 0,261$), интерполируя, находим $f_2 = 0,0466$ МПа. Для третьего слоя грунта при $z_3 = 6,70$ м находим $f_3 = 0,0492$ МПа.

Определяем несущую способность одиночной сваи по формуле (14):

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (14)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи, $\gamma_c = 1,0$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4];

f_i – расчетное сопротивление грунта i -го слоя по боковой поверхности сваи, определяемое по СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4];

h_i – мощность i -го слоя грунта, прорезываемого свайей.

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 4,252 \cdot 0,0625 + 1,0 \cdot 1,0 \cdot (0,0239 \cdot 1,50 + 0,0239 \cdot 0,59 + 0,0466 \cdot 1,50 + 0,0492 \cdot 0,81)) = 0,43 \text{ МН.}$$

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,43}{1,4} = 0,307 \text{ МН,}$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие от расчетных нагрузок при наиболее невыгодном их сочетании);

γ_k – коэффициент надежности, принимаем $\gamma_k = 1,4$, так как несущая способность определена расчетом или по результатам динамических испытаний без учета упругих деформаций грунта.

Найдем требуемое количество свай по формуле (15):

$$n = \frac{\gamma_k \cdot N_{II}}{F_d - \gamma_f \cdot a^2 \cdot d \cdot \gamma_m}, \quad (15)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка от веса здания или сооружения, для наружной стены – $258,587 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,26 \frac{\text{МН}}{\text{м}}$; для внутренней стены – $301,859 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,30 \frac{\text{МН}}{\text{м}}$;

a – шаг свай;

d – глубина заложения подошвы ростверка;

γ_m – расчетное значение осредненного удельного веса материала ростверка и грунта, $\gamma_m = 0,02 \frac{\text{МН}}{\text{м}^3}$.

Для наружной стены:

$$n = \frac{1,4 \cdot 0,26}{0,43 - 1,0 \cdot 1,0 \cdot (1,45 + 0,6) \cdot 0,02} = 1,01 \text{ шт.}$$

Для внутренней стены:

$$n = \frac{1,4 \cdot 0,30}{0,43 - 1,0 \cdot 1,0 \cdot (1,45 + 0,6) \cdot 0,02} = 1,08 \text{ шт.}$$

Окончательно примем две сваи на 1 м фундамента. По конструктивным соображениям высота ростверка принята равной 0,6 м. Стену подвала примем из четырех стеновых блоков, каждый из которых имеет равные размеры: высоту – 0,6 м, ширину – 0,5 м, длину – 2,38 м, вес – 0,0163 МН.

Конструкция фундамента и основные размеры показаны на рисунке 9.

Найдем вес ростверка, приходящегося на 1 м фундамента:

$$N_{pII} = 0,25 \cdot 0,06 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 0,02 \text{ МН.}$$

Найдем вес грунта, располагающегося на ростверке:

$$N_{gII} = (1,5 - 0,5) \cdot \frac{0,01893 \cdot 0,65 + 0,01913 \cdot 1,31}{2} = 0,019 \text{ МН.}$$

Определим вес четырех стеновых фундаментных блоков на 1 м:

$$N_{cII} = \frac{4 \cdot 0,0163}{2,38} = 0,027 \text{ МН.}$$

Вычислим расчетное значение указанных выше внешних нагрузок для первой группы предельных состояний. Принимая во внимание, что коэффициент надежности по нагрузке для них $\gamma_f = 1,1$, тогда:

$$N_{pI} = 1,1 \cdot 0,02 = 0,022 \text{ МН,}$$

$$N_{gI} = 1,1 \cdot 0,019 = 0,0209 \text{ МН,}$$

$$N_{cI} = 1,1 \cdot 0,027 = 0,0297 \text{ МН.}$$

Вычислим по формуле (16) нагрузку, приходящуюся на одну сваю:

$$N = \frac{N_{II} + N_{pI} + N_{gI} + N_{cI}}{2} \quad (16)$$

Для наружной стены:

$$N = \frac{0,26 + 0,022 + 0,0209 + 0,0297}{2} = 0,166 \text{ МН} < \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,43}{1,4} = 0,307 \text{ МН.}$$

Для внутренней стены:

$$N = \frac{0,30 + 0,022 + 0,0209 + 0,0297}{2} = 0,186 \text{ МН} < \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0,43}{1,4} = 0,307 \text{ МН.}$$

Вывод: условие $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$ выполняется, следовательно, фундамент запроектирован правильно.

