

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Южно-Уральский государственный университет»
(национальный исследовательский университет)
Институт «Архитектурно-строительный»
Кафедра «Строительное производство и теория сооружений»

РАБОТА (ПРОЕКТ) ПРОВЕРЕНА

Репензент

_____ (должность)

_____ (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ

Заведующий кафедрой СПТС

_____ (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

«Десятиэтажный жилой дом с помещениями общественного назначения в г. Челябинске»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ
ЮУрГУ-08.03.01.2018. ____ ПЗ ВКР

Консультанты

Архитектура,

Доцент (должность)

Клавдиева И.Н. (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

Руководитель проекта,

Ассистент (должность)

Шурова Е. С. (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

Конструкции,

Зав. кафедрой Сив (должность)

Шиньков М.В. (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

Автор работы (проекта)

студент группы _____ - _____

Брамян (И.О. Ф.)

_____ 201 г.

Технология,

Ассистент (должность)

Шурова Е. С. (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

Нормоконтролер,

Ассистент (должность)

Шурова Е. С. (И.О. Ф.)

_____ 201 г.

Организация,

Ассистент (должность)

_____ (И.О. Ф.)

_____ 2018 г.

_____ (должность)

_____ (И.О. Ф.)

_____ 201 г.

Челябинск 2018

АННОТАЦИЯ

Абрамян С. Пояснительная записка к выпускной квалификационной работе. 10-ти этажный жилой дом с помещениями общественного назначения в г. Челябинске. – Челябинск: ЮУрГУ, АСИ, кафедра СТПС; 2018, 94 с., библиогр. список – 24 наименования, 6 листов чертежей ф. А1.

В представленной выпускной квалификационной работе разработан проект 10-ти этажного жилого дома с помещениями общественного назначения в г. Челябинске. 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.

					08.03.01.2018.401 ПЗ ВКР			
Изм	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Зав. каф.	Пикус				10-ти этажный жилой дом с помещениями общественного назначения в г. Челябинске	Стадия	Лист	Листов
Н. контр.	Шульга						3	94
Руководит.	Шульга					Кафедра СТПС		
Консультант	Шульга							
Дипломник	Абрамян							

Содержание

Введение.....	6
1.Архитектурный раздел.....	7
1.1Характеристика участка строительства.....	7
1.2 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта.....	9
1.3. Конструктивные решения.....	10
1.4 Расчет наружной ограждающей конструкции.....	12
1.5 описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта.....	16
1.6 Пожарная безопасность.....	16
2. Конструктивный раздел	
2.1 Исходные данные для проектирования.....	18
2.2 Геологическая ситуация.....	26
2.3 Глубина сезонного промерзания.....	30
2.4. Расчет свайного фундамента.....	31
2.5 Расчет ростверка.....	51
2.5.1 Расчет ростверка на продавливание.....	52
2.5.2 Расчет ростверка.....	52
3. Организация строительного производства	
3.1 Описание организации СМР.....	60
3.2 Расчет временных сооружений и разработка временного строительного генерального плана.....	61
3.2.1 Назначение стройгенплана.....	61
3.2.2 Транспортные коммуникации.....	62
3.2.3. Выбор крана.....	63
3.2.4. Расчет границы опасной зоны крана.....	64
3.2.5 Обоснование потребности строительства в складах.....	64
3.2.6 Расчет потребности строительства во временных зданиях и сооружениях.....	66
3.2.7 Потребность строительства в электроэнергии.....	67
3.2.8 Потребность строительства в освещении.....	69
3.2.9 Потребность строительства в воде.....	69
3.3 Требования безопасности при производстве работ.....	70
3.3.1 Требования безопасности при земляных работах.....	72
3.3.2 Требования по охране окружающей среды.....	76
3.3.3. Требования безопасности после завершения работ.....	77
4. Описание технологии производства работ	
4.1 Описание технологии земляных работ.....	79

4.2 Описание технологии свайных работ.....	81
4.3 Описание технологии опалубочных, арматурных и бетонных работ.....	84
4.4 Приемка свайных работ.Контроль качества.....	88
4.5 Расчет проектного отказа свай.....	89
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	92

Введение

Трудно недооценить значение фундамента в современном строительстве. Ведь даже само слово фундамент из общестроительного термина превратилось в нарицательное имя, которым обозначают основу всех основ. Фундаменты являются опорной частью здания. Их предназначение - передача нагрузки от конструкций, расположенных выше на основание (грунт). Конструкция, материал и глубина заложения фундаментов зависит от величины и характера действующих на фундамент нагрузок, от капитальности и конструктивных особенностей здания (наличия подвала, фундаментов под оборудование, фундаментов от примыкающих зданий и т.п.) и от природных условий строительной площадки (глубина промерзания грунтов, характер их залегания, наличие грунтовых вод и др.).

Надёжное функционирование фундамента в большой мере влияет на качества здания, выявляемые при эксплуатации, его капитальность, долговечность.

Стабильность и прочность здания, трудоемкость и цена строительства во многом находятся в зависимости от того, как правильно подобрана глубина заложения фундамента, что, в собственную очередь, ориентируется глубиной промерзания грунтов, степенью их пучения, уровнем стояния грунтовых вод, возможностью грунта к капиллярному подсосу, рядом иных условий.

Стоимость возведения фундаментов, как правило, составляет 15-25% стоимости дома, а исправление допущенных ошибок длительная и дорогая процедура, которая подчас вообще едва возможна.

1. Архитектурный раздел

1.1 Характеристика участка строительства:

Месторасположение – г. Челябинск, Курчатовский район, в микрорайоне №50 жилого районе №12 Краснопольской площадки №1

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°C

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 253,4 в Балтийской системе высот.

На территорию жилого дома предусмотрен въезд с ул.Александра Шмакова.

