МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования

«Южно-Уральский государственный университет» (национальный исследовательский университет)

Архитектурно-строительный институт

Кафедра «Строительное производство и теория сооружений»

РАБОТА ПРОВЕРЕНА

Рецензент:

_____ _____

«___» _____ 2019 г.

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ

Заведующий кафедрой:

_____ Г.А. Пикус

«___» _____ 2019 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к выпускной квалификационной работе бакалавра на тему:

10-ти этажный многоквартирный жилой дом в г.Челябинск, микрорайон Звездный

ЮУрГУ 08.03.01 «Строительство». АСИ-533. ПЗ ВКР

Консультант раздела Архитектура:

_____ Кравченко Т.А.

«___» _____ 2019 г.

Консультант Расчетно-конструктивного раздела:

_____ Ивашенко Ю.А.

«___» _____ 2019 г.

Консультант раздела Технологии строительства:

_____ Гаврилина И.Н.

«___» _____ 2019 г.

Консультант раздела Организации строительства:

_____ Гаврилина И.Н.

«___» _____ 2019 г.

Руководитель: Ст.преп.

_____ Гаврилина И.Н.

«___» _____ 2019 г.

Проверка по системе антиплагиат: _____%

_____ Гаврилина И.Н.

«___» _____ 2019г.

Нормоконтролер:

_____ Гаврилина И.Н.

«___» _____ 2019 г.

Автор ВКР:

_____ Лупахин А.Ю.

«___» _____ 2019 г.

г. Челябинск - 2019

АННОТАЦИЯ

Лупахин А. Пояснительная записка к выпускной квалификационной работе. 10-ти этажный многоквартирный жилой дом в г. Челябинске, мкрн Звездный. – Челябинск: ЮУрГУ, АСИ, кафедра СПТС; 2019, 88 с., библиогр. список – 24 наименования, 7 листов чертежей ф. А1.

В представленной выпускной квалификационной работе разработан проект 10-ти этажного многоквартирного жилого дома в г. Челябинске, мкрн. Звездный. Предоставлены генеральный план, объемно-планировочные решения, конструктивные решения, теплотехнический расчет наружной стены. Выполнен сбор нагрузок, определены усилия и рассчитан свайный фундамент. Разработана технологическая карта на возведение подземной части здания, также стройгенплан на основной период строительства. Расписана техника безопасности и охраны труда для основных видов работ.

					08.03.01.2019 ПЗ ВКР			
Изм	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Зав. каф.		Пикус			10-ти этажный многоквартирный жилой дом в г. Челябинске, мкрн. Звездный	Стадия	Лист	Листов
Н. контр.		Гаврилина				ВКР	3	88
Руководит.		Гаврилина				Кафедра СПТС		
Консультант		Гаврилина						
Дипломник		Лупахин						

Оглавление

1. Архитектурный раздел 6
1.1 Характеристика участка строительства: 6
1.2 Генеральный план участка 6
1.3 Объемно-планировочные решения 7
1.4. Конструктивные решения: 10
1.5 Расчет наружной ограждающей конструкции 12
1.6 описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства; 12
1.7 Пожарная безопасность 13
2.1 Исходные данные для проектирования 15
2.2 Назначение глубины заложения фундаментов на естественном основании 25
2.3 Расчет основания фундамента на естественном основании по деформациям 26
2.4. Расчет свайного фундамента: висячая свая 33
2.5 Расчет ростверка 42
2.5.1 Расчет ростверка на продавливание. 42
2.5.2 Расчет ростверка. 43
3. Описание технологии свайных работ 51
3.1 Описание технологии свайных работ 51
3.2 Описание технологии опалубочных, арматурных и бетонных работ 54
3.3 Приемка свайных работ. Контроль качества 60
4 ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА 62
4.1 Описание организации СМР 62
4.2 Расчет временных сооружений и разработка временного строительного генерального плана 60
4.2.1 Назначение стройгенплана 60
4.2.2 Транспортные коммуникации 61
4.2.3. Выбор крана. 62
4.2.4. Расчет границы опасной зоны крана. 63

4.2.5 Обоснование потребности строительства в складах 63
4.2.6 Расчет потребности строительства во временных зданиях и сооружениях 65
4.2.7 Потребность строительства в электроэнергии 66
4.2.8 Потребность строительства в освещении 71
4.2.9 Потребность строительства в воде 71
4.3 Требования безопасности при производстве работ 70
4.3.1 Требования безопасности при земляных работах 72
4.3.2 Требования по охране окружающей среды 75
4.3.3. Требования безопасности после завершения работ 80
4.4 Калькуляция затрат труда и машинного времени. 81
Подсчёт трудоёмкости. 82
Заключение 82
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК 83

1. Архитектурный раздел

1.1 Характеристика участка строительства:

Месторасположение – г. Челябинск, микрорайон Звездный

Район строительства -1В

Зона влажности – 3 (сухая)

Степень огнестойкости здания - II

Уровень ответственности здания – II (нормальный)

Класс функциональной пожарной опасности здания – Ф1.3

Класс конструктивной пожарной опасности здания – СО

Расчетная температура наружного воздуха или наиболее холодной пятидневки - -34℃

Расчетная снеговая нагрузка – III район – 180 кг/м2

Скоростной напор ветра – II район – 30 кг/м2.

За отм 0,000 принята отметка пола первого этажа жилого дома, что соответствует 219,20 в Балтийской системе высот.

1.2 Генеральный план участка

Место расположения участка – жилой массив г. Челябинск, пос.Звездный.

На благоустраиваемой территории расположены все необходимые компоненты: автостоянки, площадки для отдыха взрослых людей и детей, спортивные сооружения для активного отдыха жильцов дома, площадки для хозяйственных нужд.

Стоянки легковых автомобилей предназначены для постоянного или временного хранения личного автотранспорта жильцов строящегося 10-ти этажного жилого дома.

Покрытие проездов и автостоянок – асфальтобетонное; детских площадок – песчаное; для отдыха и пешеходных дорог – тротуарная плитка; баскетбольная площадка – асфальтовое.

Вся территория участка озеленена. Стоянка располагается с боковой стороны здания, газон с высаженными на нём лиственными деревьями, также располагаются вокруг здания, детских площадок для разных возрастов. Вокруг

здания организован пожарный проезд. Около здания запроектирована площадка для контейнеров, на которой расположены мусорные баки.

Все элементы благоустройства соединены между собой тротуарами и пешеходными дорожками, и отделены друг от друга газоном.

Озеленение территории осуществляется путём посадки лиственных деревьев, газонов, клумб.

Таблица 1.2.1– Технико-экономические показатели.

№	Наименование	Площадь, $м^2$
1	Площадь участка	2606
2	Площадь застройки	270,5
3	Площадь покрытий	888,4
4	Площадь зеленых насаждений	1254,3

1.3 Объемно-планировочные решения

10-ти этажный жилой дом состоит из одной секции с площадью квартир на этаже каждой из них менее 500 кв.м.

Состав квартир:

Квартира 1	
Комната	18,22
Кухня	8,22
Коридор	4,16
Ванная	2,17
Туалет	0,97
Прихожая	1,96
Квартира 2	
Комната	18,22
Кухня	16,95
Прихожая	3,93

Санузел	3,56
Квартира 3	
Комната	24,91
Кухня	8,63
Прихожая	3,40
Санузел	3,72
Квартира 4,5	
Комната	12,48
Зона кухни	4,97
Прихожая	4,00
Санузел	3,20
Квартира 6	
Комната	16,17
Кухня	8,63
Прихожая	3,4
Санузел	3,72

Высота технического подполья (от пола до пола) - 2,15 м. Высота жилого этажа (от пола до пола) — 2,80 м. Технический этаж предназначен для прокладки инженерных коммуникаций. В жилом Доме предусмотрено размещение индивидуального теплового пункта на техническом этаже, электрощитовой.

Для обеспечения санитарно—эпидемиологических требований вход в жилую часть дома организован через тамбур глубиной более 1,5 м.

Конструктивная схема здания — перекрестно-стеновая, образована внутренними поперечными и продольными стеновыми панелями. Шаг поперечных стен — 3, 4.5 и 6 метров (лестничная клетка).

Лестнично—лифтовой узел разработан с учетом требований действующих нормативных и рекомендованных документов, а также взаимной увязки входной зоны с элементами лестничной клетки и кровли.
Компоновка лестнично-лифтового узла обусловлена этажностью здания.

В жилом здании предусмотрено размещение лифтов грузоподъемностью 1000 кг. Кабина лифта имеет ширину 2100 мм для возможности размещения В ней человека на санитарных носилках. Предусмотрено размещение лифтов без машинного помещения и с первой остановкой кабины на отм. -0,750. Шахта лифта расположена в центре лестнично—лифтового узла, что исключает соседство с жилыми комнатами.

1.4. Конструктивные решения:

Конструктивная схема здания – бескаркасная, перекрестно-стеновая, образована внутренними поперечными и продольными стеновыми панелями. Шаг поперечных стен — 3, 4.5 и 6 метров (лестничная клетка).

1. Фундаменты — ленточные на естественном основании.
2. Наружные стены технического этажа – фундаментные стеновые блоки ФБС, гидроизоляция - обмазка горячим битумом за два раза блоков соприкасающихся с грунтом.
3. Наружные стены 1-10 —го этажей — трехслойные панели толщиной 350 мм с дискретными связями в виде железобетонных шпонок. Утеплитель - пенопласт полистирольный.
4. Наружные стены лестнично-лифтового узла выше отм. 0,000 - трехслойные панели толщиной 350 мм на жестких связях в виде железобетонных ребер.
5. Плиты перекрытия и покрытия - железобетонные плоские плиты толщиной 220 мм.
6. Лестничные марши — сборные железобетонные с гладкой бетонной поверхностью.
7. Площадки лестничные - сборные железобетонные с мозаичной поверхностью.
8. Шахта лифта — сборные железобетонные панели толщиной 120 мм.
9. Перемычки - сборные железобетонные по серии 1.038.1—1 выпуск 1.
10. Межквартирные стены - железобетонные плоские панели толщиной 160 мм.
11. Перегородки - железобетонные панели толщиной 100 мм из тяжелого бетона, из гипсоволокнистых листов на металлическом каркасе толщиной 95 мм.
12. Перегородки санитарных узлов —кирпичные - толщиной 120 мм, пазогребневые плиты толщиной 80 мм.

13. Кровля — безрулонная, железобетонные кровельные ребристые плиты,внутренний водосток.

14. Тамбуры входа — железобетонные панели толщиной 120 мм.

15. Козырек входа - кирпичный парапет с отделкой плитами Латонит.

16. Крыша — вентилируемая, с холодным чердаком.

17. Вентиляционные блоки - железобетонные вентблоки серии 97, вентиляционные шахты на крыше кирпичные под установку дефлекторов.

18. Отмостка — бетонная по периметру здания шириной 1,0 м.

19. Ограждение лестниц - металлическое, окрашенное акриловой краской.

20. Двери наружные:

- тех. этаж, электрощитовая, комната уборочного инвентаря, ИТП - стальные по ГОСТ 31173-2003;
- дверь в подъезд с домофоном.
- Двери ведущие на чердак - противопожарные, сертифицированные с пределом огнестойкости Е130.

21. Двери внутренние:

Входные двери квартир - стальные по ГОСТ 31173-2003;

Межкомнатные двери квартир - деревянные по ГОСТ 6629-88

22. Окна:

оконные блоки — поливинилхлоридный профиль с двухкамерным стеклопакетом и приточно-вытяжным клапаном;

23. Плиты перекрытия лоджий - железобетонные плиты толщиной 160мм (пролет 4,5м), пустотные плиты 220мм (пролет 6,0м).

24. Ограждение лоджий — металлическое, ж/б экраны.

25. Остекление лоджий — витражное из алюминиевых профилей (со степенью горючести - НГ) с одинарным стеклом.

1.5 Расчет наружной ограждающей конструкции

Расчет произведен в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. [1]

СП 131.13330.2012 Строительная климатология. [2]

СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий [3]

Расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания: $t_в$=21°С

Согласно таблице 1 [1] при температуре внутреннего воздуха здания t_{int}=21°С и относительной влажности воздуха φ_{int}=55% влажностный режим помещения устанавливается, как нормальный.

Определим базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче $Ro^{тр}$ исходя из нормативных требований к приведенному сопротивлению теплопередаче (п. 5.2) [1] согласно формуле:

$$Ro^{тр}=a\cdot ГСОП+b$$

где *a* и *b*- коэффициенты, значения которых следует приниматься по данным таблицы 3 [1] для соответствующих групп зданий.

Так для ограждающей конструкции вида- наружные стены и типа здания - жилые *a*=0.00035; *b*=1.4

Определим градусо-сутки отопительного периода ГСОП, ^{0}С·сут по формуле (5.2) [1]:

$$ГСОП=(t_в-t_{от})z_{от}$$

где $t_в$-расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания,°С

$t_в$=21°С

$t_{от}$-средняя температура наружного воздуха,°С принимаемые по таблице 1 [2] для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8 °С для типа здания - жилые

$t_{ов}$=-6.5 °С

$z_{от}$-продолжительность, сут, отопительного периода принимаемые по таблице 1 [2] для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8 °С для типа здания - жилые

$z_{от}$=218 сут.

Тогда

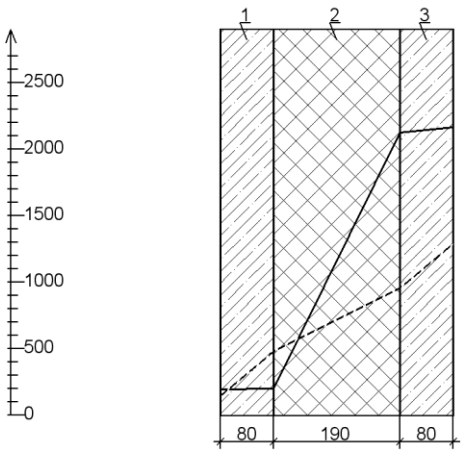
ГСОП=(21-(-6.5))218=5995 °С·сут

По формуле в таблице 3 [1] определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередачи $Ro^{тр}$ ($м^2$·°С/Вт).

$Ro^{норм}$=0.00035·5995+1.4=3.49$м^2$°С/Вт

Поскольку населенный пункт Челябинск относится к зоне влажности - сухой, при этом влажностный режим помещения - нормальный, то в соответствии с таблицей 2 [1] теплотехнические характеристики материалов ограждающих конструкций будут приняты, как для условий эксплуатации А.

Схема конструкции ограждающей конструкции показана на рисунке:



1.Железобетон (ГОСТ 26633), толщина δ_1=0.08м, коэффициент теплопроводности λ_{A1}=1.92Вт/(м°С)

2.Пенополистирол ГОСТ 15588 (р=150кг/м.куб), толщина δ_2=0.19м, коэффициент теплопроводности λ_{A2}=0.052Вт/(м°С

3.Железобетон (ГОСТ 26633), толщина δ_3=0.08м, коэффициент теплопроводности λ_{A3}=1.92Вт/(м°С)

Условное сопротивление теплопередаче $R_0^{усл}$, ($м^2$°С/Вт) определим по формуле Е.6 [1]:

$R_0^{усл}=1/\alpha_{int}+\delta_n/\lambda_n+1/\alpha_{ext}$

где α_{int} - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, Вт/(м^2°С), принимаемый по таблице 4 [1]

α_{int}=8.7 Вт/(м^2°С)

α_{ext} - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкций для условий холодного периода, принимаемый по таблице 6 [1]

α_{ext}=23 Вт/(м^2°С) -согласно п.1 таблицы 6 [1] для наружных стен.

$R_0^{усл}$=1/8.7+0.08/1.92+0.19/0.052+0.08/1.92+1/23

$R_0^{усл}$=3.9м^2°С/Вт

Приведенное сопротивление теплопередаче $R_0^{пр}$, (м^2°С/Вт) определим по формуле [3]:

$R_0^{пр}=R_0^{усл} \cdot r$

r-коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции, учитывающий влияние стыков, откосов проемов, обрамляющих ребер, гибких связей и других теплопроводных включений

r=0.92

Тогда

$R_0^{пр}$=3.9·0.92=3.59м^2·°С/Вт

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче $R_0^{пр}$ больше требуемого $R_0^{норм}$(3.59>3.49) следовательно представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

1.6 описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства;

Здание выступает доминантой в композиции застройки и в то же время связывает примыкающие здания в единую эстетически оправданную систему.

Облик фасада здания перекликается с архитектурным образом рядом стоящих зданий за счет цветового и стилистического решения. Индивидуальность здания, его выразительность достигнута благодаря его высотности, декоративным элементам, служащим акцентами на фасаде, а также выделению объемов здания.

Внешний вид решен в простых и строгих выразительных формах. Остекленная часть придает фасадам легкость и лаконичность.

При формировании архитектурного облика использовались следующие приемы:

- выделение дополнительного объема из панелей с помощью окраски цветом на основном объеме здания;

-применение рисунка на фасаде.

Объемно-пространственная композиция здания основана на применении вертикального объема, форма которого определяется конфигурацией этажей и подчеркивается выделением объемов лоджий. Плоскости остекления лоджий придают фасаду легкость и динамичность и связывают его стилистически с рядовыми примыкающими зданиями.

1.7 Пожарная безопасность

Проектируемое здание имеет II степень огнестойкости, класс конструктивной пожарной опасности здания- С0 (по СНиП, т.к. высота здания до 50 м).

По функциональной пожарной опасности жилое здание является Ф.1.3- предназначенное для постоянного проживания и временного пребывания людей.

Перегородки и стены имеют пределы огнестойкости и классы пожарной опасности: стена межквартирная (и другие несущие стены)- REI 45 и К0; перегородка межквартирная (и другие перегородки)- EI 30 и К0.

Эвакуационные выходы с этажа осуществляется по вертикальным лестницам, также эвакуационными выходами могут служить лоджии, устроенные в каждой квартире. Лестничные марши запроектированы во внутренних несущих стенах, между ними существует зазор (100 мм) для прокладывания пожарного шланга. Двери для эвакуации открываются в сторону эвакуации.

По всему периметру здания устроены пожарные проезды, ширина проездов от внутреннего края подъезда до стены здания - 8м.

По функциональной пожарной опасности проектируемое здание относится к классу Ф1.3-многоквартирные жилые дома (класс Ф1 - здания, предназначенные для постоянного проживания и временного пребывания людей).

Степень и предел огнестойкости, а также класс пожарной опасности нужно определять исходя из таблиц 21 и 23 приложения "Технического регламента о пожарной безопасности.

Таблица 1.7.1.

Соответствие степени огнестойкости и предела огнестойкости строительных конструкций зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков.

Степень огнестойкости	Предел огнестойкости конструкции, не менее (мин)						
	Несущие элементы здания	Наружные не несущие стены	Перекрытия	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				настилы	Фермы балки	Внутренние стены	Марши и площадки
I	R 120	REI 30	REI 30	RE 30	R 30	REI 120	R 60
II	R 90	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 90	R 60
III	R 45	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 60	R 45
V	R 15	E 15	REI 15	E 15	15	REI 45	R 15
	Не нормируется						

Таблица 1.7.2

Соответствие класса конструктивной пожарной опасности и класса пожарной опасности строительных конструкций зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков.