Вычислим по формуле (17) осредненный угол внутреннего трения основания, прорезаемого свай:

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{\varphi_{\text{IIмт}}}{4} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\varphi_{\text{II1}} \cdot l_1 + \varphi_{\text{II2}} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{\text{IIн}} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (17)$$

где $\varphi_{\text{IIмт}}$ – осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай;

φ_n и φ_i – соответственно угол внутреннего трения и толщина i -того слоя грунта в пределах высоты свай.

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{21,3 \cdot (1,50 + 0,59) + 13,1 \cdot (1,50 + 0,81 + 0,25)}{1,50 + 0,59 + 1,50 + 0,81 + 0,25} = 4,2^\circ.$$

Найдем ширину условного фундамента:

$$b_y = 1,0 + 0,25 + (4,40 + 0,25) \cdot \text{tg}4,2^\circ = 1,59 \text{ м.}$$

Определим вес свай, учитывая, что вес свай СК-4,5-25 равен 0,0073 МН:

$$N_{\text{сII}} = 2 \cdot 0,0073 = 0,015 \text{ МН.}$$

Удельный вес грунта третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды был найден ранее и составил: $\gamma_{\text{IIсб}} = 8,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 0,00853 \frac{\text{МН}}{\text{м}^3}$.

Вес грунта в объеме АБВГ с учетом взвешивающего действия воды в грунте третьего слоя равен:

$$N_{\text{гII}} = (1,59 - 0,5) \cdot (0,01893 \cdot 0,65 + 0,01913 \cdot 1,31) \cdot \frac{1}{2} + 1,59 \cdot (0,60 + 1,50 + 0,59) \cdot 0,01913 + 1,59 \cdot 0,95 \cdot 0,01844 + 1,59 \cdot (1,50 - 0,95 + 0,81 + 0,25) \cdot 0,00853 \cdot 1,0 = 0,158 \text{ МН.}$$

Нормативная нагрузка от веса ростверка и четырех стеновых фундаментных блоков была найдена ранее и составила соответственно $N_{\text{рII}} = 0,02 \text{ МН}$, $N_{\text{сII}} = 0,027 \text{ МН}$.

Вычислим среднее давление под подошвой условного фундамента:

– для наружной стены:

$$p = \frac{0,26 + 0,02 + 0,0027 + 0,015 + 0,158}{1,59 \cdot 1,0} = 0,287 \text{ МПа.}$$

– для внутренней стены:

$$p = \frac{0,30 + 0,02 + 0,027 + 0,015}{1,59 \cdot 1,0} = 0,212 \text{ МПа.}$$

По данным таблицы СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] для глины тугопластичной, на которую опирается подошва условного фундамента, имеющего угол внутреннего трения $\varphi_{\text{II}} = 13,1$ град, находим интерполяцией значения безразмерных коэффициентов: $M_y = 0,263$, $M_q = 2,0665$, $M_c = 4,5685$.

Вычислим осредненный удельный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента по формуле (9):

$$\gamma'_{II} = \frac{0,01893 \cdot 0,65 + 0,01913 \cdot 4,20 + 0,01844 \cdot 0,95 + 0,0853 \cdot (0,55 + 0,81 + 0,25)}{0,65 + 4,20 + 1,50 + 0,81 + 0,25} = 0,033 \frac{\text{МН}}{\text{м}^3}.$$

Приведенная глубина заложения подошвы условного фундамента от отметки пола в подвале по формуле (10) составит:

$$d_1 = 5,25 + 0,2 \cdot \frac{0,022}{0,033} = 5,38 \text{ м.}$$

Значение $d_b = 2,30 \text{ м}$.