Вокруг дома предусмотрен круговой пожарный объезд, запроектированы открытые автостоянки для временного хранения автомобилей вдоль проездов, что соответствует требованиям "Технического регламента о требованиях пожарной безопасности" от 22 июля 2008г. №123-ФЗ(ред.от 10.07.2012). Вдоль пожарных проездов организованы пешеходные тротуары 1,5 м.

Благоустройство придомовой территории выполнено в соответствии с государственными нормами, правилами и стандартами: СНиП 2.07.01-89*"

Градостроительство (Актуализированная версия). Планировка и застройка городских и сельских поселений", а также СанПиН 2.2.1/2.1.1.1200-03 "Санитарно-защитные зоны и санитарная классификация предприятий, сооружений и иных объектов".

На территории жилого дома запроектированы ; спортивная площадка, детская игровая площадка с установкой игрового оборудования для детей от 3 до 12 лет и площадка для сбора мусора, огороженная с трех сторон невысоким ограждением и озеленением.

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.

Перепад отметок на участке проектирования жилого дома № 14 вдоль ул. Шмакова практически отсутствует. Натурные отметки колеблются в пределах 253,40 - 253,05. На участке проектирования имеются территории без естественного стока, требующие подсыпки территории.

Высотное положение улицы Ал. Шмакова местами выше натуральных отметок территории на 0,2-0,3 м, вертикальная планировка жилого дома №14 решена в увязке с проектными отметками прилегающей улицы Ал.Шмакова, в насыпи для обеспечения естественного стока дождевых вод с территории проектирования и с учетом отметок прилегающих территорий.

Водоотвод с территории проектирования решен поверхностным стоком по лоткам внутриквартальных проездов с выпуском на проезжую часть улицы Ал. Шмакова и в проектируемый водоотводный лоток для перепуска дождевых вод на проезд ул. Шмакова.

Основные технико-экономические показатели участка.

Площадь участка в границах - 0,48 га

Площадь застройки - 0,74 тыс. м²

Площадь покрытий - 2,76 тыс. м²

Площадь озеленения - 1,34 тыс. м²

Основные технико-экономические показатели участка.

Площадь участка в границах - 0,48 га

Площадь застройки - 0,74

Площадь покрытий - 2,76

Площадь озеленения - 1,34 тыс

1.2 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта

капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.

10-ти этажный жилой дом состоит из одной секций с площадью квартир на этаже каждой из них менее 500 кв.м. На первом этаже располагаются помещения общественного назначения.

Состав квартир:

2 комнатная (2 шт.):

-кухня-столовая

-комната

-комната

-коридор

-лоджия

-санузел

2 (ст.+1, 2шт.):

-спальня

-кухня-ниша

-санузел

-передняя

-лоджия.

Высота технического подполья (от пола до пола) - 2,10 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 . На первом этаже предусмотрены помещения общественного назначения. Для обеспечения санитарно—эпидемиологических требований вход в жилую часть дома организован через тамбур глубиной более 1,5 м. Входные группы жилой части дома и офисных помещений оснащены пандусами.

Конструктивная схема здания — перекрестно-стенная, 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 1000кг. 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. -0,940. Шахта лифта расположена в центре лестнично—лифтового узла, что исключает соседство с жилыми комнатами.

1.3. Конструктивные решения:

1. Фундаменты — сборный ленточный фундамент из блоков (ФЛ) .
2. Наружные стены технического этажа - горизонтальная гидроизоляция - на отм. -2,200 - цементно—песчаный раствор состава 1:2 толщиной

20мм от отм. -2,200 до отм. -0,040 — цокольные однослойные панели: наружные - толщиной 350 ММ из бетона на граншлаке, $\gamma=2000$ кг/м³, вертикальная гидроизоляция - обмазка горячим битумом за два раза цокольных панелей 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 160 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 — железобетонные панели толщиной 100 и 120 мм, кирпичные - толщиной 120 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 (: домофоном.
 - Двери ведущие на чердак - противопожарные, сертифицированные с пределом огнестойкости E130.
21. Двери внутренние:
- Входные двери квартир - стальные по ГОСТ 31173-2003;
- Межкомнатные двери квартир - деревянные по ГОСТ 6629-88
22. Окна:
- оконные блок — 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.

1.4 Расчет наружной ограждающей конструкции

Расчет произведен в соответствии с требованиями следующих нормативных документов [1], [2], [3], :

Расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания: $t_{в}=20^{\circ}\text{C}$

Согласно таблицы 1 [1], при температуре внутреннего воздуха здания $t_{int}=21^{\circ}\text{C}$ и относительной влажности воздуха $\varphi_{int}=55\%$ влажностный режим помещения устанавливается, как нормальный.

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

$$Ro^{mp} = a \cdot ГСОП + b$$

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, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$ по формуле (5.2) [1]

$$\text{ГСОП} = (t_{в} - t_{от}) z_{от}$$

где $t_{в}$ -расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания, $^{\circ}\text{C}$

$$t_{в} = 21^{\circ}\text{C}$$

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

$$t_{ов} = -6.5^{\circ}\text{C}$$

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

$z_{от}=218$ сут.

Тогда

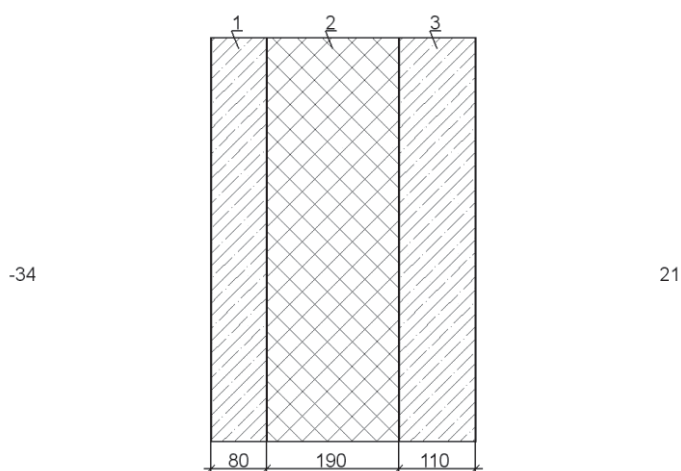
$$ГСОП=(21-(-6.5))218=5995 \text{ } ^\circ\text{C}\cdot\text{сут}$$