Класс конструктивной пожарной	Класс пожарной опасности строительных конструкций				
	Несущие стержневые элементы (колонны, ригели, фермы)	Наружные стены с внешней	Стены, перегородки, перекрытия и бесчердачные	Стены лестничных клеток и противопожарные	Марши и площадки лестниц в лестничных клетках
С0	К0	К0	К0	К0	К0
С1	К1	К2	К1	К0	К0
С2	К3	К3	К2	К1	К1
С3	НЕ НОРМИРУЕТСЯ			К1	К3

2.1 Исходные данные для проектирования

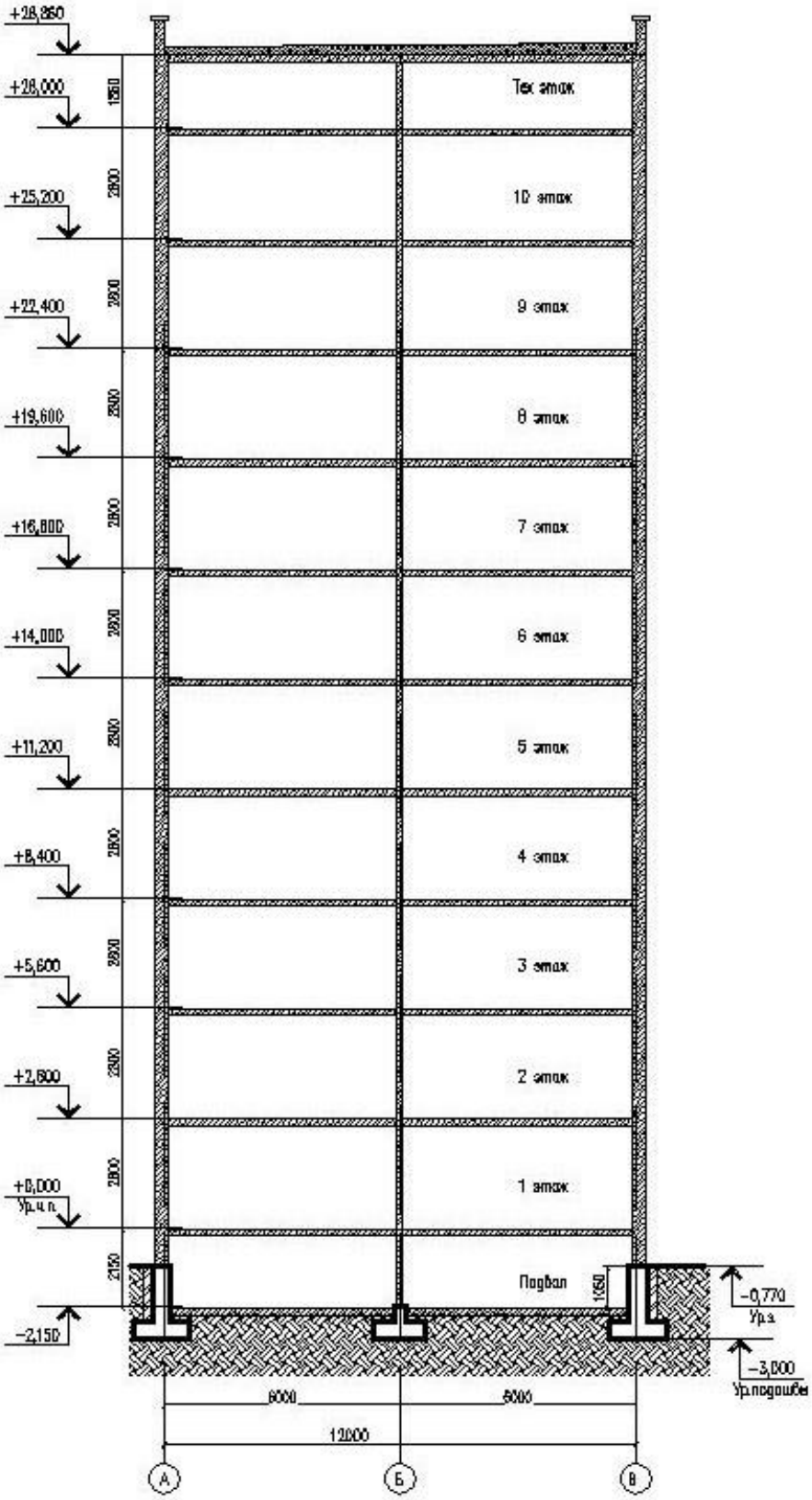


Рисунок 1. Разрез по зданию.

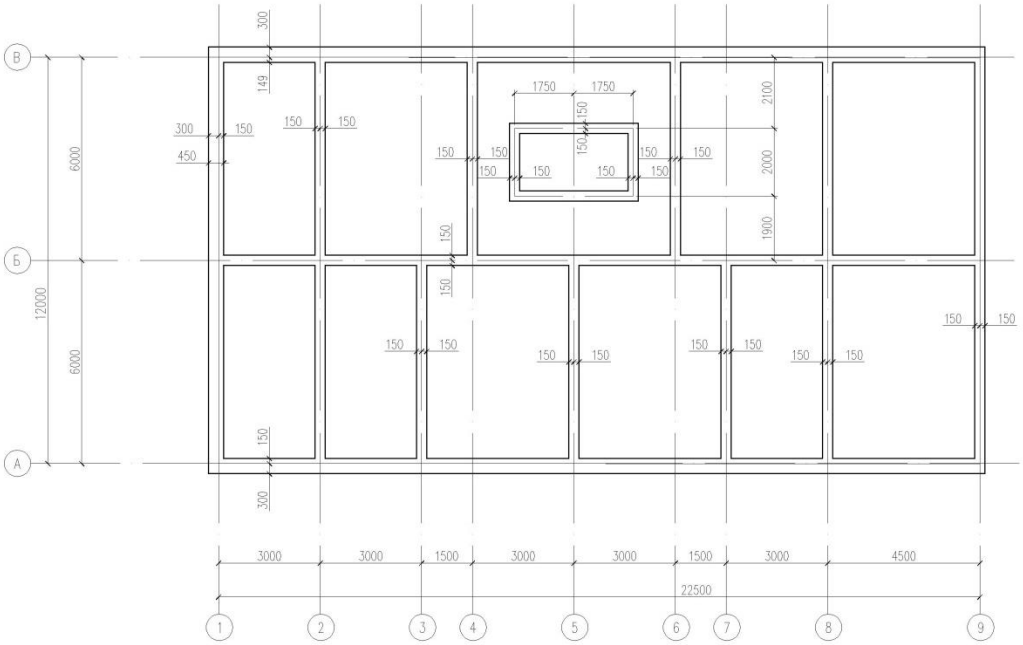


Рисунок 2. План расположения фундаментов.

Место строительства – город Челябинск.

Температура зимних месяцев:

$M_t = -15.8 - 14.3 - 7.4 - 6.2 - 12.9 = -56.6℃$

Сбор нагрузок на ленточный фундамент.

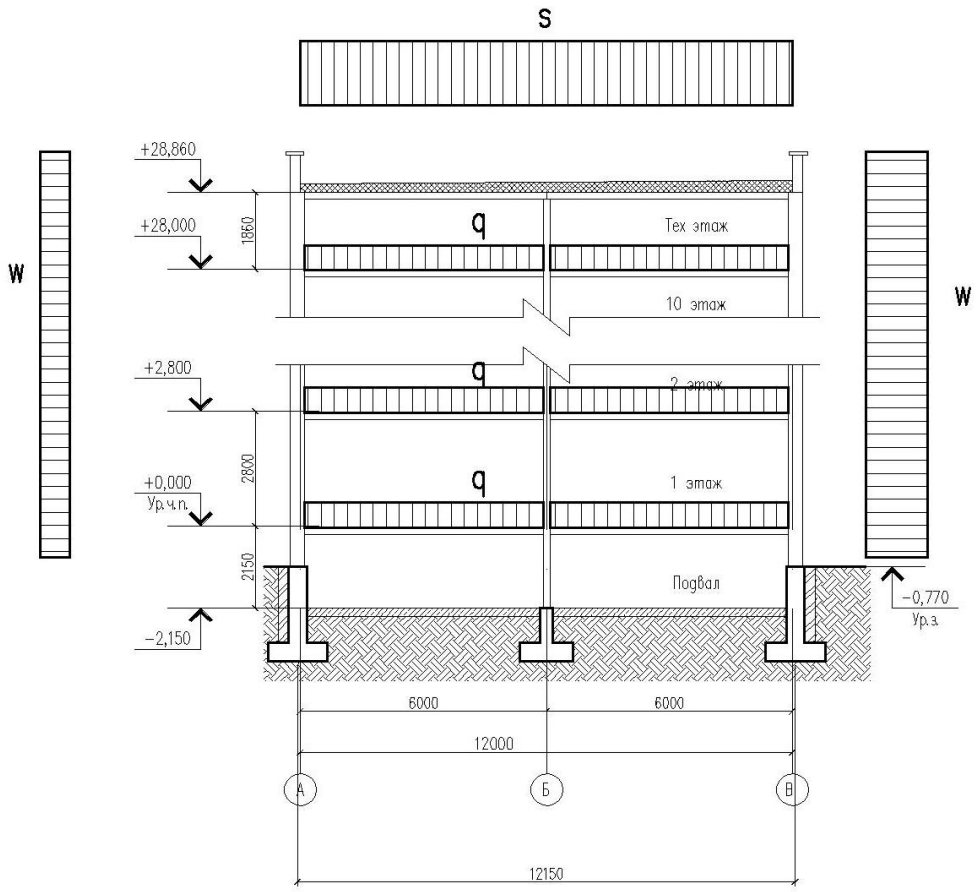


Рисунок 3. Нагрузки на каркас.

Таблица 2.1. Сбор нагрузок.

	Наименование		Нагрузка, кПа		
	N	**Состав**	**Норм.**		**Расч.**
10-этажное жилое здание		Стеновые панели наружные $\rho = 2{,}5\,\frac{т}{м^3}$, $t = 350$ мм	8,58	1,1	9,44
		Стеновые панели внутренние $\rho = 2{,}5\,\frac{т}{м^3}$, $t = 160$ мм	3,92	1,1	4,31
		Плиты перекрытия $\rho = 2{,}5\,\frac{т}{м^3}$, $t = 160$ мм	3,92	1,1	4,31
		Пол – ЦП-стяжка $\rho = 2{,}5\,\frac{т}{м^3}$, $t = 80$ мм – Линолеум коммерческий	1,96	1,3	2,55
		Покрытие – Мембрана $q = 5\,\frac{кг}{м^2}$ – Утеплитель $\rho = 0{,}12\,\frac{т}{м^3}$, $t = 200$ мм – Разуклонка $\rho = 0{,}6\,\frac{т}{м^3}$, $t = 150$ мм	1,17	1,3	1,52
		Полезная в квартирах	1.50	1,3	1.95
		Полезная в коридорах	3.00	1,2	3.60
		Снег	1.26	1,4	1.80
		Ветер	0,3	1,4	0,42

Расчетная ветровая нагрузка равна: $w = w_m + w_p$

где w_m - средняя составляющая;

w_p - пульсационная составляющая.

Тип местности − В

$\kappa(29{,}8)$=1,006 $\zeta(29{,}8)$=0,852

ρ=b=63 м χ=h=29,8 м ν=0,675

Ветровая нагрузка равна:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c = 0{,}30 \cdot 1.006 \cdot 1{,}3 = 0{,}392 \text{ кПа}$$

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu = 0{,}392 \cdot 0.852 \cdot 0.675 = 0{,}226 \text{ кПа}$$

$$w = 0{,}392 + 0{,}226 = 0{,}618 \text{ кПа}$$

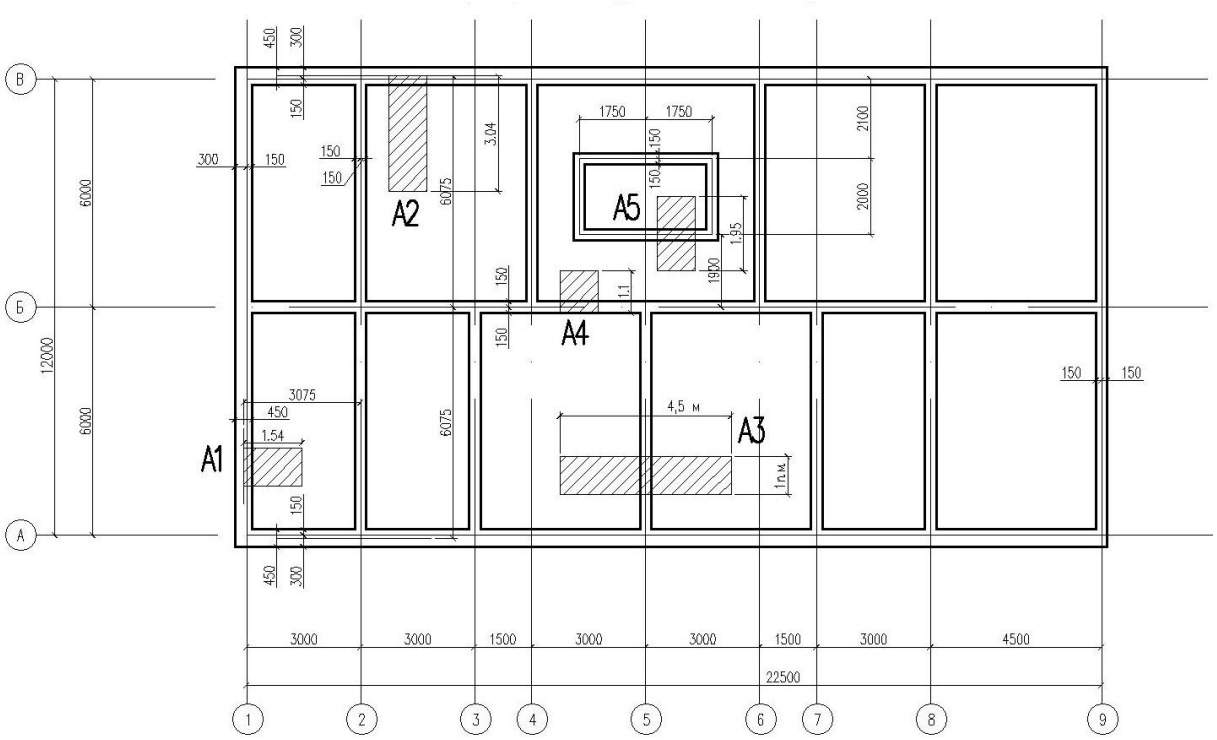


Рисунок 4. Маркировка расчетных грузовых площадей.

Расчет наружного фундамента ФЛ 1,

Грузовая площадь: $A_1 = 1.54\ м \cdot 1пм = 1.54\ м^2$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 30,8 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 30{,}8 \cdot 8{,}58 + 1{,}54 \cdot (12 \cdot 3{,}92 + 11 \cdot 1{,}96 + 1{,}17 + 11 \cdot 1{,}5 + 1{,}26) + + \frac{30{,}8^2 \cdot 0{,}618}{2 \cdot 63} = 264{,}3 + 1{,}54 \cdot 87{,}5 + 4{,}7 = 403{,}8\ кН$$

Расчет наружного фундамента ФЛ 2,

Грузовая площадь: $A_2 = 3{,}04\ м \cdot 1пм = 3{,}04\ м^2$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 30,8 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 30{,}8 \cdot 8{,}58 + 3{,}04 \cdot (12 \cdot 3{,}92 + 11 \cdot 1{,}96 + 1{,}17 + 11 \cdot 1{,}5 + 1{,}26) + + \frac{30{,}8^2 \cdot 0{,}618}{2 \cdot 12} = 264{,}3 + 3{,}04 \cdot 87{,}5 + 24{,}4 = 554{,}7\ кН$$

Расчет внутреннего фундамента ФЛ 3

Грузовая площадь: $A_3 = 4{,}5\ м \cdot 1пм = 4{,}5\ м^2$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 29,9 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 29{,}9 \cdot 3{,}92 + 4{,}5 \cdot (12 \cdot 3{,}92 + 11 \cdot 1{,}96 + 1{,}17 + 11 \cdot 1{,}5 + 1{,}26) = 117{,}2 + 4{,}5 \cdot 87{,}5 = 511{,}0 \text{ кН}$$

Расчет внутреннего фундамента ФЛ 4

Грузовая площадь: $A_4 = 1{,}1 \text{ м} \cdot 1\text{пм} = 1{,}1 \text{ м}^2$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 29,9 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 29{,}9 \cdot 3{,}92 + 1{,}1 \cdot (12 \cdot 3{,}92 + 11 \cdot 1{,}96 + 1{,}17 + 11 \cdot 3{,}0 + 1{,}26) = 117{,}2 + 1{,}1 \cdot 104{,}1 = 231{,}6 \text{ кН}$$

Расчет фундамента под лифтовой узел ФЛ 5

Грузовая площадь: $A_5 = 1{,}95 \text{ м} \cdot 1\text{пм} = 1{,}1 \text{ м}^2$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 29,9 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 29{,}9 \cdot 3{,}92 + 1{,}1 \cdot (12 \cdot 3{,}92 + 11 \cdot 1{,}96 + 1{,}17 + 11 \cdot 3{,}0 + 1{,}26) = 117{,}2 + 1{,}95 \cdot 104{,}1 = 320{,}2 \text{ кН}$$

Для расчета рассмотрим наружный фундамент ФЛ 2, внутренний фундамент ФЛ 3, внутренний фундамент под лестницу ФЛ 5.

Геологическая ситуация.