По таблице СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [4] для глины тугопластичной $I_L = 0,261$ и соотношения длины к высоте здания $\frac{L}{H} = 0,94$ находим значения коэффициентов условий работы $\gamma_{c1} = 2,0$, $\gamma_{c2} = 1,1$.

Определим по формуле (8) расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{2,0 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,263 \cdot 1,0 \cdot 1,59 \cdot 0,01 + 2,0665 \cdot 5,38 \cdot 0,033 + (2,0665 - 1) \cdot 2,3 \cdot 0,033 + 4,5685 \cdot 0,0355] = 1,228 \text{ МПа.}$$

Вывод: основное требование расчета по второй группе предельных состояний выполняется, поскольку $p = 0,287 \text{ МПа} < R = 1,228 \text{ МПа}$ (для наружной стены) и $p = 0,212 \text{ МПа} < R = 1,228 \text{ МПа}$ (для внутренней стены).

2.6 Определение осадки свайного фундамента

Вычислим осадку свайного фундамента для наружной стены по схеме линейно деформируемого полупространства, предварительно построив эпюру напряжений в толще основания от действия собственного веса грунта.

Удельный вес грунта четвертого слоя с учетом взвешивающего действия воды был рассчитан ранее и составил: $\gamma_{IIsb} = 9,53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 0,00953 \frac{\text{МН}}{\text{м}^3}$.

Найдем напряжения от собственного веса грунта в уровне подошвы условного фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = 0,01893 \cdot 0,65 + 0,01913 \cdot 4,20 + 0,01844 \cdot 0,95 + 0,00853 \cdot (0,55 + 0,81 + 0,25) = 0,124 \text{ кПа.}$$

Вычислим дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента:

$$p_0 = 0,287 - 0,124 = 0,163 \text{ МПа.}$$

Найдем значение напряжений от собственного веса грунта на границе четвертого и пятого слоев и по подошве пятого слоя:

$$\sigma_{zg,4} = 0,124 + 0,00853 \cdot 4,30 = 0,161 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{zg,5} = 0,161 + 0,00953 \cdot 2,70 = 0,187 \text{ МПа}.$$

Найдем значения напряжений вспомогательной эпюры, равной $0,2 \cdot \sigma_{zg}$, в этих же точках:

$$\sigma'_{zg,0} = 0,2 \cdot 0,124 = 0,025 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_{zg,4} = 0,2 \cdot 0,161 = 0,032 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_{zg,5} = 0,2 \cdot 0,187 = 0,037 \text{ МПа}.$$

Полученные значения ординат напряжений отложим на геологическом разрезе и построим эпюру напряжений от собственного веса грунта и вспомогательную эпюру (рисунок 10).

Чтобы избежать интерполяции, зададимся соотношением $\varepsilon = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта составит: $h_i = \frac{0,4 \cdot 1,59}{2} = 0,32 \text{ м}$.

Проверим выполнение условия: $h_i = 0,32 \text{ м} < 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,59 = 0,64 \text{ м}$. Условие выполняется с большим запасом, поэтому в целях сокращения вычислений увеличим высоту элементарного слоя вдвое, чтобы, с одной стороны, соотношение ε было кратным 0,4, а с другой – выполнялось прежнее условие $h_i = 0,64 \text{ м} = 0,4 \cdot b = 0,64 \text{ м}$.

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений в толще грунта воспользуемся данными таблицы 7.

Таблица 7 – Вычисление ординат эпюры

Слои основания	z	$z = \frac{\varepsilon \cdot b}{2}$	α_i	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$, кПа
III - глина тугопластичная	0,00	0,0	1,000	0,163	0,025
	0,64	0,5	0,953	0,155	
IV - суглинок текучепластичный	1,28	1,0	0,818	0,133	0,032
	1,92	1,5	0,670	0,109	
	2,56	2,0	0,550	0,090	
	3,20	2,5	0,462	0,075	
	3,84	3,1	0,385	0,063	
	4,48	3,6	0,337	0,055	
	5,12	4,1	0,299	0,049	
V - глина полутвердая	5,76	4,6	0,269	0,044	0,037
	6,40	5,1	0,243	0,040	
	7,04	5,6	0,223	0,036	

Схема к расчёту осадки приведена на рисунке 10.