По формуле в таблице 3 [1] определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередачи $R_o^{тp}$ ($\text{м}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{Вт}$).

$$R_o^{\text{норм}}=0.00035\cdot 5995+1.4=3.5\text{ м}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

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 $\delta_1=0.08\text{ м}$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{A1}=1.92\text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$, паропроницаемость $\mu_1=0.03\text{ мг}/(\text{м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па})$

2. Пенополистирол ГОСТ 15588 ($\rho=150\text{ кг}/\text{м.куб}$), толщина $\delta_2=0.19\text{ м}$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{A2}=0.052\text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$, паропроницаемость $\mu_2=0.05\text{ мг}/(\text{м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па})$

3. Железобетон (ГОСТ 26633), толщина $\delta_3=0.11\text{ м}$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{A3}=1.92\text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{C})$, паропроницаемость $\mu_3=0.03\text{ мг}/(\text{м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па})$

Условное сопротивление теплопередаче $R_0^{усл}$, ($м^2\text{°C}/\text{Вт}$) 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, $\text{Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$, принимаемый по таблице 4 [1]

$$\alpha_{int} = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$$

α_{ext} - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода, принимаемый по таблице 6 [1] $\alpha_{ext} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$ -согласно п.1 таблицы 6 [1] для наружных стен.

$$R_0^{усл} = 1/8.7 + 0.08/1.92 + 0.19/0.052 + 0.11/1.92 + 1/23$$

$$R_0^{усл} = 3.91 \text{ м}^2\text{°C}/\text{Вт}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче $R_0^{пр}$, ($м^2\text{°C}/\text{Вт}$) определим по формуле 11 [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

$$R_0^{пр} = 3.91 \cdot 0.92 = 3.6 \text{ м}^2\text{°C}/\text{Вт}$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче $R_0^{пр}$ больше требуемого $R_0^{норм}$ ($3.6 > 3.5$) следовательно представленная ограждающая

конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

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

Проектируемый дом является угловым зданием квартала, что определяет его композиционную значимость. 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 композитных панелей фиолетового цвета на основном объеме здания;
- применение рисунка фиолетового цвета 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.

1.6 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 K0; перегородка межквартирная (и другие перегородки)- EI 30 и K0.

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 прокладки 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.

Мусоросборная камера имеет самостоятельный вход, изолированный от входа в здание глухой стеной (в данном случае кирпичная кладка), и выделяющийся противопожарными перегородками и перекрытием с пределами огнестойкости не менее REI* 60 и классом пожарной безопасности K0.

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 8.1.

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
IV	R 15	E 15	REI 15	RE 15	R 15	REI 45	R 15
V	Не нормируется						

Таблица 8.2.

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

Класс конструктивной пожарной опасности здания	Класс пожарной опасности строительных конструкций				
	Несущие стержневые элементы (колонны, ригели, фермы)	Наружные стены с внешней стороны	Стены, перегородки, перекрытия и бесчердачные покрытия	Стены лестничных клеток и противопожарные преграды	Марши и площадки лестниц в лестничных клетках
C0	K0	K0	K0	K0	K0
C1	K1	K2	K1	K0	K0
C2	K3	K3	K2	K1	K1
C3	НЕ НОРМИРУЕТСЯ			K1	K3