ИГЭ1 – Глинистый

Показатели	Единицы измерения	Тип I (4)
ρ	т/м^3	1.87
ρ_s	т/м^3	2.78
W		0.30
W_P		0.05
W_L		0.36
$K_ф$	м/сут	$5.4*10^{-8}$
C	МПа	0.024
φ	град.	13
E	МПа	3.32

ИГЭ2 – Песчаный грунт

Показатели	Единицы измерения	Тип I (4)
ρ	т/м^3	1.93
ρ_g	т/м^3	2.65
W		0.27
φ	град.	35
E	МПа	15.5
$K_ф$	м/сут	45.3
d>5мм	%	20.3
5…3	%	20.2
3…2	%	8.3
2…1	%	16.4
1…0.5	%	9.6
0.5…0.25	%	1.0
0.25…0.1	%	0.7
d<0.1мм	%	20.3

ИГЭ3 – Песчаный грунт

Показатели	Единицы измерения	Тип I (4)
ρ	т/м^3	1.97
ρ_g	т/м^3	2.71
W		0.27
φ	град.	24
E	МПа	16.5
$K_ф$	м/сут	35
d>2мм	%	11,6
1…2	%	31,1
1…0,5	%	28,9
0,5…0,25	%	14,1
2…1	%	5,3
1…0.5	%	4,2
0.5…0.25	%	0,3
0.25…0.1	%	0.4
d<0.1мм	%	4,1

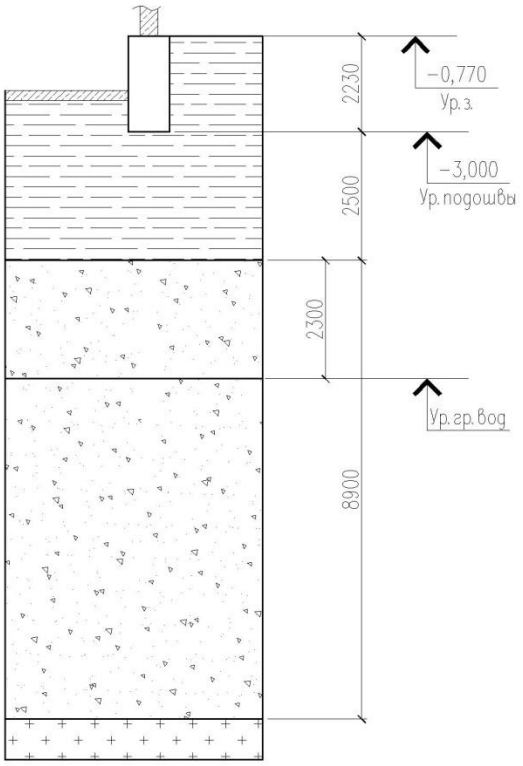


Рисунок 5. Грунтовая обстановка

Оценка грунтов и грунтовой обстановки

ИГЭ 1. Глинистый грунт

По числу пластичности

$$I_p = W_L - W_P = 0{,}36 - 0{,}05 = 0{,}31$$

-Глина

По показателю текучести

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{0{,}30 - 0{,}05}{0{,}31} = 0{,}806$$

-Текучепластичная глина

Плотность сложения по величине коэффициента пористости e

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \mathrm{W}} = \frac{1{,}87}{1 + 0{,}30} = 1{,}44 \frac{m}{м^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2{,}78 - 1{,}44}{1{,}44} = 0{,}933$$

По степени водонасыщения

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0{,}30 \cdot 2{,}78}{0{,}933 \cdot 1} = 0{,}894$$

-Насыщенный водой

Вывод: Глина текучепластической консистенции, с коэффициентом пористости e=0,93, насыщенная водой, непросадочная и ненабухающая при замачивании

ИГЭ 2. Песчаный грунт

Название по гранулометрическому составу

Песок гравелистый (d>2мм >25%, но <50%)

Плотность сложения по коэффициенту пористости e

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \mathrm{W}} = \frac{1{,}93}{1 + 0{,}27} = 1{,}52 \frac{m}{м^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2{,}65 - 1{,}52}{1{,}52} = 0{,}743$$

-Песок рыхлый

Степень водонасыщения по степени влажности Sr

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0{,}27 \cdot 2{,}65}{0{,}743 \cdot 1} = 0{,}967$$

-Насыщенный водой

Плотность грунта во взвешенном состоянии:

$$\rho_{\text{взв}} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} = \frac{2.65 - 1}{1 + 0.743} = 0.947 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 9{,}27 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

Вывод: Песок гравелистый, рыхлый, насыщенный водой

ИГЭ 3. Песчаный грунт

Название по гранулометрическому составу

Песок крупный (d=1…2мм =60%)

Плотность сложения по коэффициенту пористости e

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1{,}97}{1+0{,}29} = 1{,}527\,\frac{m}{м^3}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2{,}78-1{,}527}{1{,}527} = 0{,}821$$

-Песок рыхлый

Степень водонасыщения по степени влажности Sr

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0{,}29 \cdot 2{,}78}{0{,}821 \cdot 1} = 0{,}982$$

-Насыщенный водой

Плотность грунта во взвешенном состоянии:

$$\rho_{взв} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} = \frac{2.78-1}{1+0.821} = 0.9775\,\frac{т}{м^3} = 9{,}58\,\frac{кН}{м^3}$$

Вывод: Песок гравелистый, рыхлый, насыщенный водой

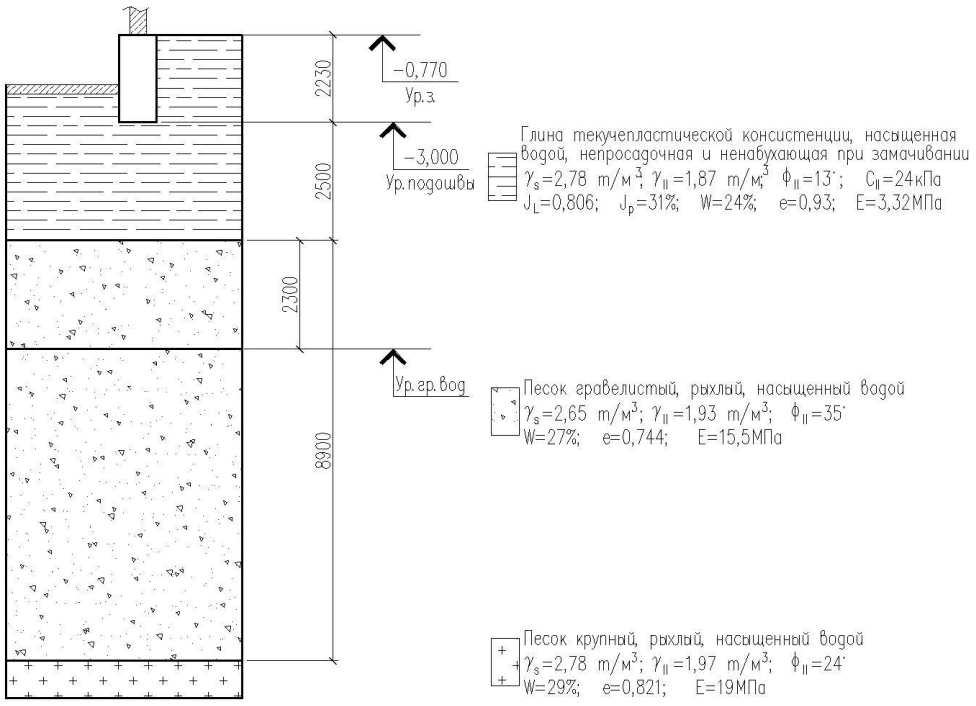


Рисунок 6. Грунтовая обстановка

2.2 Назначение глубины заложения фундаментов на естественном основании

Нормативная глубина сезонного промерзания

$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0{,}23 \cdot \sqrt{56{,}6} = 1{,}73$

где M_t- безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиП по строительной климатологии и геофизике, а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

d_0 - величина, принимаемая равной, м, для суглинков и глин - 0,23;

Расчетная глубина промерзания для здания с подвалом $t = 15℃$

$d_f = d_{fn} \cdot k_h = 1{,}73 \cdot 0{,}6 = 1{,}04$ м

Минимальная глубина заложения фундамента равна 1,04 м.

С учетом подвала глубина заложения равна 1,85 м.

2.3 Расчет основания фундамента на естественном основании по деформациям

Напряжение под подошвой фундамента равно:

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_m \cdot d$$

где площадь 1 п.м. подошвы фундамента равна:

$$A = b \cdot 1\text{п.м.}$$

Расчетное сопротивление грунта равно:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы, принимаемые по табл.3 [1];

k - коэффициент, принимаемый равным: $k_1 = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и с) определены непосредственными испытаниями;

M_γ , M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по СП 22.13330;

k_z - коэффициент, принимаемый равным при b < 10 м – $k_z = 1$

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 (тс/м^3);

γ'_{II}- то же, залегающих выше подошвы;0

$$\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 1{,}87\,\frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 18{,}33\,\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

C_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м^2);

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0.6 + \frac{0.2 \cdot 25}{18.7} = 0.867\ \text{м}$$

здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3;

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной $h_п$ допускается увеличивать d_1 на $h_п$.

d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м

Для наружного и внутреннего фундаментов

Ширина фундамента примем b=3,45м, k, γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными 1, $d_b = 1$м. Угол внутреннего трения, $\varphi_{II} = 13°$, откуда по таблице 4 [1] принимаем Mγ = 0,26; Mq = 2,05; Mc = 4,55, C=24кПа

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1}\left[0.26 \cdot 1 \cdot 3{,}9\,\text{м} \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 2{,}05 \cdot 0{,}867\text{м} \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + (2{,}05 - 1) \cdot 1 \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 24\,\text{кПа} \cdot 4{,}55\right] = 179{,}6\,\text{кПа}$$

Для фундамента лестничной клетки

Ширина фундамента примем b=2,1м, k, γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными 1, $d_b = 1$м. Угол внутреннего трения, $\varphi_{II} = 13°$, откуда по таблице 4 [1] принимаем Mγ = 0,26; Mq = 2,05; Mc = 4,55, C=24кПа

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1}\left[0.26 \cdot 1 \cdot 2.4\,\text{м} \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 2{,}05 \cdot 0{,}867\text{м} \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + (2{,}05 - 1) \cdot 1 \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 24\,\text{кПа} \cdot 4{,}55\right] = 172{,}5\,\text{кПа}$$

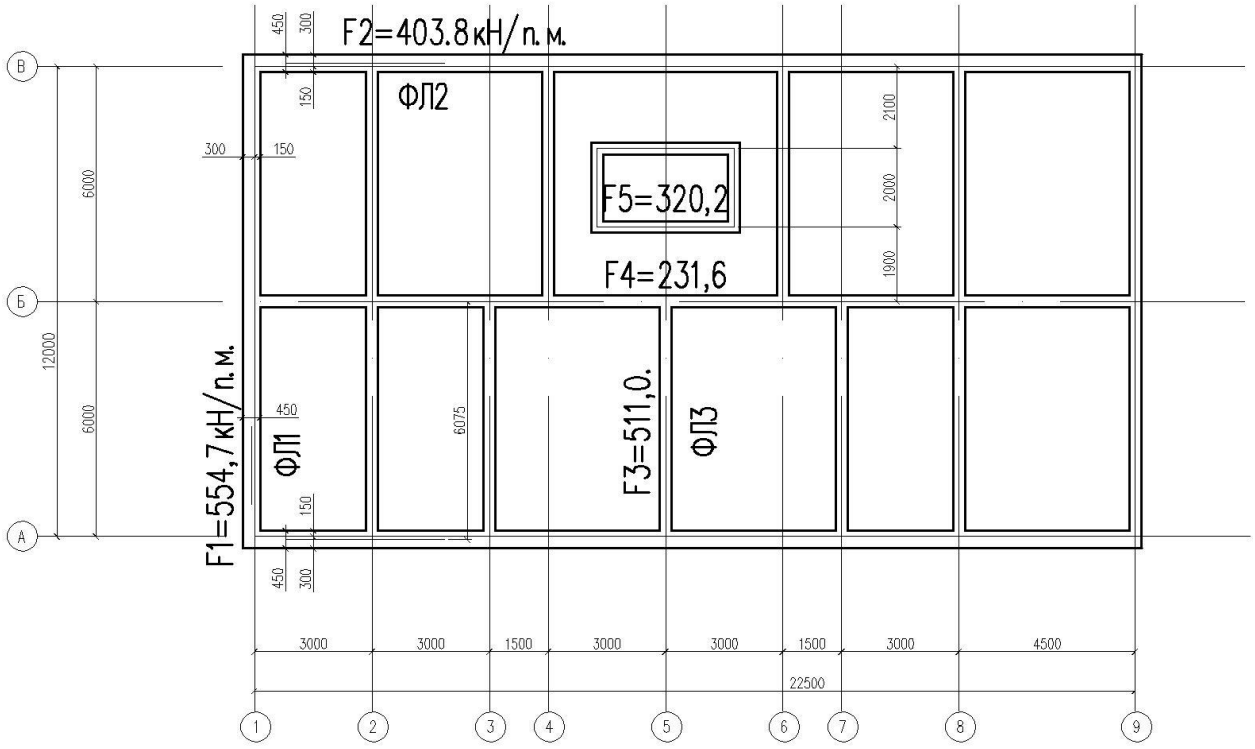


Рисунок 7. Нагрузки на фундамент

Для внутреннего и наружного ленточного фундамента

Берем железобетонный фундамент размерами d=2,85м; b=3,45м; l=1 п.м.

$$\mathrm{P_{ср}} = \frac{N}{A} + \gamma_m \cdot d = \frac{554{,}7\text{кН}}{3{,}9\ \text{м} \cdot \text{п.м.}} + 1{,}85\text{м} \cdot 20\,\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 179{,}2\ \text{кПа}$$

Отсюда: $P_{ср} \le R$;

$$\mathrm{P_{ср}} = 179{,}2\ \text{кПа} \le \mathrm{R} = 179{,}6\ \text{кПа}$$

Вывод: фундамент удовлетворяет условию.

Для ленточного фундамента под лестнично-лифтовой узел

Берем железобетонный фундамент размерами d=1,85м; b=3,45м; l=1 п.м.

$$\mathrm{P_{ср}} = \frac{N}{A} + \gamma_m \cdot d = \frac{320{,}2\text{кН}}{2{,}4\ \text{м} \cdot \text{п.м.}} + 1{,}85\text{м} \cdot 20\,\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 170{,}4\ \text{кПа}$$

Отсюда: $P_{ср} \le R$;

$$\mathrm{P_{ср}} = 170{,}4\ \text{кПа} \le \mathrm{R} = 172{,}5\ \text{кПа}$$

Вывод: фундамент удовлетворяет условию.

Расчет осадки

Расчет производится по формуле:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i};$$

где:

β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i-м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_i-1 и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i-го слоя грунта;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Таблица Расчет осадки наружного фундамента ФЛ 1

H, м	**h_i, м**	**Z, м**	**ξ=2Z/b**	**α**	**σ_P, кПа**	**σ_g, кПа**	**γ, кН/м^3**	**$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2**	**E, кПа**	**S, м**
1.85	0	0	0.000	1	103.54	33.90	18.33	0	3320	0.0000
2.85	1	1	0.513	0.95	98.36	52.23	18.33	100.95	3320	0.0243
3.85	1	2	1.026	0.81	83.87	70.56	18.33	91.11	3320	0.0220
4.35	0.5	2.5	1.282	0.732	75.79	79.72	18.33	79.83	3320	0.0096
5.35	1	3.5	1.795	0.597	61.81	98.63	18.91	68.80	15500	0.0036
6.35	1	4.5	2.308	0.494	51.15	117.55	18.91	56.48	15500	0.0029
6.65	0.3	4.8	2.462	0.468	48.46	123.22	18.91	49.80	15500	0.0008
7.65	1	5.8	2.974	0.4	41.42	134.95	11.73	44.94	15500	0.0023
8.65	1	6.8	3.487	0.347	35.93	146.67	11.73	38.67	15500	0.0020
9.65	1	7.8	4.000	0.306	31.68	158.40	11.73	33.81	15500	0.0017

Суммарная осадка $S = 0{,}0692\text{м} = 6{,}92\text{см}$

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12\text{см}$

$$S = 6{,}92\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
1.85	0	0	0.000	1	142.23	33.90	18.33	0	3320	0.0000
2.85	1	1	0.513	0.95	135.12	52.23	18.33	138.68	3320	0.0334
3.85	1	2	1.026	0.81	115.21	70.56	18.33	125.16	3320	0.0302
4.35	0.5	2.5	1.282	0.732	104.11	79.72	18.33	109.66	3320	0.0132
5.35	1	3.5	1.795	0.597	84.91	98.63	18.91	94.51	15500	0.0049
6.35	1	4.5	2.308	0.494	70.26	117.55	18.91	77.59	15500	0.0040
6.65	0.3	4.8	2.462	0.468	66.56	123.22	18.91	68.41	15500	0.0011
7.65	1	5.8	2.974	0.4	56.89	134.95	11.73	61.73	15500	0.0032
8.65	1	6.8	3.487	0.347	49.35	146.67	11.73	53.12	15500	0.0027
9.65	1	7.8	4.000	0.306	43.52	158.40	11.73	46.44	15500	0.0024
10.65	1	8.8	4.513	0.274	38.97	170.13	11.73	41.25	15500	0.0021
11.65	1	9.8	5.026	0.247	35.13	181.85	11.73	37.05	15500	

Таблица Расчет осадки наружного фундамента ФЛ 2

Суммарная осадка $S = 0{,}0972\text{м} = 9{,}72\text{см}$

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12\text{см}$

$$S = 9{,}72\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Таблица Расчет осадки внутреннего фундамента ФЛ 3

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
1.85	0	0	0.000	1	131.03	33.90	18.33	0	3320	0.0000
2.85	1	1	0.513	0.95	124.47	52.23	18.33	127.75	3320	0.0308
3.85	1	2	1.026	0.81	106.13	70.56	18.33	115.30	3320	0.0278
4.35	0.5	2.5	1.282	0.732	95.91	79.72	18.33	101.02	3320	0.0122
5.35	1	3.5	1.795	0.597	78.22	98.63	18.91	87.07	15500	0.0045
6.35	1	4.5	2.308	0.494	64.73	117.55	18.91	71.47	15500	0.0037
6.65	0.3	4.8	2.462	0.468	61.32	123.22	18.91	63.02	15500	0.0010
7.65	1	5.8	2.974	0.4	52.41	134.95	11.73	56.87	15500	0.0029
8.65	1	6.8	3.487	0.347	45.47	146.67	11.73	48.94	15500	0.0025
9.65	1	7.8	4.000	0.306	40.09	158.40	11.73	42.78	15500	0.0022
10.65	1	8.8	4.513	0.274	35.90	170.13	11.73	38.00	15500	0.0020

Суммарная осадка $S = 0{,}0895\text{м} = 8{,}95\text{см}$

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12\text{см}$

$$S = 8{,}95\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Таблица Расчет осадки внутреннего фундамента ФЛ 4

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
1.85	0	0	0.000	1	59.38	33.90	18.33	0	3320	0.0000
2.85	1	1	0.513	0.95	56.42	52.23	18.33	57.90	3320	0.0140
3.85	1	2	1.026	0.81	48.10	70.56	18.33	52.26	3320	0.0126
4.35	0.5	2.5	1.282	0.732	43.47	79.72	18.33	45.79	3320	0.0055
5.35	1	3.5	1.795	0.597	35.45	98.63	18.91	39.46	15500	0.0020
6.35	1	4.5	2.308	0.494	29.34	117.55	18.91	32.39	15500	0.0017
6.65	0.3	4.8	2.462	0.468	27.79	123.22	18.91	28.56	15500	0.0004

Суммарная осадка $S = 0{,}0362\text{м} = 3{,}62\text{см}$

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12\text{см}$

$S = 3{,}62\text{см} < S_u = 12\text{см}$

Таблица Расчет осадки фундамента ФЛ 5 под лестницу

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
1.85	0	0	0.000	1	133.42	33.90	18.33	0	3320	0.0000
2.85	1	1	0.833	0.871	116.21	52.23	18.33	124.81	3320	0.0301
3.85	1	2	1.667	0.627	83.65	70.56	18.33	99.93	3320	0.0241
4.35	0.5	2.5	2.083	0.535	71.38	79.72	18.33	77.52	3320	0.0093
5.35	1	3.5	2.917	0.407	54.30	98.63	18.91	62.84	15500	0.0032
6.35	1	4.5	3.750	0.325	43.36	117.55	18.91	48.83	15500	0.0025
6.65	0.3	4.8	4.000	0.306	40.83	123.22	18.91	42.09	15500	0.0007
7.65	1	5.8	4.833	0.256	34.15	134.95	11.73	37.49	15500	0.0019
8.65	1	6.8	5.667	0.221	29.49	146.67	11.73	31.82	15500	0.0016

Суммарная осадка $S = 0{,}0735\text{м} = 7{,}35\text{см}$

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12\text{см}$

$S = 7{,}35\text{см} < S_u = 12\text{см}$

Расчет относительной разности осадок

Проверка на относительную разность осадок происходит по формуле для фундаментов ФЛ1, ФЛ3:

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{8{,}95\text{ см} - 6{,}92\text{ см}}{1050\text{ см}} = 0{,}0019 < \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u = 0{,}002$$

Проверка напряжений на кровле подстилающего слоя

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z$$

где σ_{zp} и σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа (тс/м2);

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z, кНа (тс/м^2), вычисленное по формуле (7) для условного фундамента шириной b_z, м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$$

Где $A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{554.7\text{ кН}}{84{,}91\text{ кПа}} = 6{,}53\text{ м}^2$

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{1 - 3{,}9}{2} = -1{,}45\text{ м}$$

где N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

l и b - соответственно длина и ширина фундамента.

$$b_z = \sqrt{6{,}53 + 1{,}45^2} + 1{,}45 = 4{,}39\text{м}$$

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 3{,}1 + \frac{0.2 \cdot 2{,}5}{1{,}87} = 3{,}367\text{ м}$$

Ширина фундамента примем $b_z = 4{,}39$м, k, γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными 1, $d_b = 1$м. Угол внутреннего трения, $\varphi_{II} = 35°$, откуда по таблице 4 [1] принимаем Mγ = 1,68; Mq = 7,71; Mc = 9,58, C=0

$$\text{R} = \frac{1 \cdot 1}{1}\left[1{,}68 \cdot 1 \cdot 4{,}39\text{ м} \cdot 18{,}91\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 7{,}71 \cdot 3{,}367\text{м} \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + (7{,}71 - 1) \cdot 1 \cdot 18{,}33\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right] = 738{,}3\text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 84{,}91 + 98{,}61 = 183{,}52\text{ кПа} \leq R_z = 738{,}3\text{ кПа}$$

Условие выполняется.