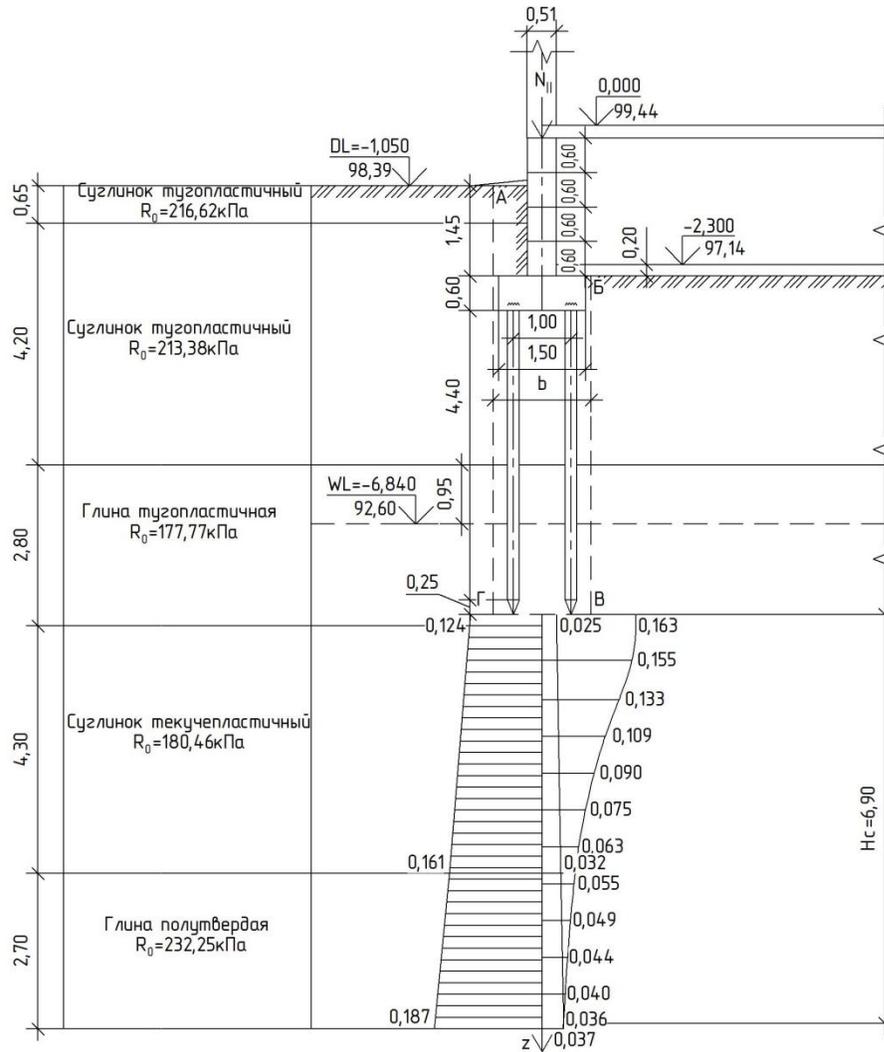


Рисунок 10 – Схема к расчёту осадки по методу элементарного суммирования свайного фундамента

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных вертикальных напряжений (рисунок 10); эта точка пересечения соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 6,90$ см.