2.1 Исходные данные для проектирования

Схема представлена на рисунке 2.1

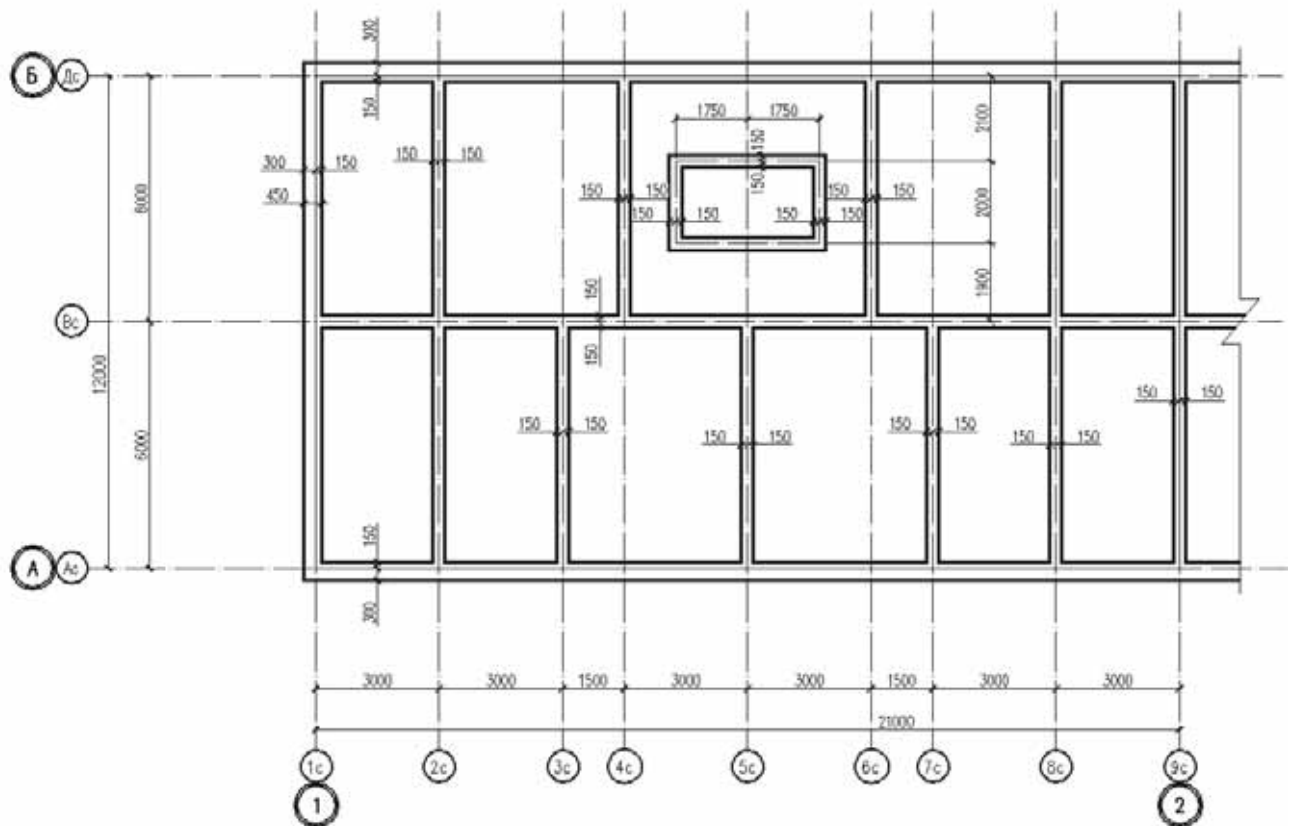


Рисунок 2.1. План расположения фундаментов в осях 1-2.

Место строительства – город Челябинск.

Температура зимних месяцев:

$$M_t = -15.8 - 14.3 - 7.4 - 6.2 - 12.9 = -56.6^{\circ}\text{C}$$

Сбор нагрузок на ленточный ростверк.

Рисунок 2. 2. Нагрузки на каркас.

Таблица 2.1. Сбор нагрузок.

	Наименование		Нагрузка, кПа		
	N	Состав	Норм.		Расч.
10-этажное жилое здание		Стеновые панели наружные $\rho = 2,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 350$ мм	8,58	1,1	9,44
		Стеновые панели внутренние $\rho = 2,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 160$ мм	3,92	1,1	4,31
		Плиты перекрытия $\rho = 2,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 160$ мм	3,92	1,1	4,31
		Пол – ЦП-стяжка $\rho = 2,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 80$ мм – Линолеум коммерческий	1,96	1,3	2,55
		Покрытие – Мембрана $q = 5 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ – Утеплитель $\rho = 0,12 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 200$ мм – Разуклонка $\rho = 0,6 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$, $t = 150$ мм	1,17	1,3	1,52
		Полезная в квартирах	1,50	1,3	1,95
		Полезная на балконы	2,0	1,2	2,4
		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

$$k(34,9)=1,072 \quad \zeta(29,8)=0,826$$

$$\rho=b=42 \text{ м} \quad \chi=h=34,9 \text{ м} \quad \nu=0,683$$

Ветровая нагрузка равна:

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c = 0,30 \cdot 1,072 \cdot (0,8 + 0,5) = 0,418 \text{ кПа}$$

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot \nu = 0,418 \cdot 0,826 \cdot 0,683 = 0,236 \text{ кПа}$$

$$w = 0,418 + 0,236 = 0,654 \text{ кПа}$$

$$\text{Для балконов: } w = \frac{1}{1,3} 0,654 \text{ кПа} = 0,503 \text{ кПа}$$