2.4. Расчет свайного фундамента: висячая свая

Вторым вариантом фундамента являются забивные висячие сваи в монолитном ленточном ростверке.

Задаем забивные висячие сваи квадратного сечения 300х300 длиной 6м: сваи С6-30 по ГОСТ 19804.1-79.

Несущая способность одной сваи находим по формуле:

$$F_d = (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \Sigma f_i \cdot h_i)$$

где R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кН/м^2;

h_i – толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося со сваей, м;

γ_{CR}, γ_{Cf} – тип условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и боковой поверхностью сваи;

U – наружный периметр сваи; U=1.2м

A – площадь сечения сваи; A=0.09м

f_i – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи.

Под нижним концом сваи находится песчаный гравелистый грунт

По методу интерполяции примем R=9927 кПа для гравелистых песков, нижний конец сваи располагается на глубине 7,80м.

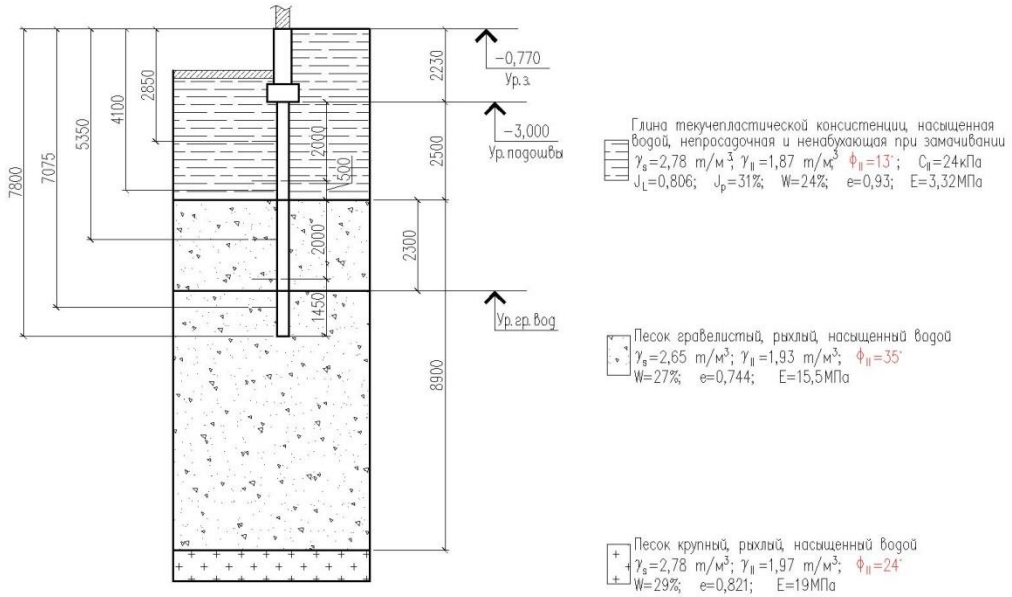


Рисунок 8. Расчетные значения Z

Тогда

$$\sum f_i \cdot h_i = 2{,}0 \cdot 6{,}64 + 0{,}5 \cdot 7{,}94 + 2 \cdot 56{,}7 + 1{,}45 \cdot 60{,}15 = 217{,}9 \ \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$F_d = 1 \cdot 9913 \text{ кПа} \cdot 0{,}09 \ \text{м}^2 + 0{,}9 \text{ м} \cdot 1 \cdot 217{,}9 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 1088{,}3 \text{ кН}$$

Определим допустимые нагрузки на сваю:

$$N_{\text{доп}} = \frac{F_d}{\gamma_k}$$

где F_d – несущая способность сваи;

γ_k – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным $\gamma_k = 1{,}4$

$$N_{\text{доп}} = \frac{1088{,}3}{1{,}4} = 777{,}3 \text{ кН}$$

Таким образом, определяется количество проектируемых свай на 1 п.м. длины ленточного фундамента.

Для фундамента вдоль цифровых осей ФЛ 1, ФЛ3:

$$n = \frac{N}{N_{\text{доп}}} = \frac{554{,}7 \frac{\text{кН}}{\text{п. м.}}}{777{,}3 \text{ кН}} = 0{,}714$$

Шаг свай для фундамента ФЛ 1, ФЛ 3 не должен превышать $\text{а} = \frac{1}{\text{n}} = 1.40$м. Принимаю шаг 1,215м.

Для фундамента вдоль буквенных осей ФЛ 2, ФЛ4:

$$n = \frac{N}{N_{\text{доп}}} = \frac{403{,}8 \frac{\text{кН}}{\text{п. м.}}}{777{,}3 \text{ кН}} = 0{,}519$$

Шаг свай для фундамента ФЛ 2, ФЛ 4 не должен превышать $\text{а} = \frac{1}{\text{n}} = 1.92$м. Принимаю шаг 1,5м.

Для фундамента ФЛ 5:

$$n = \frac{N}{N_{\text{доп}}} = \frac{320{,}2 \frac{\text{кН}}{\text{п. м.}}}{777{,}3 \text{ кН}} = 0{,}412$$

Шаг свай для фундамента ФЛ 5 не должен превышать $\text{а} = \frac{1}{\text{n}} =$ 2,43м. Принимаю шаг 1,75 м / 2,0 м.

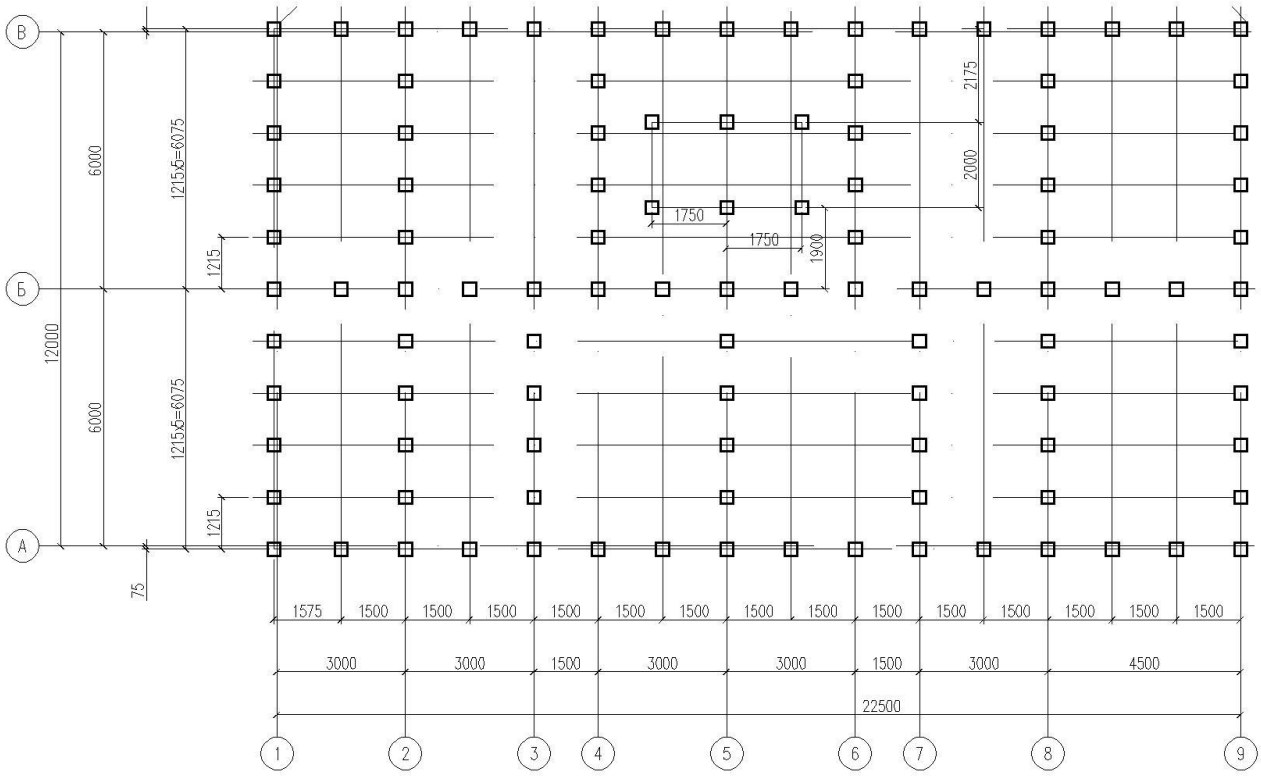


Рисунок 9. Шаг свай

Расчет висячих свай по деформациям

Осредненный угол трения равен:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{13° \cdot 2.5 + 35° \cdot 3.45}{5.95} = 25.76°$$

где:

$\varphi_{\text{ср}}$ – среднее расчетное значение угла трения прорезаемых свай грунтов, град;

φ_i – угол внутреннего трения i – го слоя, град;

h_i – толщина i – го слоя, м;

Угол рассеивания напряжений.

Угол рассеивания напряжений определяется по формуле:

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} = \frac{25{,}76°}{4} = 6{,}44°$$

Величины $b_{\text{усл}}$, $l_{\text{усл}}$ и $d_{\text{усл}}$ найдем по чертежу. Для поперечного ростверка $b_{\text{усл}} = 1343$ мм, $l_{\text{усл}} = 1215$ мм и $d_{\text{усл}} = 7800$ мм.

Величины $b_{\text{усл}}$, $l_{\text{усл}}$ и $d_{\text{усл}}$ найдем по чертежу. Для продольного ростверка $b_{\text{усл}} = 1343$ мм, $l_{\text{усл}} = 1343$ мм и $d_{\text{усл}} = 7800$ мм.

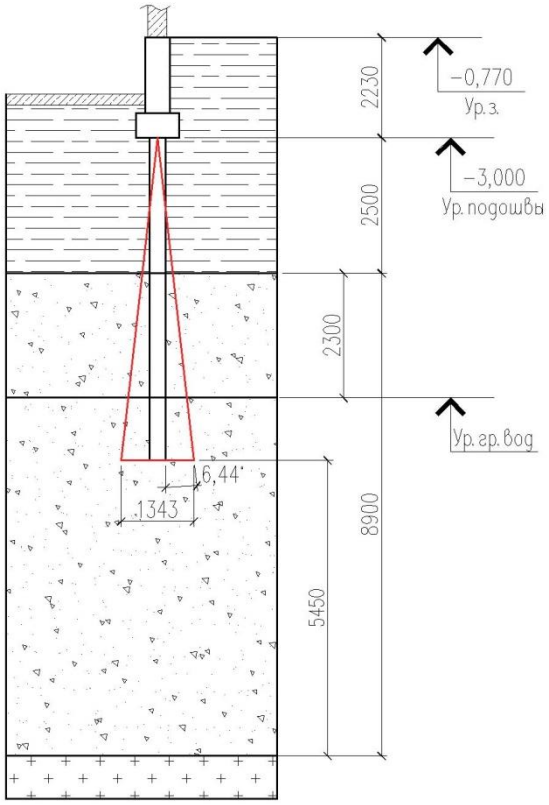


Рисунок 10. Определение ширины условного фундамента $b_{усл}$

Расчет по деформациям для условного фундамента ФЛ 1:

$$p = \frac{N}{A} + d_{усл} \cdot \gamma_{mt} = \frac{554{,}7\ кН \cdot 1{,}215\ м}{1{,}343\ м \cdot 1{,}215\ м} + 7.8\ м \cdot 20\frac{кН}{м^3} = 569{,}0\ кПа$$

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 7{,}8 + \frac{0.2 \cdot 2{,}5}{1{,}87} = 6{,}77\ м$$

Ширина фундамента $b_{усл} = 1343$ мм, k, γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными 1, $d_b = 1$м. Угол внутреннего трения, $\varphi_{II} = 35°$, откуда принимаем Mγ = 1,68; Mq = 7,71; Mc = 9,58, C=0

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1}\left[1{,}68 \cdot 1 \cdot 1{,}343\ м \cdot 18{,}33\frac{кН}{м^3} + 7{,}71 \cdot 6{,}77м \cdot 18{,}33\frac{кН}{м^3} + (7{,}71 - 1) \cdot 1 \cdot 18{,}33\frac{кН}{м^3}\right] = 1121{,}1кПа$$

$$p = 569{,}0\ кПа \leq R = 1121{,}1\ кПа$$

Условие выполняется.

Расчет осадок сведен в таблицу:

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента ФЛ 1.

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
7.8	0.5	0	0.000	1	569.03	72.33	9.27	0	15500	0.0000
8.3	0.5	0.5	0.745	0.894	508.71	76.97	9.27	538.87	15500	0.0139
8.8	0.5	1	1.489	0.673	382.96	81.60	9.27	445.84	15500	0.0115
9.3	0.5	1.5	2.234	0.507	288.50	86.24	9.27	335.73	15500	0.0087
9.8	0.5	2	2.978	0.399	227.04	90.87	9.27	257.77	15500	0.0067
10.3	0.5	2.5	3.723	0.327	186.07	95.51	9.27	206.56	15500	0.0053
10.8	0.5	3	4.468	0.276	157.05	100.15	9.27	171.56	15500	0.0044
11.3	0.5	3.5	5.212	0.239	136.00	104.78	9.27	146.53	15500	0.0038
11.8	0.5	4	5.957	0.210	119.50	109.42	9.27	127.75	15500	0.0033
12.3	0.5	4.5	6.701	0.188	106.98	114.06	9.27	113.24	15500	0.0029
12.75	0.45	4.95	7.372	0.171	97.30	118.23	9.27	102.14	15500	0.0024
13.25	0.5	5.45	8.116	0.156	88.77	123.02	9.58	93.04	19000	0.0020
13.75	0.5	5.95	8.861	0.142	80.80	127.81	9.58	84.79	19000	0.0018
14.25	0.5	6.45	9.605	0.132	75.11	132.60	9.58	77.96	19000	0.0016
14.75	0.5	6.95	10.350	0.123	69.99	137.40	9.58	72.55	19000	0.0015
15.25	0.5	7.45	11.095	0.114	64.87	142.19	9.58	67.43	19000	0.0014
15.75	0.5	7.95	11.839	0.107	60.89	146.98	9.58	62.88	19000	0.0013
16.25	0.5	8.45	12.584	0.102	58.04	151.77	9.58	59.46	19000	0.0013
16.75	0.5	8.95	13.328	0.096	54.63	156.56	9.58	56.33	19000	0.0012
17.25	0.5	9.45	14.073	0.090	51.21	161.35	9.58	52.92	19000	0.0011
17.75	0.5	9.95	14.818	0.085	48.37	166.14	9.58	49.79	19000	0.0010
18.25	0.5	10.45	15.562	0.079	44.95	170.93	9.58	46.66	19000	0.0010
18.75	0.5	10.95	16.307	0.074	42.11	175.72	9.58	43.53	19000	0.0009
19.25	0.5	11.45	17.051	0.068	38.69	180.52	9.58	72.84	19000	0.0015

Суммарная осадка $S = 0{,}0805$м

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12$см

$S = 8{,}05$см $< S_u = 12$см

Расчет по деформациям для условного фундамента ФЛ2:

$$p = \frac{N}{A} + d_{усл} \cdot \gamma_{mt} = \frac{403{,}8\ кН \cdot 1{,}5\ м}{1{,}343\ м \cdot 1{,}343\ м} + 7.8\ м \cdot 20\frac{кН}{м^3} = 491{,}8\ кПа$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента ФЛ 2.

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
7.8	1	0	0.000	1	491.82	72.33	9.27	0	15500	0.0000
8.8	1	1	1.489	0.673	330.99	81.60	9.27	411.41	15500	0.0212
9.8	1	2	2.978	0.399	196.24	90.87	9.27	263.62	15500	0.0136
10.8	1	3	4.468	0.276	135.74	100.15	9.27	165.99	15500	0.0086
11.8	1	4	5.957	0.210	103.28	109.42	9.27	119.51	15500	0.0062
12.25	0.45	4.45	6.627	0.190	93.45	113.59	9.27	98.36	15500	0.0023
13.25	1	5.45	8.116	0.156	76.72	123.18	9.58	85.08	19000	0.0036
13.75	0.5	5.95	8.861	0.142	69.84	127.97	9.58	73.28	19000	0.0015
14.25	0.5	6.45	9.605	0.132	64.92	132.76	9.58	67.38	19000	0.0014
14.75	0.5	6.95	10.350	0.123	60.49	137.55	9.58	62.71	19000	0.0013
15.25	0.5	7.45	11.095	0.114	56.07	142.34	9.58	58.28	19000	0.0012
15.75	0.5	7.95	11.839	0.107	52.62	147.13	9.58	54.35	19000	0.0011
15.85	0.1	8.05	11.988	0.106	52.13	148.09	9.58	52.38	19000	0.0002

Суммарная осадка $S = 0{,}0623$м

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12$см

$S = 6{,}23$см $< S_u = 12$см

Расчет по деформациям для условного фундамента ФЛ3:

$$p = \frac{N}{A} + d_{усл} \cdot \gamma_{mt} = \frac{511{,}0 \text{ кН} \cdot 1{,}215 \text{ м}}{1{,}343 \text{ м} \cdot 1{,}215 \text{ м}} + 7.8 \text{ м} \cdot 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 569{,}0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента ФЛ 3.