Вычисляем осадку по формуле (13) с помощью послойного суммирования, пренебрегая различием модуля деформации на границах слоев, приняв во внимание, что данное предположение незначительно скажется на окончательных результатах:

$$s = \frac{0,8-0,64}{11100} \left(\frac{0,163+0,155}{2} \right) + \frac{0,8-0,64}{12500} \left(\frac{0,155+0,133}{2} + \frac{0,133+0,109}{2} + \frac{0,109+0,090}{2} + \frac{0,090+0,075}{2} + \frac{0,075+0,063}{2} + \frac{0,063+0,055}{2} + \frac{0,055+0,049}{2} \right) + \frac{0,8-0,64}{21300} \left(\frac{0,049+0,044}{2} + \frac{0,044+0,040}{2} + \frac{0,040+0,036}{2} \right) = 0,000007 + 0,048 + 0,03 = 0,078 \text{ м} = 7,8 \text{ см}$$

Вывод: расчетная величина осадки свайного фундамента меньше допустимой осадки $s = 7,8 \text{ см} < s_u = 10 \text{ см}$, следовательно, основное условие второй группы предельных состояний выполняется.

Список рекомендуемой литературы

Основная литература

1. Пономарев А.Б. Основания и фундаменты / А.Б. Пономарев, А.В. Захаров, Д.Г. Золотозубов, С.В. Калошина: учеб.-метод. пособие. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2015. – 318 с.
2. Федулов В.К. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: учеб. пособие / В.К. Федулов, Л.Ю. Артемова. – М.: МАДИ, 2015. – 84 с.
3. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация.
4. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
5. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты.
6. ГОСТ 13579-2018. Блоки бетонные для стен подвалов.
7. ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов.
8. ГОСТ 19804-2012. Сваи железобетонные заводского изготовления.
9. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.

Дополнительная литература

Учебные и научные издания

1. Пойта П.С. Основания и фундаменты: учебное пособие / П.С. Пойта, П.В. Шведовский, Д.Н. Клебанюк. – Минск: Вышэйшая школа, 2020. – 400 с.
2. Мельников Р.В., Степанов М.А., Ашихмин О.В., Гейдт Л.В.. Основания и фундаменты: учебное пособие для курсового и дипломного проектирования: учебное пособие / Р. В. Мельников [и др.]. – Тюмень: ТИУ, 2017 – 110 с.
3. Мирсаяпов И.Т. Основания и фундаменты: учебно-методическое пособие к практическим занятиям для студентов очной формы обучения по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» / Сост. И.Т. Мирсаяпов, Р.Р. Хасанов, Д.Р. Сафин. – Казань: КГАСУ, 2016. – 92 с.

Электронная учебно-методическая литература

Вид литературы	Наименование разработки	Ссылка на информационный ресурс	Доступность ЭБС (сеть Интернет / локальная сеть; авторизованный / свободный доступ)
Основная	Пономарев А.Б. Основания и фундаменты / А.Б. Пономарев, А.В. Захаров, Д.Г. Золотозубов,	https://docplayer.ru/26652544-Osnovaniya-i-fundamenty.html	Сеть Интернет /авторизованный

	С.В. Калошина: учеб.-метод. пособие. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2015. – 318 с.		
	Федулов В.К. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: учеб. пособие / В.К. Федулов, Л.Ю. Артемова. – М.: МАДИ, 2015. – 84 с.	http://lib.madi.ru/fel/fel1/fel15E313.pdf	Сеть Интернет /авторизованный
дополнительная	Кокунько И.Н. Основания и фундаменты [Электронный ресурс]: учеб. пособие: учеб. электрон. изд. / И.Н. Кокунько, М.В. Прокопова, С.А. Масленников, В.А. Дмитриенко, О.В. Пашкова. – Шахты: ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты, 2018. – 106 с.	www.rgups.ru/site/assets/files/127130/osnovaniia_i_fundamenty.pdf	Сеть Интернет /авторизованный

Приложение А – Образец титульного листа курсового проекта

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Лысьвенский филиал
федерального государственного автономного образовательного учреждения
высшего образования
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

Направление: «08.03.01 Строительство»

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ
по дисциплине «Основания и фундаменты»
на тему: «Расчет и проектирование оснований и фундаментов многоэтажного здания»

Выполнил:
студент группы ПГС-20-16
А.П. Иванов

(подпись)

Руководитель:
к.т.н., доцент
А.И. Сиянов

(подпись)

Курсовой проект допущен к защите «__» _____ 20__ г.

Курсовой проект защищен «__» _____ 20__ г.

Лысьва 2021 г.