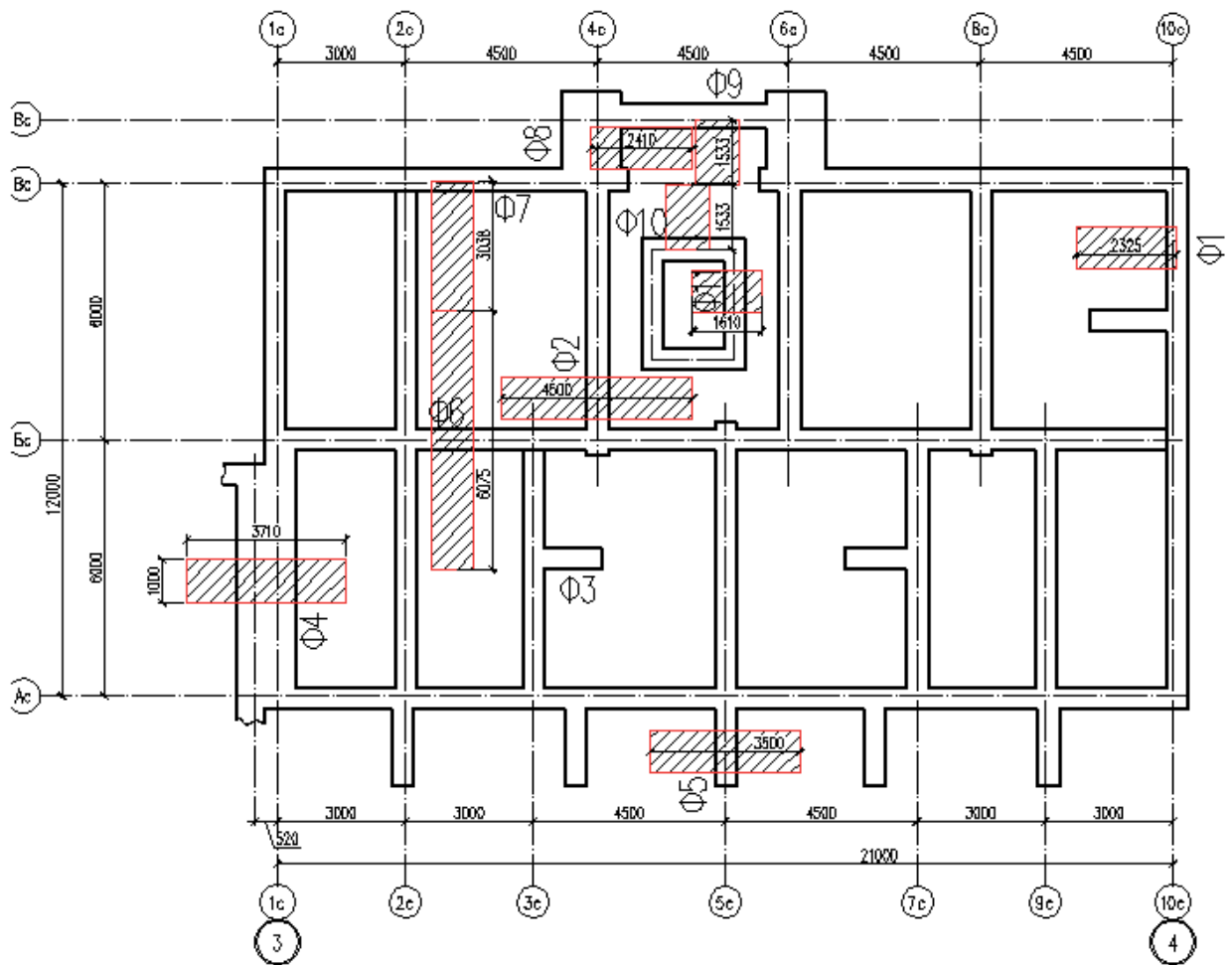


Рисунок 2. 3. Маркировка расчетных грузовых площадей в осях 1-2.

Расчет наружного фундамента Ф 1,

$$\text{Грузовая площадь: } A_1 = 2,325 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 2,325 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 35,75 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 35,75 \cdot 8,58 + 2,325 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 1,5 + 1,26) + \frac{35,75^2 \cdot 0,654}{2 \cdot 21} = 306,7 + 2,325 \cdot 87,5 + 19,9 = 530,1 \text{ кН}$$

Расчет внутреннего фундамента Ф 2,

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

На фундамент приходит нагрузка от внутренней стены с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 34,69 \cdot 3,92 + 4,5 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 1,5 + 1,26) = 136,0 + 4,5 \cdot 87,5 = 529,8 \text{ кН}$$

Расчет внутреннего фундамента Ф 3

$$\text{Грузовая площадь: } A_3 = 0 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 0 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от внутренней стены с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 34,69 \cdot 3,92 = 136,0 \text{ кН}$$

Расчет внутреннего фундамента Ф 4 между блок-секциями

$$\text{Грузовая площадь: } A_4 = 3,71 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 3,71 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от двух внутренних стен с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 2 \cdot 34,69 \cdot 3,92 + 3,71 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 1,5 + 1,26) + \frac{35,75^2 \cdot 0,654}{2 \cdot 21} = 272,0 + 3,71 \cdot 87,5 + 19,9 = 616,6 \text{ кН}$$

Расчет внутреннего фундамента Ф 5 под балконы

$$\text{Грузовая площадь: } A_4 = 3,79 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 3,79 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от внутренних стен с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 34,69 \cdot 3,92 + 3,79 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 2,0 + 1,26) + \frac{35,75^2 \cdot 0,503}{2 \cdot 4,075} = 136,0 + 3,79 \cdot 93,0 + 78,9 = 567,4 \text{ кН}$$

Расчет фундамента крайнего, не опорного ФЛ 6

$$\text{Грузовая площадь: } A_6 = 6,075 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 6,08 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 35,75 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей не приходит, т.к. плиты перекрытия не опираются на эти стены. Распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 35,75 \cdot 8,58 + \frac{35,75^2 \cdot 0,654}{2 \cdot 12} = 306,7 + 34,8 = 341,5 \text{ кН}$$

Расчет фундамента среднего, не опорного ФЛ 7

$$\text{Грузовая площадь: } A_7 = 3,038 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 3,038 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 35,75 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей не приходит, т.к. плиты перекрытия не опираются на эти стены.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 35,75 \cdot 8,58 = 306,7 \text{ кН}$$

Расчет фундамента выступающей части лестнично-лифтового узла ФЛ 8

$$\text{Грузовая площадь: } A_8 = 2,410 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 2,41 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 35,75 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 35,75 \cdot 8,58 + 2,41 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 3,0 + 1,26) + \frac{35,75^2 \cdot 0,654}{2 \cdot 4,81} = 306,7 + 2,41 \cdot 104,0 + 86,9 = 644,3 \text{ кН}$$

Расчет фундамента лестнично-лифтового узла ФЛ 9

$$\text{Грузовая площадь: } A_9 = 1,533 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 1,53 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от наружной стены с высоты 35,75 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия, распределенный на здание ветер.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 35,75 \cdot 8,58 + 1,53 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 3,0 + 1,26) + \frac{35,75^2 \cdot 0,654}{2 \cdot 13,6} = 306,7 + 1,533 \cdot 104,0 + 30,7 = 496,9 \text{ кН}$$

Расчет фундамента лестнично-лифтового узла ФЛ 10

$$\text{Грузовая площадь: } A_{10} = 1,533 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 1,53 \text{ м}^2$$

На фундамент приходит нагрузка от внутренних стен с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 34,69 \cdot 3,92 + 1,53 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 3,0 + 1,26) = 272,0 + 1,533 \cdot 104,0 = 431,4 \text{ кН}$$

Расчет фундамента лестнично-лифтового узла ФЛ 11

Грузовая площадь: $A_{11} = 1,61 \text{ м} \cdot 1 \text{ пм} = 6,08 \text{ м}^2$

На фундамент приходит нагрузка от внутренних стен с высоты 34,69 м, нагрузка на грузовую площадь с этажей, с покрытия.