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
7.8	1	0	0.000	1	536.49	72.33	9.27	0	15500	0.0000
8.8	1	1	1.489	0.673	361.06	81.60	9.27	448.78	15500	0.0232
9.8	1	2	2.978	0.399	214.06	90.87	9.27	287.56	15500	0.0148
10.8	1	3	4.468	0.276	148.07	100.15	9.27	181.07	15500	0.0093
11.8	1	4	5.957	0.210	112.66	109.42	9.27	130.37	15500	0.0067
12.25	0.45	4.45	6.627	0.190	101.93	113.59	9.27	107.30	15500	0.0025
13.25	1	5.45	8.116	0.156	83.69	123.18	9.58	92.81	19000	0.0039
13.75	0.5	5.95	8.861	0.142	76.18	127.97	9.58	79.94	19000	0.0017
14.25	0.5	6.45	9.605	0.132	70.82	132.76	9.58	73.50	19000	0.0015
14.75	0.5	6.95	10.350	0.123	65.99	137.55	9.58	68.40	19000	0.0014

15.25	0.5	7.45	11.095	0.114	61.16	142.34	9.58	63.57	19000	0.0013
15.75	0.5	7.95	11.839	0.107	57.40	147.13	9.58	59.28	19000	0.0012
15.85	0.1	8.05	11.988	0.106	56.87	148.09	9.58	57.14	19000	0.0002

Суммарная осадка $S = 0{,}0680$м

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12$см

$S = 6{,}80\text{см} < S_u = 12\text{см}$

Расчет относительной разности осадок

Проверка на относительную разность осадок происходит по формуле для фундаментов ФЛ1, ФЛ3:

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{7{,}21\text{ см} - 6{,}80\text{ см}}{1050\text{ см}} = 0{,}0004 < \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u = 0{,}002$$

Расчет по деформациям для условного фундамента ФЛ4:

$$p = \frac{N}{A} + d_{\text{усл}} \cdot \gamma_{mt} = \frac{231{,}6\text{ кН} \cdot 1{,}5\text{ м}}{1{,}343\text{ м} \cdot 1{,}343\text{ м}} + 7.8\text{ м} \cdot 20\,\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 348{,}6\text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента ФЛ 2.

H, м	**h_i, м**	**Z, м**	**ξ=2Z/b**	**α**	**σ_P, кПа**	**σ_g, кПа**	**γ, кН/м^3**	**$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2**	**E, кПа**	**S, м**
7.8	1	0	0.000	1	348.61	72.33	9.27	0	15500	0.0000
8.8	1	1	1.489	0.673	234.61	81.60	9.27	291.61	15500	0.0151
9.8	1	2	2.978	0.399	139.10	90.87	9.27	186.85	15500	0.0096
10.8	1	3	4.468	0.276	96.22	100.15	9.27	117.66	15500	0.0061
11.8	1	4	5.957	0.210	73.21	109.42	9.27	84.71	15500	0.0044
12.25	0.45	4.45	6.627	0.190	66.24	113.59	9.27	69.72	15500	0.0016
13.25	1	5.45	8.116	0.156	54.38	123.18	9.58	60.31	19000	0.0025
13.75	0.5	5.95	8.861	0.142	49.50	127.97	9.58	51.94	19000	0.0011
14.25	0.5	6.45	9.605	0.132	46.02	132.76	9.58	47.76	19000	0.0010
14.75	0.5	6.95	10.350	0.123	42.88	137.55	9.58	44.45	19000	0.0009
15.25	0.5	7.45	11.095	0.114	39.74	142.34	9.58	41.31	19000	0.0009
15.75	0.5	7.95	11.839	0.107	37.30	147.13	9.58	38.52	19000	0.0008
15.85	0.1	8.05	11.988	0.106	36.95	148.09	9.58	37.13	19000	0.0002

Суммарная осадка $S = 0{,}0442$м

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12$см

$S = 4{,}42\text{см} < S_u = 12\text{см}$

Расчет по деформациям для условного фундамента ФЛ5:

$$p = \frac{N}{A} + d_{усл} \cdot \gamma_{mt} = \frac{320{,}2\ кН \cdot 1{,}75\ м}{1{,}343\ м \cdot 1{,}343\ м} + 7.8\ м \cdot 20\frac{кН}{м^3} = 466{,}7\ кПа$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента ФЛ 2.

H, м	h_i, м	Z, м	ξ=2Z/b	α	σ_P, кПа	σ_g, кПа	γ, кН/м^3	$\sigma_{p,cp,i}$, кН/м^2	E, кПа	S, м
7.8	1	0	0.000	1	466.68	72.33	9.27	0	15500	0.0000
8.8	1	1	1.489	0.673	314.07	81.60	9.27	390.37	15500	0.0201
9.8	1	2	2.978	0.399	186.20	90.87	9.27	250.14	15500	0.0129
10.8	1	3	4.468	0.276	128.80	100.15	9.27	157.50	15500	0.0081
11.8	1	4	5.957	0.210	98.00	109.42	9.27	113.40	15500	0.0059
12.25	0.45	4.45	6.627	0.190	88.67	113.59	9.27	93.34	15500	0.0022
13.25	1	5.45	8.116	0.156	72.80	123.18	9.58	80.73	19000	0.0034
13.75	0.5	5.95	8.861	0.142	66.27	127.97	9.58	69.53	19000	0.0015
14.25	0.5	6.45	9.605	0.132	61.60	132.76	9.58	63.93	19000	0.0013
14.75	0.5	6.95	10.350	0.123	57.40	137.55	9.58	59.50	19000	0.0013
15.25	0.5	7.45	11.095	0.114	53.20	142.34	9.58	55.30	19000	0.0012
15.75	0.5	7.95	11.839	0.107	49.93	147.13	9.58	51.57	19000	0.0011
15.85	0.1	8.05	11.988	0.106	49.47	148.09	9.58	49.70	19000	0.0002

Суммарная осадка $S = 0{,}0591$м

Для жилого бескаркасного здания $S_u = 12$см

$$S = 5{,}91\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет проектного отказа свай

В проекте принята забивная свая С6-30. Вес сваи 1,38т.

Минимальная энергия удара , необходимая для понижения свай равна: $E_d = 1{,}75 \cdot \alpha \cdot N_{доп} = 1{,}75 \cdot 25\frac{Дж}{кН} \cdot 777{,}3\ кН = 34кДж$

где: $\alpha = 25\ \frac{Дж}{кН}$ – площадь поперечного сечения сваи;

$N_{доп}$ – расчетная нагрузка на одиночную сваю, принятая в проекте, $N_{доп} = 777{,}3$ кН

Пользуясь техническими характеристиками дизель-молотов, подбираем такой молот, энергия удара которого сооответствует минимальной. Принимаем трубчатый дизель-молот с водяным охлаждением С-1047. Проверка пригодности дизель-молота производится по формуле:

$$\frac{G_h + G_b}{E_d} \leq K_m$$

где: $G_h = 5{,}5$ т $= 53{,}9$ кН – полный вес молота;

$G_b = 1{,}38$ т $= 13{,}52$ кН –вес сваи и наголовника;

K_m – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай

$K_m = 6$ при трубчатом дизель-молоте.

E_d – расчетная энергия удара молота для трубчатых дизель-молотов, $E_d = 0{,}9 \cdot G_t \cdot H = 0{,}4 \cdot 24{,}5\text{кН} \cdot 2{,}0\text{м} = 19{,}6$ кДж

H – высота падения молота, м; Минимальная высота – 2м.

G_t – вес ударной части молота, $G_t = 2{,}5$ т $= 24{,}5$ кН

$$\frac{53{,}9 + 13{,}52}{19{,}6\text{ кДж}} = 3{,}44 \leq 6$$

Принятый молот подходит по условию.

Проектный отказ сваи определяется по формуле:

$$S_0 = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{N_{доп} \cdot \left(N_{доп} + \eta \cdot A\right)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}$$

где: $A = 0{,}09$ м^2 – площадь поперечного сечения сваи;

$\eta = 1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ для железобетонных свай;

$m_3 = 0$ (для железобетона); $m_1 = 2{,}5$ т – масса молота, $m_2 = 1{,}38$ т – масса сваи; $\varepsilon^2 = 0{,}2$ – коэффициент восстановления удара.

Проектный отказ сваи равен:

$$S_0 = \frac{1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0{,}09\text{ м}^2 \cdot 19{,}6\text{ кДж}}{777{,}3\text{ кН} \cdot \left(777{,}3\text{ кН} + 1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0{,}09\text{ м}^2\right)} \cdot \frac{2{,}5 + 0{,}2 \cdot (1{,}38 + 0)}{2{,}5 + 1{,}38 + 0}$$

$$= 0{,}66\text{мм}$$

Проектный отказ сваи, равный 0,66 мм, необходим для контроля несущей способности сваи в процессе производства работ.

2.5 Расчет ростверка

2.5.1 Расчет ростверка на продавливание.

Нагрузка, действующая на сваю, с учетом перегрузки 20%:

$$F = 1.2 \cdot 554{,}7 \ \frac{\text{кН}}{\text{п. м.}} \cdot 1{,}215\text{м} = 808{,}8 \text{ кН}$$

Расчет произведен на действие сосредоточенной силы без включения в работу поперечной арматуры.

Рисунок 11. Контур продавливания

Принимаем приведенную рабочую высоту сечения $h_0 = 550$ мм.

Периметр контура расчетного поперечного сечения:

$$u = 2 \cdot b_m + 2 \cdot b_1$$

$$u = 2 \cdot 850 + 2 \cdot 600 = 2900 \text{ мм}$$

Площадь расчетного поперечного сечения

$$A_b = u \cdot h_0 = 2{,}90 \cdot 0.55 = 1{,}595 \text{ м}^2.$$

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном [25]:

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b$$

где $R_{bt} = 0{,}75$ МПа $= 750$ кПа – расчетное сопротивление бетона В15 растяжению.

$$\mathrm{F_{b,ult}} = 750 \cdot 1{,}595 = 1196{,}2 \text{ кН}.$$

Проверим выполнение условия формулы 6.97 СП «Бетонные и железобетонные конструкции» [25]:

$$F = 808{,}8 \text{ кН} \leq \mathrm{F_{b,ult}} = 1196{,}2 \text{кН}.$$

Условие выполняется. Таким образом, прочность ростверка на продавливание обеспечена.

2.5.2 Расчет ростверка.

Ростверки под стенами кирпичных и крупноблочных зданий, опирающиеся на железобетонные сваи, расположенные в один или в два ряда, должны рассчитываться на эксплуатационные нагрузки и на нагрузки, возникающие в период строительства.

Расчет ростверка на эксплуатационные нагрузки следует вести из условия распределения нагрузки в виде треугольников с наибольшей ординатой р, кН/м, над осью сваи, которая определяется по формуле

$$p = \frac{q_0 \cdot l}{a}$$

Где l – расстояние между осями свай по линии ряда или рядов, м;

q_0 – равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка и полезная нагрузка), кН/м;

$$q_{0,ФЛ1} = 554{,}7\frac{кН}{м} + 1{,}1 \cdot 2500\frac{кг}{м^3} \cdot 0{,}6м \cdot 0{,}85м + 1{,}1 \cdot 2500\frac{кг}{м^3} \cdot 0{,}4м \cdot 2{,}25м$$

$$q_{0,ФЛ1} + 13{,}75\ \frac{кН}{м} + 24{,}25\frac{кН}{м} = 592{,}7\ \frac{кН}{м}$$

$$q_{0,ФЛ2} = 403{,}8\frac{кН}{м} + 38{,}0\frac{кН}{м} = 441{,}8\ \frac{кН}{м}$$

$$q_{0,ФЛ3} = 511{,}0\frac{кН}{м} + 38{,}0\frac{кН}{м} = 549{,}0\frac{кН}{м}$$

$$q_{0,ФЛ4} = 231{,}6\frac{кН}{м} + 38{,}0\frac{кН}{м} = 269{,}6\frac{кН}{м}$$

$$q_{0,ФЛ3} = 320{,}2\frac{кН}{м} + 38{,}0\frac{кН}{м} = 358{,}2\frac{кН}{м}$$

a – длина полуоснования эпюры нагрузки, м, определяемая по формуле

$$a = 3.14 \cdot \sqrt[з]{\frac{E_р \cdot J_р}{E_к \cdot b_к}} = 3.14 \cdot \sqrt[з]{\frac{24 \cdot 0{,}0307\ м^4}{16 \cdot 0{,}4\ м}} = 1{,}528\ м$$

где $E_р$ – модуль упругости бетона ростверка, кПа;

для бетона В15 $E = 24 \cdot 10^6$ кПа

$J_р$ – момент инерции сечения ростверка;

$$J_р = \frac{0{,}6\ м \cdot (0{,}85м)^3}{12} = 0.0307\ м^4$$

$E_к$ – модуль упругости ФБС стены над ростверком, кПа;

для бетона В7,5 $E = 16 \cdot 10^6$ кПа

$b_к = 0{,}4$ м – ширина стены, опирающейся на ростверк.

Наибольшую ординату эпюры нагрузки над гранью сваи p_0, кН/м, можно определить по формуле

Для ФЛ 1, 3 (вдоль цифровых осей)

$$p = \frac{q_{0,max} \cdot L}{a} = \frac{592.7 \frac{кН}{м} \cdot 0{,}961 м}{1{,}528 м} = 372{,}8 \frac{кН}{м}$$

где L — расчетный пролет, м, принимаемый равным

$$L = 1{,}05 \cdot L = 1.05 \cdot 0.915 м = 0{,}961 м,$$

(где L – расстояние между сваями в свету, м.)

Для ФЛ 2, 4 (вдоль буквенных осей)

$$p = \frac{q_{0,max} \cdot L}{a} = \frac{403{,}8 \frac{кН}{м} \cdot 1{,}26 м}{1{,}528 м} = 333{,}0 \frac{кН}{м}$$

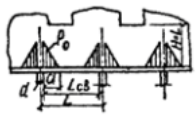
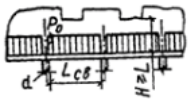
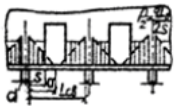
где $L = 1.05 \cdot 1{,}2 м = 1{,}26 м,$

Для ФЛ 5 (под лестничную клетку)

$$p = \frac{q_{0,max} \cdot L}{a} = \frac{320{,}2 \frac{кН}{м} \cdot 1{,}785 м}{1{,}528 м} = 374{,}1 \frac{кН}{м}$$

где $L = 1.05 \cdot 1{,}7 м = 1{,}785 м,$

Для различных схем нагрузок расчетные изгибающие моменты $M_{оп}$ и $M_{пр}$ определяются по формулам приведенным в табл.

№ п/п	Область применения	Схема применения	Момент на опоре $M_{оп}$	Момент в середине пролета $M_{пр}$
1	$a \le \frac{L_{св}}{2}$		$-\frac{q_o a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o a^2}{12}$
2	$a \le \frac{L_{св}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{св}}{2} \le a \le L_{св}$		$-\frac{q_o a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o}{24}\left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3(L_p - 6a)}{a^2}\right]$
4	$a \square L_{св}$		$-\frac{q_o L_p^2}{12}$	$\frac{q_o L_p^2}{24}$
5	$a < S$		$-\frac{q_o S(3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_o S^2}{6}$

Поперечную перерезывающую силу, в ростверке на грани сваи можно определить по формуле

$$Q = \frac{q_0 \cdot L}{2}$$

Для фундаментов ФЛ 1, ФЛ 3 $a = 1.528\text{ м} > L = 0.915\text{ м}$

$$M_{оп} = \frac{q_0 \cdot L_р^2}{12} = \frac{592{,}7 \cdot 0{,}961^2}{12} = 45{,}6\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$M_{пр} = \frac{q_0 \cdot L_р^2}{24} = \frac{45{,}6\text{ кН} \cdot \text{м}}{2} = 22{,}8\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$Q = \frac{q_0 \cdot L}{2} = \frac{592{,}7 \cdot 0{,}961}{2} = 284{,}8\text{ кН}$$

Для фундаментов ФЛ 2, ФЛ 4 $a = 1.528\text{ м} > L = 1.2\text{ м}$

$$M_{оп} = \frac{q_0 \cdot L_р^2}{12} = \frac{403{,}8 \cdot 1{,}26^2}{12} = 53{,}4\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$M_{пр} = \frac{q_0 \cdot L_р^2}{24} = \frac{53{,}4\text{ кН} \cdot \text{м}}{2} = 26{,}7\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$Q = \frac{q_0 \cdot L}{2} = \frac{403{,}8 \cdot 1{,}26}{2} = 254{,}4\text{ кН}$$

Для фундамента ФЛ 5 $\frac{L}{2} = 0.85\text{ м} < a = 1.528\text{ м} < L = 1.7\text{ м}$

$$M_{оп} = \frac{q_0 \cdot a \cdot (2 \cdot L - a)}{12} = \frac{320.2 \cdot 1.528 \cdot (2 \cdot 1.785 - 1.528)}{12} = 83.2\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$M_{пр} = \frac{q_0}{24} \cdot \left[2 \cdot \left(6 \cdot L_р^2 - 4 \cdot a \cdot L + a^2\right) + \frac{L_р^3 \cdot (L - 6 \cdot a)}{a^2}\right] =$$
$$= \frac{320.2}{24} \cdot \left[2 \cdot (6 \cdot 1.7^2 - 4 \cdot 1.528 \cdot 1.7 + 1.528^2) + \frac{1.7^2 \cdot (1.7 - 6 \cdot 1.528)}{1.528^2}\right]$$
$$= \frac{320.2}{24} \cdot 2.854\text{ м}^2 = 38{,}1\text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$Q = \frac{q_0 \cdot L}{2} = \frac{320{,}2 \cdot 1{,}7}{2} = 272{,}2\text{ кН}$$

Расчет ростверка в продольном направлении на нагрузки, возникающие в период строительства, производится из условия, что расчетные усилия в ростверке – опорный и пролетный моменты, а также поперечная сила определяются по следующим формулам:

$$M_{\text{оп}} = 0.083 \cdot \text{q}_k \cdot L_{\text{р}}^2$$

$$M_{\text{пр}} = 0.042 \cdot \text{q}_k \cdot L_{\text{р}}^2$$

$$Q_0 = \frac{\text{q}_k \cdot \text{L}}{2}$$

где $\text{q}_k = 1{,}1 \cdot 2500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \cdot 0{,}4\text{м} \cdot 1{,}2\ \text{м} = 13{,}0\ \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – вес свежеуложенной кладки высотой 0,5 L, но не меньшей, чем высота одного ряда блоков, определенный с коэффициентом перегрузки $\gamma_f = 1{,}1, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

Для фундаментов ФЛ 1, ФЛ 3

$$M_{\text{оп}} = 0.083 \cdot 13 \cdot 0{,}961^2 = 1{,}04\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр}} = 0.042 \cdot 13 \cdot 0{,}961^2 = 0{,}504\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_0 = \frac{13 \cdot 0{,}961}{2} = 6{,}25\ \text{кН}$$

Для фундаментов ФЛ 2, ФЛ 4

$$M_{\text{оп}} = 0.083 \cdot 13 \cdot 1{,}26^2 = 1{,}71\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр}} = 0.042 \cdot 13 \cdot 1{,}26^2 = 0{,}867\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_0 = \frac{13 \cdot 1{,}26}{2} = 8{,}19\ \text{кН}$$

$$Q_0 = \frac{13 \cdot 0{,}961}{2} = 6{,}25\ \text{кН}$$

Для фундамента ФЛ 5

$$M_{\text{оп}} = 0.083 \cdot 13 \cdot 1{,}7^2 = 3{,}12\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр}} = 0.042 \cdot 13 \cdot 1{,}7^2 = 1{,}58\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_0 = \frac{13 \cdot 1{,}7}{2} = 11{,}05\ \text{кН}$$

По полученным расчетным значениям определяется продольное и поперечное армирование ростверка.

Максимальное значение расчетных усилий равно:

$$M_{\text{оп}.max} = 83.2\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр},max} = 38.1\ \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{0,max} = 284.8\ \text{кН}$$

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия:

$$M < M_{ult}$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{ult} - предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

В пролете $M_{пр,max} = 38.08 кН \cdot м$

Примем сетку из трех арматурных стржней ø12 А400.

$$A_s = 3 \cdot 1{,}131 = 3{,}393 \text{ см}^2$$

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s.

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0{,}00175}{0{,}0035}} = 0{,}533$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{350 \text{ МПа}}{2 \cdot 10^5 \text{ МПа}} = 0.00175$$

ε_{b2} - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b2} = 0.0035$

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2{,}33}{79.4} = 0{,}03 < \xi_R = 0{,}533$ определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x)$$

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 3.393}{8{,}5 \cdot 60} = 2{,}33 \text{ см}$$

Бетон класса В15: $R_b = 8{,}5$ МПа $R_{bt} = 0.75$ МПа

Арматура 3ø12 класса А400: $A_s = 3{,}393$ см^2 $R_s = 350$МПа

$$M_{ult} = 8500\text{кПа} \cdot 0{,}6\text{ м} \cdot 0{,}0233\text{ м} \cdot (0.794\text{ м} - 0.5 \cdot 0.0233) = 9290.7\text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр},max} = 38{,}1\text{ кН} \cdot \text{м} < M_{ult} = 9290{,}7\text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется. Запас прочности принятой конструктивно сетки значительно превышен.

Проверим несущую способность принятой сетки при работе на опорный момент.

$$h_0 = a \quad + \frac{d}{2} = 5\text{см} + \frac{1.2\text{ см}}{2} = 5{,}6\text{ см}$$

где a – защитный слой бетона.

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2{,}33}{5{,}6} = 0{,}416 < \xi_R = 0{,}533$ определяют по формуле

$$M_{ult} = 8500\text{кПа} \cdot 0{,}6\text{ м} \cdot 0{,}0233\text{ м} \cdot (0.056\text{ м} - 0.5 \cdot 0.0233) = 526.8\text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{оп},max} = 83{,}2\text{ кН} \cdot \text{м} < M_{ult} = 526{,}8\text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется. Верхней арматуры не требуется.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q = 284.8\text{ кН} \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 8500\text{кПа} \cdot 0{,}6\text{ м} \cdot 0.794\text{ м} = 1215\text{ кН}$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Условие выполняется.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \le Q_b + Q_{sw}$$

$$Q = 284.8\ \text{кН} \le \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \text{b} \cdot h_0 = 0.3 \cdot 8500\text{кПа} \cdot 0{,}6\ \text{м} \cdot 0.794\ \text{м} = 1215\ \text{кН}$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции С на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \text{b} \cdot h_0^2}{\text{C}}$$

но принимают не более

$2.5 \cdot R_{bt} \cdot \text{b} \cdot h_0 = 2.5 \cdot 750\text{кПа} \cdot 0{,}6\ \text{м} \cdot 0.794\ \text{м} = 893.2\ \text{кН}$

и не менее$0.5 \cdot R_{bt} \cdot \text{b} \cdot h_0 = 2.5 \cdot 750\text{кПа} \cdot 0{,}6\ \text{м} \cdot 0.794\ \text{м} = 178{,}7\ \text{кН}$;

φ_{b2}– коэффициент, принимаемый равным 1,5.

С – длина проекции, равная не менее h_0 и не более $2 \cdot h_0$.

$$178{,}7\ \text{кН} < Q_b = \frac{1.5 \cdot 750\text{кПа} \cdot 0{,}6\ \text{м} \cdot (0.794\ \text{м})^2}{0.794\ \text{м}} = 536.0\ \text{кН} < 893.2\ \text{кН}$$

$$Q = 284.8\ \text{кН} \le Q_b = 536.0\ \text{кН}$$

Условие выполняется.

Поперечной арматуры не требуется.

3. Описание технологии свайных работ

3.1 Описание технологии свайных работ

Перед началом работ производят разбивку осей свайного поля и мест погружения свай. При доставке свай делают осмотр свай, проверяют маркировку.

Перемещение и складирование производят при помощи крана. Необходимо учитывать места складирования свай с таким расчетом, чтобы они были расположены ближе к путям движения копра и чтобы захват и подъем сваи можно было выполнять копром без крана. Передвижение копра на объекте должно быть по возможности прямолинейным с минимальным числом поворотов.

Таблица 3.1 - Описание технологии свайных работ

Наименование работ	Состав работ
Подача свай на эстакаду копра автомобильным краном	1. Строповка свай. 2. Подача свай с помощью крана из штабеля или прибора перемещения на эстакаду копра. 3. Укладка свай и расстроповка
Складирование свай автомобильным краном	1. Строповка и подача свай в штабель или из штабеля. 2. Укладка подкладок или прокладок из досок. 3. Укладка свай и расстроповка
Переворачивание свай автомобильным краном	1. Строповка свай. 2. Переворачивание свай. 3. Расстроповка

Наголовники необходимы для закрепления сваи в направляющих сваебойной установки, предохранения головы сваи от разрушения ударами молота и равномерного распределения удара по площади сваи. Внутренняя полость наголовника должна соответствовать очертанию и размерам головы сваи. Обычно наголовник подвешивают к молоту за ушки и вместе с ним поднимают и опускают на сваю. Применение наголовников сокращает продолжительность установки сваи.

Забивку сваи начинают с медленного опускания молота на наголовник после установки сваи на грунт и ее выверки. Под действием массы молота свая погружается в грунт. Чтобы обеспечить правильное направление сваи, первые удары производят с небольшой высоты подъема молота (как правило, не более 0,4...0,5 м). Замеряют время действия молота, расходуемое на каждый метр погружения сваи, число ударов в мин. В начале забивки необходимо внимательно наблюдать за правильностью погружения сваи в плане и по вертикали или по заданному углу наклона (при забивке наклонных свай). В конце забивки, когда острие сваи погружено приблизительно до проектной отметки или получен проектный отказ, забивку производят «залогами» по 10 ударов в каждом. При забивке свай дизель-молотами считать удары (из-за их большой частоты) практически невозможно, за отказ принимают величину погружения сваи за 1 мин. Отказы измеряют с погрешностью не более 1 мм. Сваи, не давшие контрольного отказа после перерыва продолжительностью 3...4 дня, подвергают контрольной добивке. Если глубина погружения сваи не достигла 85% проектной, а на протяжении трех последовательных залогов получен расчетный отказ, необходимо выяснить причины этого явления и согласовать с проектной организацией порядок дальнейшего ведения свайных работ.

Продолжение табл. 3.1

Наименование работ	Состав работ
Вертикальное погружение свай копром	1. Перемещение копра к свае. 2. Строповка и подтаскивание сваи к копру. 3. Подъем молота с наголовником в верхнее положение. 4. Установка и выверка положения сваи. 5. Установка на сваю молота с наголовником. 6. Расстроповка сваи. 7. Пуск молота и погружение сваи. 8. Снятие молота с наголовником со сваи.

Срубка голов свай из бетона с четырьмя стержнями продольной арматуры. Бетон вырубается по углам свай, в местах расположения продольных стержней арматуры на участке длиной оставляемого выпуска. Верхняя часть сваи, застропленная и удерживаемая краном, после перерезки арматуры отламывается ударом кувалды. Перерезка арматуры и работа крана нормами не учитываются и нормируются отдельно.	1. Разметка мест вырубки бетона. 2. Вырубка бетона в углах свай при помощи пневматического молотка с обнажением стержней продольной арматуры. 3. Строповка удаляемой части сваи. 4. Отламывание головы сваи, после перерезки арматуры, ударом кувалды. 5. Зачистка торца сваи. 6. Переход от сваи к свае. 7. Замена зубил пневматических молотков в процессе работы.
Отгибание арматурных стержней сваи.	1. Разметка места отгиба стержней. 2. Надевание трубы на стержень. 3. Удержание ключом стержня в месте отгиба (при отгибе стержня выше отметки срубленного бетона). 4. Отгиб стержней.
Смена наголовников.	1. Отсоединение наголовника от молота. 2. Подъем молота и закрепление его на стреле копра. 3. Строповка и снятие наголовника с помощью лебедки копра. 4. Строповка, подъем и установка другого наголовника. 5. Опускание молота. 6. Присоединение наголовника к молоту
Изготовление деревянных вкладышей в наголовник.	1. Опиливание куска бревна или доски. 2. Оттеска вкладышей по размеру.

3.2 Описание технологии опалубочных, арматурных и бетонных работ

Перед установкой опалубки положение проволочной оси, натянутой над котлованом, при помощи отвеса переносится на грунт. В обе стороны от оси размечается при помощи мерной рейки положение боковых щитов опалубки. Через каждые 5-6 м по длине котлована по концам мерной рейки забиваются колья, к которым приставляются щиты и соединяют их стяжками, закрепляемыми клиновыми зажимами, и устанавливаются временные распорки. Распалубование производят так, чтобы обеспечить сохранность опалубки для повторного использования. Распалубование начинают после того, как бетон приобрел необходимую прочность. Вначале снимают боковые элементы не несущие нагрузок. Затем после приобретения необходимой прочности снимают несущие элементы опалубки. Разборка опалубки производят вручную.

Арматурные элементы изготавливаются на заводах или специализированных предприятиях. Доставку арматурных изделий на строительную площадку осуществляют специализированным автотранспортом. При этом необходимо соблюдать условия против деформации изделий, их порчи и загрязнения. Гибкие пространственные каркасы временно усиливают и надежно закрепляют на транспорте. Каждая партия заготовок сопровождается техническим паспортом или сертификатом, в котором указывается завод-изготовитель, наименование объекта, типы арматурных заготовок и массу данной партии. Хранить арматуру следует в закрытых складах или под навесом

Бетонную смесь приготовляют на приобъектных смесительных установках и на бетонных заводах. Каждая партия, поступающая на строительную площадку, должна сопровождаться паспортом, где указываются завод, характеристики составляющих бетонной смеси, класс бетона и другие характеристики. При транспортировке бетонной смеси до строящегося объекта она должна сохранять свои свойства.

При укладке бетонной смеси на грунт необходимо подготовить основание: удалить глинистый и растительный слой, торф и другие грунты органиче-

ского происхождения. Сухой несвязный грунт следует уплотнить поливкой; пустоты заполнить песком. О готовности основания составляется акт. Бетонная смесь должна плотно прилегать к опалубке, арматуре, закладным деталям и полностью заполнять объем конструкции. Подача бетонной смеси осуществляется бадьями объемом 0,6 – 0,8 $м^3$; высота сбрасывания при подаче в армированную конструкцию не должна превышать 2 метров, перекрытия – 1 метра. Бетонную смесь укладывают непрерывно, горизонтальными слоями одинаковой толщины. Уплотнение бетонной смеси ведется вручную. Для разгрузки, складирования щитов опалубки, арматурных каркасов, подведения бадьи с бетоном к месту укладки, установки деревянной опалубки, арматурных каркасов используется кран ДЭК-401.

Чтобы свежеуложенный бетон получил требуемую прочность в заданные сроки, необходимо обеспечить следующие условия:

- поддержание температурно-влажностного режима, необходимого для нарастания прочности бетона;

- предотвращение значительных температурно-усадочных деформаций и образования трещин;

- защита от солнца, ветра, быстрого высыхания и резких изменений температуры и других воздействий.

Свежеуложенный бетон следует поддерживать во влажностном режиме путем периодической поливки; предохранение от солнечных лучей ведется с помощью защитных покрытий. В жаркую и ветреную погоду незащищенные свежеуложенные поверхности бетона после укладки (по истечению 2-3 часов) следует укрыть хорошо увлажненной тканью, мешковиной, песком. Уложенный бетон не должен подвергаться воздействию нагрузок и сотрясений. Движение людей по забетонированным конструкциям и установка опалубки вышележащих конструкций допускаются после достижения бетоном прочности не менее 1,5 МПа.

В журнал бетонирования необходимо регулярно заносить следующие сведения о бетонной смеси: начало бетонирования; класс бетона; температура

окружающего воздуха; температура бетона; время полива бетона водой; условия бетонирования.

Таблица 3.2 - Описание технологии опалубочных, арматурных и бетонных работ

Наименование работ	Состав работ
Разгрузка и складирование щитов опалубки и арматурных каркасов	1. Перемещение крана и установка его в рабочее положение. 2. Зацепка груза. 3. Погрузка или выгрузка груза с подъемом или опусканием до 4 м и поворотом стрелы крана. 4. Укладка подкладок под конструкции и детали. 5. Отцепка груза. 6. Крепление или раскрепление груза при необходимости. 7. Подача сигналов машинисту крана.
Установка деревянной опалубки	1. Проверка разметки по осям и отметкам. 2. Установка щитов. 3.Установка креплений опалубки. 4.Выверка установленной опалубки
Установка арматурных каркасов вручную	1. Подноска и укладка бетонных прокладок. 2. Подноска каркасов. 3. Установка каркасов в опалубку. 4. Выверка установленных каркасов.
Укладка бетонной смеси в ростверк	1. Прием бетонной смеси. 2. Укладка бетонной смеси непосредственно на место укладки или по лоткам. 3. Разравнивание бетонной смеси с частичной ее перекидкой. 4. Уплотнение бетонной смеси. 5. Заглаживание от-

	крытой поверхности бетона.
Разборка опалубки	1. Снятие элементов креплений с перерезыванием проволочных стяжек и скруток. 2. Снятие щитов. 3. Спуск элементов опалубки. 4. Сортировка, очистка элементов опалубки от налипшего бетона и выдергивание гвоздей. 5. Относка элементов опалубки к месту складирования и укладка в штабель.

3.3 Приемка свайных работ. Контроль качества

Приемка свайных работ сопровождается освидетельствованием свайного основания, проверкой соответствия выполненных работ проекту, инструментальной проверкой правильности положения свай или шпунта, контрольными испытаниями свай. Отклонение положения свай от проектного не должно превышать в ростверке ленточного типа одного диаметра сваи, в свайных полях двойных размеров сваи.

В общем случае контролируют: соответствие поступающих на строительную площадку изделий и материалов проекту; соблюдение утвержденной технологии погружения забивных или устройства набивных свай; несущую способность свай; соответствие положения свай в плане геодезической разбивке.

Основным контролируемым параметром является обеспечение несущей способности погруженных свай. Ее определяют статическим и динамическим методами, а набивных - только статическим.

Статическим методом несущую способность определяют после окончания работ по забивке всех свай. Для этого на сваю сверху воздействуют гидравлическими домкратами до момента смещения ее, относительно окружающего грунта. На сваю передают нагрузку, возрастающую ступенями в 1/10…1/15 предельной расчетной нагрузки, измеряют осадки и строят график зависимости

между ними. За предельно допустимую нагрузку принимают ступень, предшествующую нагрузке, в результате которой свая погрузилась в грунт на величину, более чем в 5 раз превышающую предыдущее погружение. Достоинство способа: надежность. Недостаток: значительная трудоемкость, для оценки прочностных характеристик свайного поля требуется промежуток времени от 4 до 12 суток.

Динамический метод основан на косвенной оценке несущей способности забиваемой сваи по значению отказа. За основу принимают контрольный отказ, назначаемый проектной организацией. Отказы замеряют отказомерами, представляющими собой мерную линейку, вдоль которой перемещаются указатели отказов. При погружении сваи в грунт один из указателей движется вниз и показывает на мерной линейке суммарное значение остаточного отказа. При наличии обратного движения сваи вверх второй указатель также перемещается вверх и показывает на мерной линейке суммарное значение упругого отказа. Также величину отказа сваи можно определить нивелиром, гидравлическим уровнем, натянутой над уровнем земли проволокой.

Проверку несущей способности свай производят после отдыха свай и стабилизации грунта: в супесях - через 5...8 сут, в суглинках - через 15...25 сут и в глинистых грунтах - через 30...35 сут.

При контроле положения сваи в плане следят, чтобы не были превышены допустимые отклонения: 0,2 d для забивных свай при их однорядном расположении и 0,3 d при расположении свай в два и три ряда в лентах или кустах свай (d - диаметр круглой или максимальный размер прямоугольной сваи).

Приемка готовых свайных фундаментов оформляется актом.

4 ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

4.1 Описание организации СМР

Организация труда является составной частью организации строительного производства, направленной на повышение производительности труда рабочих и улучшения качества работ.

Организация труда базируется на научной основе, предусматривает согласно СП 48.13330.2011 (актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 «Организация строительства»),систему мероприятий, включающие следующие основные направления: совершенствование форм организации труда - разделение и кооперация труда, подбор оптимального состава и спецификации бригад и звеньев рабочих; изучение и распространение передовых методов труда; подготовку и повышение квалификации рабочих; улучшение организации и обслуживания рабочих мест; обеспечение наиболее благоприятных условий труда; совершенствование нормирования труда, внедрение прогрессивных форм и систем оплаты.

Исходными данными для составления данного раздела являются рабочие чертежи, технологические карты.

4.2 Расчет временных сооружений и разработка временного строительного генерального плана

4.2.1 Назначение стройгенплана

Строительный генеральный план (стройгенплан) является одним из основных документов по организации строительного производства, при разработке которого обеспечивается расчёт и рациональное размещение на строительной площадке временных складов, дорог, административно - хозяйственных и санитарно - бытовых помещений, сетей электро - и водоснабжения, систем связи и диспетчерского оборудования.