Нагрузка на 1 п.м. фундамента:

$$N = 34,69 \cdot 3,92 + 1,61 \cdot (12 \cdot 3,92 + 11 \cdot 1,96 + 1,17 + 11 \cdot 3,0 + 1,26) \\ = 272,0 + 1,61 \cdot 104,0 = 439,5 \text{ кН}$$

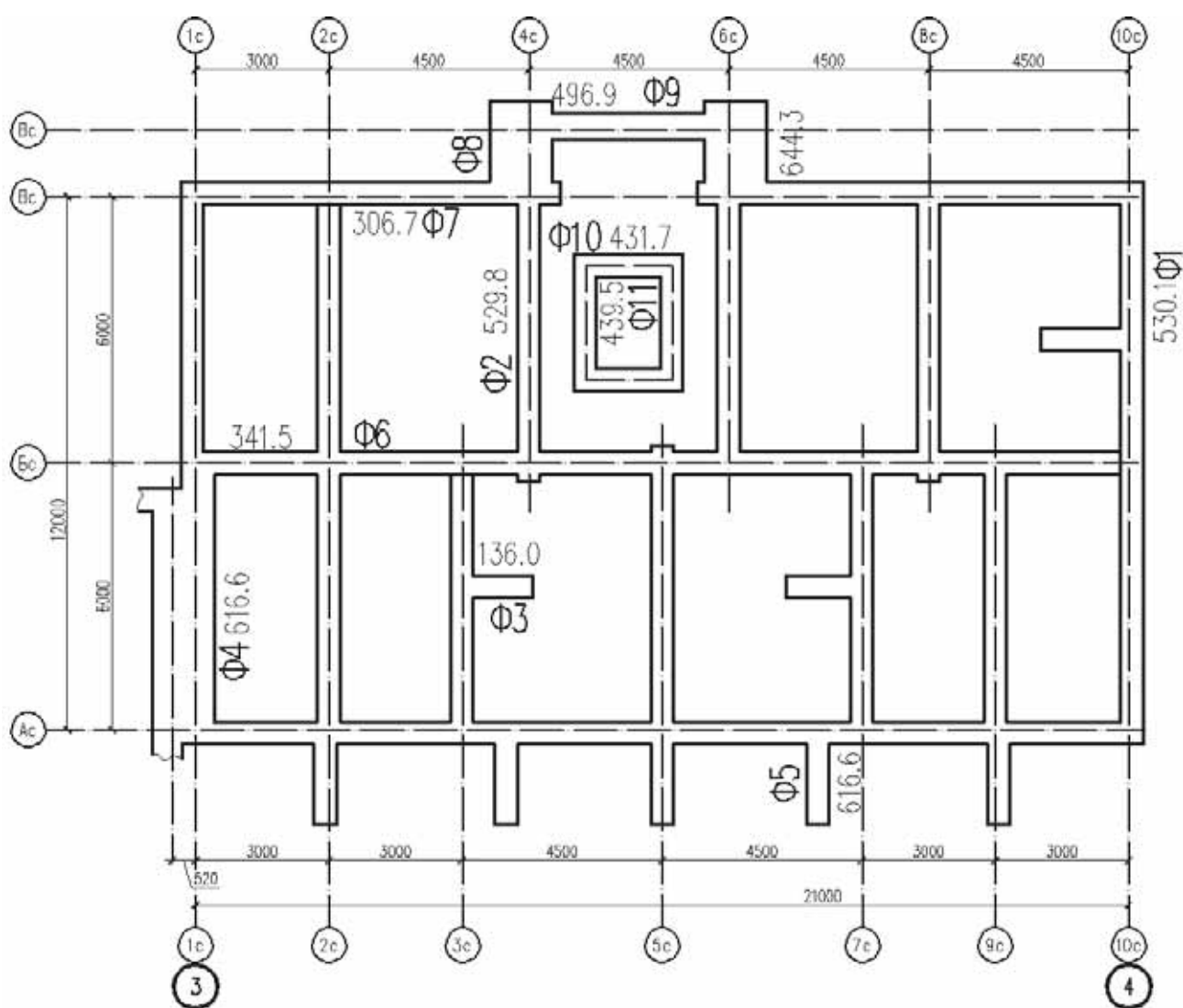


Рисунок 2.4. Нагрузки на фундамент

2.2. Геологическая ситуация.

ИГЭ 1

– *Техногенные отложения - tQ_{IV}*

Насыпной грунт – темно-серого, черного цвета, суглинистый, с примесью поч-вы, с включением щебня, дресвы, песка. Грунт вскрыт мощностью 0.2– 1.8 м;

По данным статического зондирования среднее значение удельного сопротивления грунта $q_c = 1.3$ МПа. Расчетное сопротивление грунта принимается по табл. В.9 СП 22.13330.2011 $R_0 = 80$ кПа.

В качестве основания фундаментов зданий насыпной грунт не используется.

ИГЭ 2

– *Делювиально-пролювиальные отложения - $dprQ_{IV}$*

Суглинок полутвердой консистенции, коричневого, серо-коричневого цвета, с карбонатными включениями, с марганцовистыми вкраплениями, слабозапесоченный, мощностью 0.5 - 1.4 м.

Таблица 2.1

Наименование показателей		Ед.изм.	Нормат. знач.	
1	Плотность частиц грунта	ρ_s	г/см ³	2.70
2	Плотность грунта	ρ	г/см ³	1.97
3	Плотность сухого грунта	ρ_d	г/см ³	1.69
4	Коэффициент пористости	e	-	0.62
5	Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды	ρ_w	кН/м ³	10.5
6	Природная влажность	W	д.ед.	0.18
7	Число пластичности	I_p	д.ед.	0.15
8	Показатель текучести	I_L	д.ед.	0.0
9	Коэффициент водонасыщения	S_r	д.ед.	0.78
10	Удельное сцепление	C	кПа	29
11	Угол внутреннего трения	φ	градус	23
12	Модуль деформации	E	МПа	18
13	Удельное сопротивление под конусом зонда	R	МПа	2.4
14	Расчетное сопротивление	R	кПа	270

ИГЭ 4

– Элювиальная мезозойская формация - eM

Суглинок, местами глина, от твердой до тугопластичной консистенции, пестроцветной окраски (светло-серой, серовато-зеленовато-желтой, серой, серовато-коричневой). Грунт жирный на ощупь, с прожилками и включениями гидроокислов железа и марганца; в кровле толщи на отдельных участках грунт бесструктурный, с усиливающимися к подошве слоя структурными связями, в основном, с хорошо сохранившейся мелко-среднезернистой структурой коренных пород; с дресвой до 10-20%. Грунт встречен повсеместно, мощностью 13.0 – 13.8 м, на полную мощность не пройден.

Суглинистые элювиальные грунты непросадочные, ненабухающие, по степени морозной пучинистости среднепучинистые.

Таблица 2.2

Наименование показателей		Ед.изм.	Нормат. знач.	
1	Плотность частиц грунта	ρ_s	г/см ³	2.71
2	Плотность грунта	ρ	г/см ³	1.94
3	Плотность сухого грунта	ρ_d	г/см ³	1.57
4	Коэффициент пористости	e	-	0.72
5	Удельный вес с учетом взвешивающего действия воды	ρ_w	кН/м ³	9.9
6	Природная влажность	W	д.ед.	0.23
7	Число пластичности	J_p	д.ед.	0.16
8	Показатель текучести	J_L	д.ед.	<0
9	Коэффициент водонасыщения	S_r	д.ед.	0.87
10	Коэффициент фильтрации	K_ϕ	м/сут	0,032
10	Удельное сцепление	C	кПа	35
11	Угол внутреннего трения	φ	градус	25
12	Модуль деформации	E	МПа	14
14	Расчетное сопротивление	R	кПа	230

Грунтовые воды

В пределах исследованной территории распространены подземные пластово-поровые грунтово-трещинные подземные воды коры выветривания коренных пород, представленной суглинистым материалом, которые доминируют в разрезе, максимально локализуясь в местах, обогащенных крупнообломочным и песчаным материалом. В покровных делювиально-пролювиальных суглинках воды приурочены к зоне капиллярного поднятия.

Воды безнапорные, характеризуются атмосферно-инфильтрационным режимом питания.

Установившийся уровень подземных вод зафиксирован на глубинах 1.3 м – 1.9 м.

Водопроницаемость несущих грунтов оценивается следующим коэффициентом фильтрации для элювиальных суглинков (ИГЭ 4) - $K_f=0.07$ м/сут.

По данным гидрохимического опробования подземные воды пресные (сухой остаток 0.615 г/л), умерено-жесткие (5.9 мг-экв/дм³), слабощелочные (рН=7.5), гидрокарбонатно-натриевые.

По отношению к бетонам с маркой по водонепроницаемости W4 подземные воды в слабо- и сильнофильтрующих грунтах неагрессивные. Степень агрессивного воздействия подземных вод на арматуру железобетонных конструкций при периодическом смачивании неагрессивная; на металлические конструкции - средняя, на конструкции из углеродистой стали при их полном погружении – слабая.