Назначение стройгенплана состоит в качественном и своевременном осуществлении организационных и подготовительных мероприятий по подготовке строительной площадки, определений объёмов работ по временным сооружениям, средств и ресурсов на их выполнение.

Стройгенплан должен проектироваться с соблюдением действующих нормативных документов, СП, правил противопожарной безопасности труда.

Особые условия строительства:

1. Ограничение поворота стрелы башенного крана.

2. Ограничение высоты подъема груза – не выше 0.5 м от точки монтажа и не более 1 м от верхней точки складирования материалов и конструкций.

3. Запрет выноса груза за линию, обозначенную красными флажками (в ночное время осветить) и за габариты здания.

4. Работу в близи ЛЭП и других инженерных коммуникаций выполнять при наличии наряда допуска.

Монтажные работы вести под непосредственным руководством и постоянным наблюдением за безопасным производством работ при перемещении грузов кранами.

При возникновении опасной зоны за пределами площадки принять меры безопасного ведения работ - участки опасных мест оградить, доступ посторонних лиц в них запретить.

Въезд автотранспорта на территорию строительства осуществляется с ули-

цы Тарана с устройством временных дорог.

Площадки для складирования расположены в зоне действия монтажного крана, между дорогой для подвоза материалов и строящимся зданием.

Складирование материалов осуществляется:

- лестничные ступени и косоуры укладываются на деревянные подкладки высотой в штабеля;
- кирпичи на поддонах;
- арматура - в связках.

Временное энергоснабжение и водоснабжение осуществляется от существующих сетей. Снабжение сжатым воздухом - от передвижных компрессоров, кислородом и пропаном - с баллонов, привозимых на объект.

Все временные административно - бытовые здания располагаются в строительном городке, который находится вне зоны действия крана и за пределами опасных зон.

4.2.2 Транспортные коммуникации

Для подачи строительных материалов, конструкций, технологического и другого оборудования к местам производства строительно-монтажных работ или складирования, а также для обслуживания бытовых городков на строительной площадке используется автомобильный транспорт.

Для нужд строительства на стройгенплане запроектированы временные автодороги, а также используется существующие дороги, построенные в подготовительный период.

Для беспрепятственного проезда всех автотранспортных средств к местам разгрузки запроектированы сквозные дороги.

Строительная площадка имеет один въезд. На стройгенплане условными знаками и надписями указаны въезды и выезды транспорта, направление движения, места разгрузки и ограничение скорости.

Для обеспечения надёжного и безопасного прохода работающих к местам

производства работ и подсобным зданиям устроены тротуары и переходы шириной 1,2 м.

Таблица 4.2.2.1– Трудоемкость на устройство временных дорог

Наименованиеработ	Объёмы работ		Обоснование	Трудоёмкость, чел-см	
	Ед. изм.	Всего		на единицу	всего
Устройство временных дорог	100м^2	2,0	СНиП 1У-5- 82	2,7	5,4
Итого					5,4

4.2.3. Выбор крана.

Грузоподъемность крана подбирается по массе наибольшего элемента на максимально требуемый вылет. В данном случае наибольшим элементом является плита перекрытия ПК 60.15.8, вес которой составляет 2,86т.

Максимальная высота подъема крюка (Н) определяется по формуле:

Н=-отм.з+Нзд.+2м (0,5м),

где отм.з- отметка земли, м;

Нзд.- высота здания, Нзд =31,0 м; 2 м-запас для выступающих частей, если по крыше ходят рабочие, (0,5 м- если не ходят),

Н= -1,3+31,0+2=31,7 м.

Исходя из максимальной грузоподъемности и максимальной высоты подъема груза выбираем кран КБ-403 с Ro=3,8 м.

Минимальный вылет крана определяем по формуле:

L=3,8+2+0,7+12,0= 18,5 м

Максимальный вылет определяем графически 21,6м.

С максимальной грузоподъемностью 8 т, высотой подъема 54,7м максимальным вылетом крана 30 м.

4.2.4. Расчет границы опасной зоны крана.

$$Ron .= Rp.+Bmin/2+Bmax+P,$$

где Ron.- граница опасной зоны крана, м;

Rp.- максимальный рабочий вылет стрелы,

Bmin- минимальный размер поднимаемого груза, Bmin=0,35м; Bмах- максимальный размер поднимаемого груза, Втах=6,0м;

Р-величина отлета грузов при падении, устанавливаемая в соответствии со СНиП 12-03-2001.

Минимальное расстояние отлета груза, перемещаемого краном, с высоты возможного падения до 70 м допускается принимать 7 м, рассчитываем методом интерполяции и принимаем 5,44 м.

Ron.=21,6+0,35/2+6+5,44=33,215 м

4.2.5 Обоснование потребности строительства в складах

Для временного хранения материалов, конструкций, технологического оборудования, обеспечивающих непрерывность строительно-монтажных работ на данном объекте при прерывистом характере поставок материально-технических ресурсов на строительной площадке организуют приобъектные склады.

Площадь склада зависит от вида, способа хранения материалов и его количества. Площадь склада слагается из полезной площади, занятой непосредственно под хранящимися материалами, вспомогательные площади приёмочных и отпускных площадок, проездов и проходов.

Открытые склады располагают в зоне действия монтажных кранов. Площадки складирования организованы, выровнены с уклоном не более 5 градусов для водоотвода. Размещение конструкций и материалов осуществляется с учётом обеспечения высокой производительности монтажного крана за счёт максимального приближения конструкции к месту их установки, уменьшения уг-

лов поворота стрелы крана при подаче груза со склада к месту их установки. Тяжёлые и массивные элементы размещают ближе к крану(объекту), а более лёгкие и немассивные - в глубине склада.

Площадь открытых складских площадок рассчитывается по формуле:

$$S_{тр} = P_{скл} \cdot q_{скл} \quad (4.2.5.1)$$

где $P_{скл}$ – расчетный запас материалов;

$q_{скл}$ – норма складирования на $1м^2$ пола склада.

Величину производственных запасов материалов, подлежащих хранению на складе, рассчитывают по формуле:

$$P_{скл} = (P_{общ}/T) \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (4.2.5.2)$$

где $P_{общ}$ – количество материалов, деталей и конструкций, необходимых для выполнения плана строительства на расчётный период;

T – продолжительность расчётного периода;

Tn – норма запаса материалов;

K_1 – коэффициент неравномерности поступления материалов;

K_2 – коэффициент неравномерности потребления материалов.

Таблица 4.2.3.1 – Расчет площади складов

№	Наименование материала, конструкций	Продость потребления, дн.	Объем потребления		Запас материала		Площадь склада	
			Ед.изм	Кол-во	Нормативный, дн	расчетный	На ед. мат-ла	всего
1	Железобетонные сборные конструкции	90	$М^2$	2910	5	161	1,0	161

Площадь склада принимаем равной 161 $м^2$.

4.2.6 Расчет потребности строительства во временных зданиях и сооружениях

а) Обоснование потребности строительства в рабочих кадрах Потребность строительства в рабочих определяем по графику движения рабочей силы.

Таблица 4.2.6.1 –Состав рабочих кадров

№ п.п.	Состав рабочих кадров	Соотношение категорий	Количество рабочих кадров
1	Всего рабочих	100%	24
2	Рабочие	85%	20
3	ИТР	8%	2
4	Служащие	5%	1
5	МОП и охрана	2%	1
6	Мужчины	70%	16
7	Женщины	30%	8
Количество работающих в наиболее многочисленную смену			24

б) Обоснование потребности во временных зданиях.

Площадь подсобных зданий определяется по формуле:

$$Г = F_n \cdot Р \qquad (4.2.6.1)$$

где $Р_н$– нормативный показатель площади здания м /чел., определяется по расчётным нормативам;

Р – расчётное число пользующихся помещениями, человек.

Определяем необходимую номенклатуру временных зданий, исходя из конкретных условий строительства, и расчётную численность в зависимости от номенклатуры временных инвентарных зданий

Таблица 4.2.6.2 - Конструктивные решения временных зданий

№	Наименование зданий	Число пользователей	Норм. площадь, $м^2$/чел	Треб площадь, $м^2$	Серия мобильных зданий	Полезная площадь, $м^2$	Размер зданий	Кол-во зда-ний, шт
1	Контора	2	4	8	"Комфорт " К-4	15	2.5*6*3	1
2	Здание для учёбы и отдыха рабочих	24	0,7	25,2	"Комфорт" К-11	30	3*6*2.5	2
3	Бытовое помещение с сушилкой и обогревом	24	0,1	3,6	"Днепр"Д-06-К	15	3*6*2.5	1
4	Душевая	24	0,18	6,48	"Комфорт" Д-6	15	3*6*2.5	1
5	Уборная женская	8			"Днепр"Д-09-К	8	2*2* 2.4	2
6	Уборная мужская	16			"Днепр"Д-09-К	8	2*2* 2.4	2
7	Столовая	24	1,55	47,8	"Комфорт" 420-110	48	4*4*3	3

4.2.7 Потребность строительства в электроэнергии

Сети электроснабжения постоянные и временные предназначены для энергетического обеспечения силовых и технологических потребителей, а также для энергетического обеспечения наружного и внутреннего освещения объектов строительства, временных зданий и сооружений, мест производства работ и строительных площадок. Расчетную электрическую нагрузку можно определить, следующим образом:

$$P_P = \sum \frac{K_C \cdot P_C}{\cos\varphi} + \sum \frac{K_C \cdot P_T}{\cos\varphi} + \sum K_C \cdot P_{OB} + \sum P_{OH} \qquad (4.2.7.1)$$

где $\cos\varphi$ – коэффициент мощности;

$К_С$ – коэффициент спроса;

$Р_С$ – мощность силовых потребителей, кВт;

$Р_Т$ – мощность для технологических нужд, кВт;

$Р_{ОВ}$ – мощность устройств внутреннего освещения, кВт;

$Р_{ОН}$ – мощность устройств наружного освещения, кВт.

Таблица 4.2.7.1 – Расчет мощности потребителей

№	Наименование потребителей	Ед.изм.	Объем потребления	Удельная мощность	Расч.мощн.,кВт
1	Кран башенный	шт.	1	100 кВт/шт.	100
2	Электросварочные трансформаторы	шт.	1	30 кВт/шт.	30
3	Прогрев бетона	$м^3$	200	3 кВт/$м^3$	600
4	Растворный узел	шт.	1	20 кВт/шт.	20
	Всего на силовые потребители				750
5	Территория производства работ	$м^2$	633,4	1,5 Вт/$м^2$	0,95
6	Общее освещение	$м^2$	7500	0,4 Вт/$м^2$	3,0
7	Места производства монтажных работ	$м^2$	2000	3 Вт/$м^2$	6,0
	Всего на наружное освещение				9,95
8	Внутреннее освещение временных зданий	$м^2$	120	15 Вт/$м^2$	2
9	Электрообогрев временных зданий	$м^3$	240	100 Вт/$м^2$	24
	Расчетная нагрузка				784,95

Расчетная мощность – 790 кВт. По расчетной электронагрузке принимается трансформаторная подстанция СКТП-400-10/6/0,4 мощностью 800 кВА свысоким напряжением 6 кВ с габаритными размерами 2760х1900х2630 мм.

4.2.8 Потребность строительства в освещении

Расчет числа прожекторов (n) ведется через удельную мощность прожекторов по формуле:

$$n=(p \cdot E \cdot S)/P_л \qquad (4.2.8.1)$$

где p – удельная мощность, Вт;

S – освещаемая площадь, $м^2$;

$P_л$ – мощность лампы применяемых типов прожекторов;

E – освещенность.

Таблица 4.2.8.1 – Подсчет количества прожекторов.

№ п/ п	Наименование потребителей	Объем потребления, $м^2$	Освещенность, лк	Мощность, Вт	Расчетное кол- во прожекторов, шт
1	Территория строительства в районе производства работ	8224	2	0,4; 1000	6
2	Главные проходы	612	1	5; 10000	2

Всего принимаем 8 прожекторов ПЗС - 35 (p=0,30 Вт/м лк; $P_л$ = 1000 Вт).

4.2.9 Потребность строительства в воде

Временное водоснабжение на строительной площадке предназначено для обеспечения производственных, хозяйственно бытовых и противопожарных нужд. Расход воды определяется как сумма потребностей по формуле:

$$Q_{ТР} = Q_{ПР} + Q_{ХОЗ} + Q_{ПОЖ} \qquad (4.2.9.1)$$

где $Q_{ПР}$, $Q_{ХОЗ}$, $Q_{ПОЖ}$ – расход воды соответственно на производственные,

хозяйственные и пожарные нужды, л/с.

$$Q_{ПР}=\sum \frac{K_{ну} \cdot q_{у} \cdot n_{П} \cdot K_{ч}}{3600 \cdot t} \quad (4.2.9.2)$$

где $К_{НУ}$ – коэффициент неучтенного расхода воды (1,2);

$q_у$ – удельный рас-ход воды на производственные нужды, л;

$n_п$ – число производственных потребителей;

$К_ч$ – коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

t – число учитываемых расходом воды часов в смену (8 часов).

$$Q_{ХОЗ}=\sum \frac{q_{Х} \cdot n_{П} \cdot K_{Ч}}{3600 \cdot t} + \frac{q_{Д} \cdot n_{Д}}{60 \cdot t_1} \quad (4.2.9.3)$$

где $q_х$ – удельный расход воды на хозяйственные нужды;

$q_Д$ – расход воды на прием душа одного работающего;

$n_П$ – число работающих в наиболее загруженную смену;

$n_Д$ – число пользующихся душем (80 % от $n_р$);

t_1– продолжительность использования душа (t_1=45 мин);

$К_ч$ – коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

t – число учитываемых расходом воды в смену (8 часов).

$Q_{пож}$ = 10 л/с,

из расчета действия 2 струй из гидрантов по 5 л/с.

На водопроводной линии предусматривают не менее двух гидрантов, расположенных на расстоянии не более 150 м один от другого. Диаметр труб водонапорной наружной сети определяем по формуле:

$$D=2\sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{ТР}}{3{,}14 \cdot v}} \quad (4.2.9.4)$$

где $Q_{ТР}$ – расчетный расход воды, л/с;

v– скорость движения воды в трубах 0,6 м/с

Таблица 4.2.9.1 – Потребность строительства в воде

№	Наименование потребителя	Ед. изм.	Кол-во потр., n_n	Продол. потр., дн(ч)	Удельный расход, л	Коэффициент		Число часов в смену	Расход воды, л/с
						Неучт. рас.	Нерав. потреб.		
Производственные нужды									
1	Приготовление известкового р-ра	на 1 м³	39,72	12	25	1,2	1,5	8	1,2
2	Приготовление бетона	на 1 м³	548	110	420	1,2	1,5	8	4,83
3	Малярные работы	на 1 м²	3412	35	12	1,2	1,5	8	0,23
4	Штукатурные работы	на 1 м²	5471	35	12	1,2	1,5	8	3,48
5	Посадка деревьев	на 1 дерево	20	8	80	1,2	1,5	8	0,10
6	Поливка газонов	на 1 м²	120	120	10	1,2	1,5	8	0,08
Хозяйственно-бытовые нужды									
1	Душ	чел.	36	-	90	-	-	-	1,134
2	Умывальники	чел.	36	-	7,2	-	1,5	8	0,0160
3	Столовые, буфеты	чел.	36	-	45	-	1,5	8	0,1008
Пожарные нужды									
		струи	2		5 л/с				10

Итого: 20,31 л/с = $Q_{тр}$

D=2√((1000*20,31)/(3,14*0.6)) = 207,66 мм, принимаем D=220мм.

4.3 Требования безопасности при производстве работ

При строительстве следует строго соблюдать требования СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство», СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования», ПБ 10-382-00 «Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», ПОТ РМ 012-2000 «Межотраслевыми правилами по охране труда при работе на высоте», СП 12-136-2002 «Решения по охране труда и промышленной безопасности в ПОС и ППР», СанПиН 2.2.3.1384-03 «Ги-

гиенические требования к организации строительного производства и строительных работ» и другими нормативными документами по охране труда, перечисленными в приложении А к СНиП 12-03-2001.

Места прохода людей в пределах опасных зон должны иметь защитные ограждения. Входы в строящиеся здания (сооружения) должны быть защищены сверху сплошным навесом шириной не менее 2 м от стены здания. Угол, образуемый между навесом и вышерасположенной стеной над входом должен быть в пределах 70 - 75° согласно «РД-11-06-2007 Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ».

При строительстве объектов с применением грузоподъемных кранов, когда опасные зоны расположены вблизи строящихся зданий, а также мест перемещения грузов кранами и в них попадают транспортные или пешеходные пути общего пользования, соседние здания и сооружения, в которых находятся люди, и не представляется возможным выгородить опасную зону, допускается производство работ при условии выполнения соответствующих мероприятий, обеспечивающих безопасность людей, в т.ч.:

- устройство защитных сооружений, обеспечивающих защиту людей от действия опасных факторов;

- искусственное ограничение размеров и конфигурации опасных зон путем применения соответствующих технических средств (дополнительных средств ограничения зоны работы башенных кранов, страховочных устройств, защитных экранов и др.).

Высота предохранительного (защитного) ограждения (экрана) от уровня монтажного горизонта должна быть не менее 3 м, а принудительно ограниченная высота перемещения груза должна быть ниже верха предохранительного (защитного) ограждения не менее чем на 0,5 м.

4.3.1 Требования безопасности при земляных работах

1. Выемки, разработка грунта которых выходит на улицы, проезды, во дворы населенных пунктов, а также в других местах возможного нахождения людей, должны быть ограждены защитными ограждениями согласно ГОСТ 23407-78 с установкой на них предупредительных надписей, а в ночное время и сигнального освещения.

2. При организации строительной площадки, размещении участков работ, рабочих мест, проездов машин и транспортных средств, проходов для людей следует установить опасные зоны. Опасные зоны должны быть обозначены знаками безопасности и надписями установленной формы в соответствии с требованиями ГОСТ 12.4.026-76. На границе опасных зон ставят временные защитные ограждения в соответствии с требованиями СНиП 12-03-2001 и ГОСТ 12.4.059-89.

3. При приближении к линиям подземных коммуникаций земляные работы должны производиться под непосредственным наблюдением производителя работ или мастера, а в охранной зоне кабелей, находящихся под высоким напряжением, или действующего газопровода, кроме того, под наблюдением работников электро- или газового хозяйства при наличии наряд-допуска.

4. При обнаружении в процессе производства земляных работ не предусмотренных проектом коммуникаций, подземных сооружений, взрывоопасных материалов и боеприпасов земляные работы в этих местах следует прекратить, на место работы вызвать представителей заказчика и организаций, эксплуатирующих обнаруженные коммуникации, и принять меры по предохранению обнаруженных подземных устройств от повреждения. Работы возобновляются после выявления характера обнаруженных сооружений или предметов и получения соответствующего разрешения. В случае обнаружения боеприпасов к работе можно приступить только после их удаления саперами.

5. Разработка грунта в непосредственной близости от линий действующих подземных коммуникаций допускается только при помощи ручных лопат, без использования ударных инструментов. Применение землеройных машин в

таких местах разрешается по согласованию с организациями-владельцами коммуникаций.

6. Производство работ, связанных с нахождением работников в выемках с откосами без креплений в насыпных, песчаных и пылевато-глинистых грунтах выше уровня грунтовых вод (с учетом капиллярного поднятия) или грунтах, осушенных с помощью искусственного водопонижения, допускается при глубине выемки и крутизне откосов, указанных в табл.

Таблица 4.3.1.1 – Допускаемая крутизна откосов траншей

Виды грунтов	Крутизна при глубине выемки не более		
	1,5 м	3 м	5 м
Насыпныенеслежавшиеся	1:0,67	1:1	1:1,25
Песчаные	1:0,5	1:1	1:1
Супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
Суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
Глина	1:0	1:0,25	1:0,5
Лессовые	1:0	1:0,5	1:0,5

Примечания:

6.1. При напластовании различных видов грунта крутизну откосов назначают по наименее устойчивому виду от обрушения откоса.

6.2. К неслежавшимся насыпным грунтам, относятся грунты с давностью отсыпки до двух лет для песчаных; до пяти лет - для пылевато-глинистых грунтов.

6.3. Откосы котлованов, разрабатываемых в зимнее время, при наступлении оттепели должны быть осмотрены, а по результатам осмотра должны быть приняты меры к обеспечению устойчивости откосов и креплений.

7. Для прохода рабочих в котлован установить трапы или лестницу шириной не менее 0,6 м с перилами или приставные деревянные лестницы длиной не более 5 м. Перед допуском работников в выемки глубиной более 1,3 мответственным лицом должно быть проверено состояние откосов.

8. Расстояние между бульдозером и экскаватором, идущими один за другим, должно быть не менее 10 метров. Не разрешается производить другие работы со стороны забоя и находиться работникам в радиусе действия экскаватора плюс 5 м.

9. Грунт, извлекаемый из котлована, грузится в автосамосвалы и вывозится со строительной площадки в установленные места. Погрузка грунта на автосамосвалы должна производиться со стороны заднего или бокового борта. Скорость движения автотранспорта у строительных объектов не должна превышать 10 км/ч, а на поворотах и в рабочих зонах – 5 км/ч.

10. Перемещение, установка и работа экскаватора и автосамосвала вблизи котлована с неукрепленными откосами разрешаются только за пределами призмы обрушения грунта на расстоянии, установленном проектом производства работ. При отсутствии соответствующих указаний в проекте производства работ минимальное расстояние по горизонтали от основания откоса выемки до ближайших опор машины допускается принимать по табл.

Таблица 4.3.1.2 – Минимальное расстояние от основания откоса до ближайших опор машины

Глубина выемки, м	Грунт ненасыпной			
	песчаный	супесчаный	суглинистый	глинистый
	Расстояние по горизонтали от основания откоса выемки до ближайшей опоры машины, м			
1,0	1,5	1,25	1,00	1,00
2	3	2,4	2	1,50
3	4	3,6	3,25	1,75
4	5	4,4	4	3,00
5	6	5,3	4,75	3,50

11. Производство работ в котловане с откосами, подвергшимися увлажнению, разрешается только после тщательного осмотра прорабом (мастером) состояния грунта откосов. Устойчивость откосов должна быть проверена ответственным лицом независимо от атмосферного воздействия, а также после наступления оттепели.

12. Производство работ в котловане с вертикальными стенками без крепления, в песчаных, пылевато-глинистых и талых грунтах выше уровня грунтовых вод и при отсутствии вблизи подземных сооружений допускается при их глубине не более, м:

- 1,00 - в неслежавшихся насыпных и природного сложения песчаных грунтах;
- 1,25 - в супесях;
- 1,50 - в суглинках и глинах.

При среднесуточной температуре воздуха ниже минус 2 °С допускается увеличение наибольшей глубины вертикальных стенок выемок в мерзлых грунтах, кроме сыпучемерзлых, на величину глубины промерзания грунта, но не боле чем до 2 м.

4.3.2 Требования по охране окружающей среды

1. Согласно СНиП 12-01-2004 безопасность работ для окружающей среды обеспечивает исполнитель работ (подрядчик).

2. При производстве строительно-монтажных работ необходимо контролировать уровни вибрационных и шумовых нагрузок, теплового воздействия, воздействия электрического тока, пыли, газов и др. в соответствии с действующими стандартами, санитарными нормами на работающих и окружающих.

3. На территории строящихся и реконструируемых объектов не допускается непредусмотренное проектной документацией сведение древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарника. Зеленые насаждения, на которые не имеется

порубочного билета, подлежат охране: их огораживают и защищают деревянными щитами.

4. Выпуск воды со стройплощадки непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва грунта не допускается. Производственные и бытовые стоки, образующиеся на стройплощадке, должны очищаться и обезвреживаться.

5. В случае выявления при производстве земляных работ археологических и палеонтологических объектов следует приостановить работы на данном участке и поставить в известность об этом местные административные органы.

6. Запрещается применение оборудования, машин и механизмов, являющихся источником выделения вредных веществ в атмосферный воздух, почву и водоемы и повышенных уровней шума и вибрации. Заправку строительных машин и механизмов ГСМ следует производить на стационарных АЗС. На стройплощадке производить только мелкий ремонт инвентаря. Не допускается стоянка машин и механизмов с работающими двигателями.

7. Удаление бытовых и строительных отходов выполнять в соответствии с требованиями СП 42.13330.2011 актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89* «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений». Мусор, бытовые отходы, образующиеся на строительной площадке, необходимо собирать в специальные металлические контейнеры с дальнейшей отвозкой их в места, согласованные с органами санитарного надзора. Захламление и заваливание мусором а также захоронение отходов строительства на строительной площадке запрещается.

8. Регулярно производить очистку строительной площадки и 10-метровой зоны по периметру стройплощадки за ее ограждением от снега, опавших листьев и мусора, мусор вывозить своевременно.

9. Грузовые автомобили для перевозки навалом грунта, строительного мусора и сыпучих материалов, должны быть закрыты сплошными тентами, исключающими падение перевозимого груза на дороги и пылевыделение при пе-

ревозке. После завершения строительных работ, временные автодороги ликвидируются.

10. Грунт, вывозимый со стройплощадки, а также грунт, завозимый для благоустройства, должен пройти лабораторный анализ.

4.3.3. Требования безопасности после завершения работ

1. Траншеи, шурфы и котлованы закрыть или оградить, если работа не закончена, а в темное время суток включить на ограждениях сигнальное освещение.

2. Инструмент, оснастку и другие приспособления, применяемые в работе, очистить от грунта.

3. После полного окончания работы необходимо: привести в порядок рабочее место, приборы, приспособления, средства защиты и сложить в специально отведенные для них места.

4. После окончания рабочего дня необходимо вымыть руки, а при необходимости вымыться в душе.

5. Рабочую одежду необходимо снять и оставить в отведенном для нее месте.

6. Задерживаться в производственных помещениях и на территории предприятия после окончания смены можно только по разрешению администрации.

7. О всех недостатках или неполадках во время выполнения работы сообщить бригадиру или руководителю.

4.4 Калькуляция затрат труда и машинного времени.

Подсчёт трудоёмкости.

Трудоёмкость определяется по формуле

$$T = \frac{k_1 \times k_n \times H_{вр} \times V_р}{8}$$

№	Наименование работ	Ед. изм.	Объем работ	Обоснование, ЕНиР	Затраты машинного времени		Затраты труда		Состав звена чел.
					На единицу, маш-ч	Всего, маш-ч	Норма времени, чел-ч	Трудоемкость, чел-см	
	Монтаж стеновых панелей цокольного этажа:								
	- НЦП-1	1 панель	6	Е4-1-8А	0,32	0,33	1,3	1,42	Монтажники 5р-1,4р-1,3р-1,2р-1, 1 машинист
	- НЦП-2	1 панель	20	Е4-1-8А	0,32	1,166	1,3	4,73	-
	- НЦП-3	1 панель	4	Е4-1-8А	0,32	0,232	1,3	0,947	-
	- ВЦП-1	1 панель	16	Е4-1-8А	0,32	0,923	1,3	3,78	-
	- ВЦП-2	1 панель	16	Е4-1-8А	0,32	1,732	1,3	6,93	-
	Крепление цокольных панелей металлическим скобами	1 узел	40	Е4-1-23	-	-	0,31	1,9375	Монтажники 4р-1
	Теплоизоляция швов пакетами из стиропора	10м	4,0	Е4-1-27	-	-	0,31	0,193	Монтажники 4р-1, 3р-1
	Изготовление пакетов из стиропора	-	4,0	Е4-1-27	-	-	2,2	1,375	-
	Заливка швов стеновых панелей цокольного этажа	100м	0,4	Е4-1-26	-	-	18,75	1,289	-

	Герметизация швов полиизобутиленовой мастикой	10м	4,0	Е4-1-27	-	-	1,3	0,893	Монтажники4р-1,3р-1, 1 машинист
	Монтаж плит перекрытия цокольного этажа	1 плита	18	Е4-1-7	0,28	0,866	1,1	3,4	Монтажники4р-1,3р-2,2р-1, 1 машинист
			3		0,22	0,113	0,88	0,453	
	Монтаж стеновых панелей:								
	ПН-1	1 панель	56	Е4-1-8А	0,3	3,06	1,2	12,24	Монтажники 5р-1,4р-1,3р-1,2р-1, 1 машинист
	ПН-2	1 панель	56	Е4-1-8А	0,28	2,85	1,1	11,22	-
	ПН-3	1 панель		Е4-1-8А	0,28	9,99	1,1	39,27	-
	ПН-4	1 панель	56	Е4-1-8А	0,25	2,55	1	10,20	-
	ПН-5	1 панель	13	Е4-1-8А	0,3	0,710	1,2	2,81	-
	ПН-6	1 панель	1	Е4-1-8А	0,3	0,054	1,2	0,218	-
	ПВ-1	1 панель	70	Е4-1-8А	0,3	3,825	1,2	15,3	-
	ПВ-2	1 панель	140	Е4-1-8А	0,28	7,14	1,1	28,05	-
	ПВ-3	1 панель	98	Е4-1-8А	0,3	5,35	1,2	21,425	-
	ПВ-4	1 панель	84	Е4-1-8А	0,28	4,28	1,1	16,834	-
	ПВ-5	1 панель	56	Е4-1-8А	0,3	3,06	1,2	12,243	-
	ПВ-6	1 панель	84	Е4-1-8А	0,25	3,825	1,0	15,303	-
	ПВ-7	1 панель	1	Е4-1-8А	0,3	0,054	1,2	0,218	-
	Крепление наружных и внутренних стеновых панелей металлическими скобами	1 узел	560	Е4-1-23	-	-	0,31	31,62	Монтажники 4р-1
	Заливка швов	100 м	15,12	Е4-1-26	-	-	18,5	50,96	Монтажники 4р-1,3р-1

	Монтаж панелей перегородок	1 панель	14	Е4-1-8А	0,25	0,637	1	2,55	Монтажники 5р-1,4р-1,3р-1,2р-1, 1 машинист
	Крепление панелей перегородок металлическими скобами	1 узел	28	Е4-1-23	-	-	0,31	1,58	Монтажник 4р-1
	Заливка швов панелей перегородок	100м	0,756	Е22-1-26	-	-	18,5	2,54	Монтажники 4р-1,3р-1
	Монтаж плит перекрытия: ПП-1	1 плита	112	Е4-1-7	0,28	12,85	1,1	50,50	Монтажники 4р-1,3р-2, 2р-1 Машинист -1
	ПП-2	1 плита	14		0,28	2,14	1,1	8,417	
	Сварка плит перекрытия	10 м	0,756	Е22-1-1	-	-	3,18	0,437	Сварщики 6р-1,5р-1,4р-1,3р-1
	Заливка швов плит перекрытия	100м	27,3	Е4-1-26	-	-	6,4	31,83	Монтажники 4р-1,3р-1
	Монтаж сантех. кабины :	1 элем.	84	Е4-1-18	0,24	3,672	0,96	14,69	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-1,2р-1 Машинист-1
	Монтаж шахты лифта: ШЛ-1	1 элем	14	Е4-1-15	0,35	0,829	1,4	3,57	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2 Машинист - 1
	Сварка шахты лифта	10м	1,68	Е22-1-1	-	-	3,18	0,973	Сварщики 6р-1,5р-1,4р-1,3р-1
	Монтаж лестничных площадок: ЛП-1	1 элем	28	Е4-1-10	0,55	2,8	2,2	11,22	Монтажник 4р-2,3р-1, 2р-1 Машинист-1
	Сварка лестничных площадок	10м	1,12	Е22-1-1	-	-	3,18	0,648	Сварщики 6р-1,5р-1,4р-1,3р-1
	Монтаж лестничных маршей: ЛМ-1	1 элем	1	Е4-1-10	0,42	0,076	1,7	0,309	Монтажник 4р-2,3р-1, 2р-1 Машинист-1
	ЛМ-2	1 элем	28		0,42	2,16	1,7	8,67	

	Монтаж труб мусоропровода	1 звено	14	Е4-1-14	0,3	0,765	0,98	2,49	Монтажник 4р-1,3р-1, 2р-1 Машинист-1
	Монтаж вентиляционных блоков ВБ-1	1 элем	56	Е4-1-14	0,25	2,55	1	10,2	Монтажник 4р-2,3р-1, 2р-1 Машинист-1
	Монтаж плит лоджий	1 плита	28	Е4-1-12	0,25	0,956	0,75	3,825	Монтажник 4р-1,3р-2, 2р-1 Машинист-1
	Монтаж парапетых плит	1 плита	40	Е4-1-8Б	0,15	1,093	0,6	4,4372	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1,2р-1 Машинист -1
	Монтаж плит покрытия КП-1	1 плита	16	Е4-1-7	0,47	1,37	1,9	5,53	Монтажник 4р-1,3р-2, 2р-1 Машинист -1
	КП-2	1 плита	4		0,25	0,182	1	0,728	
	Монтаж лотковых плит	1 плита	10	Е4-1-7	0,08	0,145	0,32	0,583	Монтажник 4р-1,3р-2, 2р-1 Машинист -1
	Сварка плит покрытия	10м	1,26	Е22-1-1	-	-	3,18	0,729	Сварщики 6р-1,5р-1,4р-1,3р-1
	Заливка швов плит покрытия	100м	27,3	Е4-1-26	-	-	6,4	21,84	Монтажник 4р-1, 3р-1
	Гидроизоляция швов бутил - каучуковой лентой	10м	27,3	Е4-1-27	-	-	0,78	3,87	Монтажник 4р-1,3р-1
	Антикоррозионное покрытие	На 10 стыков	1176	Е4-1-22	-	-	1,1	235,6	Монтажник 4р-1,2р-1

Заключение

Квартира – это та среда в которой человек проводит большую часть своего времени. Это важный элемент в жизни, который благоприятствует развитию. При проектировании жилого дома с встроенными помещениями общественного назначения, была изучена специальная и техническая литература, современные строительные нормы и материалы. Спроектированное жилье отвечает санитарно-гигиеническим качествам по теплозащите, естественному освещению и звукоизоляции от шума. Применение крупнопанельного домостроения сократить расход на материалы и время для производства работ. Применение эффективных материалов , позволяет увеличить сроки эксплуатации. Что немаловажно в наше время и позволяет снизить расходы на эксплуатацию зданий.

При выполнении дипломной работы я закрепил свои знания в проектировании, а также навыки в работе с нормативной документацией.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 131.13330.2012. СВОД ПРАВИЛ. Строительная климатология. Актуализированная редакция. СНиП 2.01.07-85*. - М: Минрегион России, 2012. – 109с.
2. СП 50.13330.2012. Актуализированная редакция «СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий»». – М.: Стройиздат, 2004.

3. СП 23-101-2004. Проектирование тепловой защиты зданий. – М.: Стройиздат, 2005.

4. ГОСТ Р 54851-2011. Национальный стандарт Российской Федерации «Конструкции строительные ограждающие неоднородные». – М.: Стандартинформ, 2012.

5. СП 20.13330.2011. СВОД ПРАВИЛ. Нагрузки и воздействия. Актуализи-рованная редакция. СНиП 2.01.07-85*. М: Минрегион России, 2010. – 80 с.

6. СП 63.13330.2012. СВОД ПРАВИЛ. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция. СНиП 52-01-2003. М: Минрегион России, 2012. – 155 с.
7. СП 45.13330.2012 актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 «Земля-ные сооружения, основания и фундаменты».

8. СП 22.13330.2011. СВОД ПРАВИЛ. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М: Минрегион России, 2011. – 166 с.
9. ГОСТ 23407-78. Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительно-монтажных работ. Технические условия.

10. СП 48.13330.2011. СВОД ПРАВИЛ. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 «Организация строительства». М: Минрегион России, 2012;

11. СП 63.13330.2012. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция взамен СНиП 52-01-2003. М: Минрегион России, 2012.

12. СП 50-101-2004. Свод правил. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.

13. СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве. Часть I. Общие требования / ФГУ ЦОТС Госстрой России.- М.: Стройиздат, 2001.

14. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве. Часть II. Строи-тельное производство. Требования / ФГУ ЦОТС Госстрой России.- М.: Стройиз-дат, 2001.

15. ГОСТ 12.1.004.-91. Пожарная безопасность. Общие требования. - М: Комитет стандартизации и метрологии СССР, 1992. – 81 с.

16.ГОСТ 12.4.026-2001. ССБТ. Цвета сигнальные, знаки безопасности и разметка сигнальная. Назначение и правила применения. Общие технические тре-бования и характеристики. Методы испытаний.

17.ГОСТ 12.3.009-76 (СТ.СЭВ 3518-18). ССБТ. Работы погрузочные разгру-зочные. Общие требования безопасности.

18. ГОСТ 12.4.059-89. Система стандартов безопасности труда. Строитель-ство. Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия – М: Государственный строительный комитет СССР, 1990.

19. СНиП 12-01-2004. Организация строительства. – М: Росстрой, 2004.

20. Афанасьев, А.А. Технология строительных процессов: Учеб. / Афанась-ев А.А., Данилов Н.Н., Терентьев О.М. – М.: Высшая школа, 2000. – 464 с.

21. Дикман, Л.Г. Организация и планирование строительного производства. Управление строительными предприятиями с основами АСУ: Учеб. Для строи-тельных вузов и фак. 3 изд., перераб. и доп. / Л.Г. Дикман – М.: Высшая школа. 1988. - 559 с.

22. Карякин, А.А. Компьютерное моделирование, расчет и конструирование элементов жилых и общественных зданий повышенной этажности: учебное посо-бие / А.А. Карякин. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2014. – 158 с.

23. Соколов, Г.К. Технология и организация строительства: учебник/ Г.К. Соколов. - М.: Издательские центр "Академия", 2002.

24. Никоноров, С.В. Организация строительного производства: учебное по-собие по курсовому проектированию / С.В. Никоноров. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2007. – 39 с.