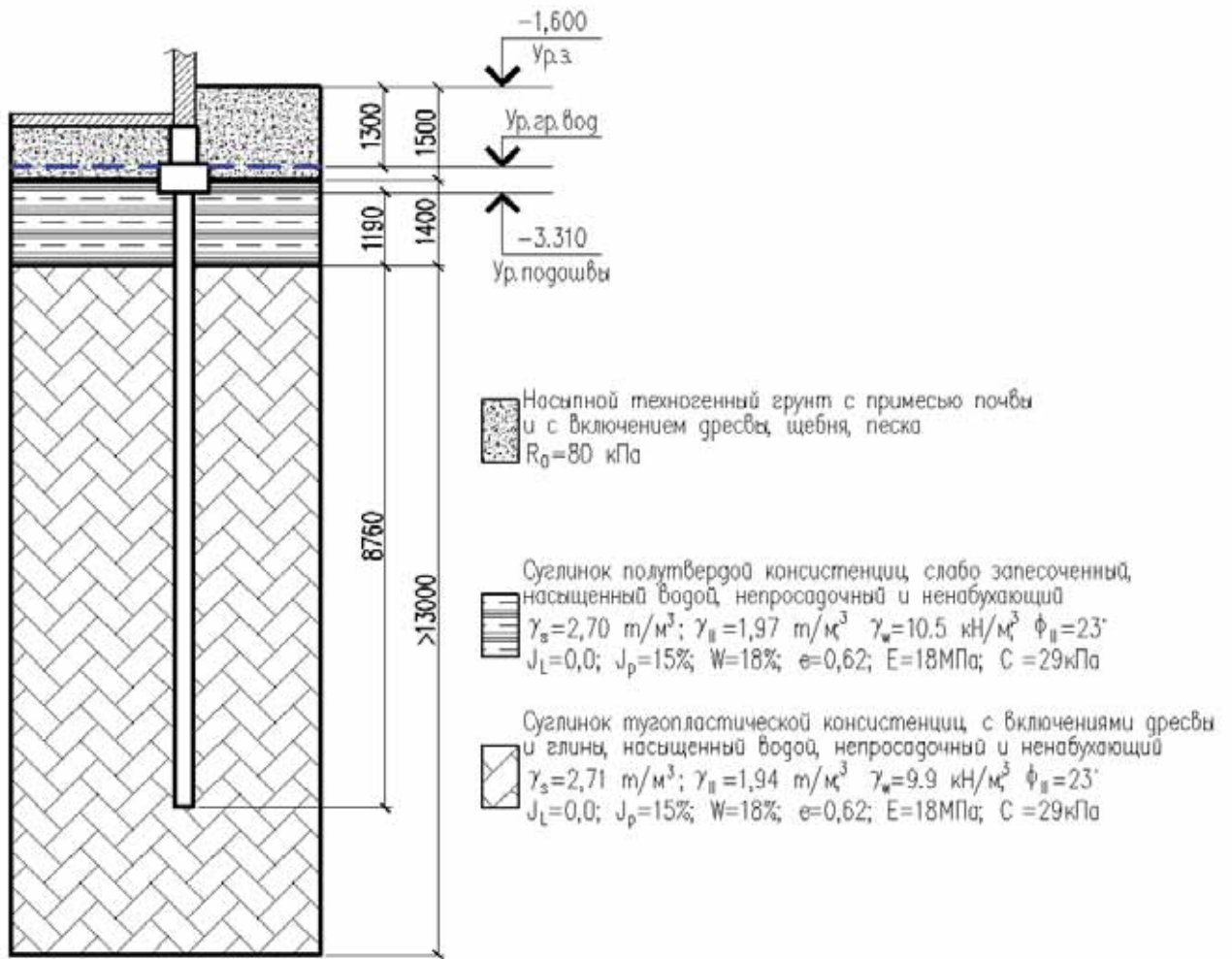


Рисунок 2.5. Грунтовая обстановка

2.3 Глубина сезонного промерзания

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 СП 131.13330.2017 «Строительная климатология».

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

Расчетная глубина промерзания для здания с подвалом $t = 15^\circ\text{C}$

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h = 1.73 \cdot 0.6 = 1.04 \text{ м}$$

Минимальная глубина заложения фундамента равна 1,04 м.

С учетом подвала глубина заложения равна 1,85 м.

2.3. Расчет свайного фундамента

В качестве фундамента являются забивные висячие сваи в монолитном ленточном ростверке.

Задаем забивные висячие сваи квадратного сечения 300x300 длиной 6м: сваи С6-30 по ГОСТ 19804.1-79.

Несущая способность одной сваи находим по формуле:

$$F_d = \gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{Cf} \cdot f_i \cdot h_i$$

где R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кН/м²;

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

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

U – наружный периметр сваи; $U = 0.3 \cdot 4 = 1.2$ м

A – площадь сечения сваи; $A = 0.3^2 = 0,09$ м²

f_i – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи.

Под нижним концом сваи находится песчаный гравелистый грунт

По методу интерполяции примем $R=10898$ кПа для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $J_L=0$, нижний конец сваи располагается на глубине 11,66м.

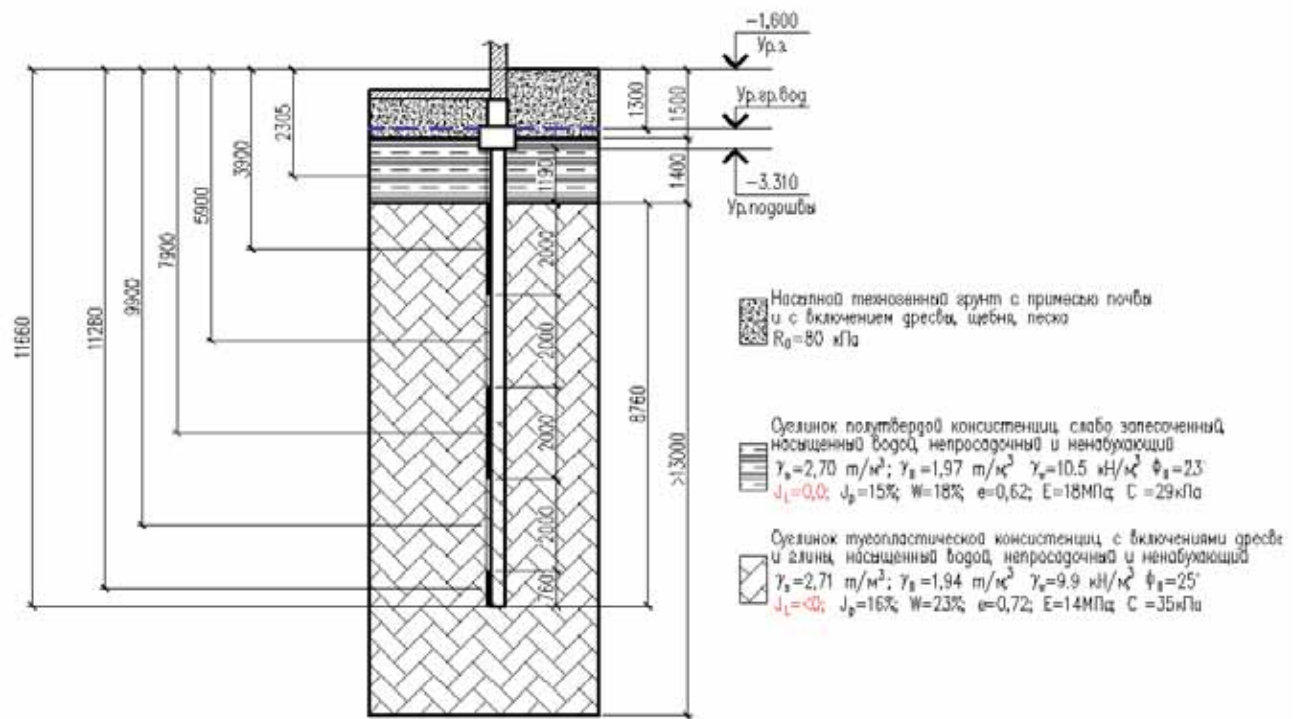


Рисунок 2.6. Расчетные значения Z

Тогда

$$\sum f_i \cdot h_i = 1,19 \cdot 43,83 + 2,0 \cdot (52,5 + 57,8 + 61,8 + 64,85) + 0,76 \cdot 66,792$$

$$= 576,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$F_d = 1 \cdot 10898 \text{ кПа} \cdot 0,09 \text{ м}^2 + 0,9 \text{ м} \cdot 1 \cdot 576,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 1500,0 \text{ кН}$$

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

$$\gamma_k = 1,4$$

$$N_{\text{доп}} = \frac{1500,0}{1,4} = 1071,4 \text{ кН}$$

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

Шаг свай для фундамента Ф1 не должен превышать

$$a = \frac{N_{\text{доп}}}{N} = \frac{1071.4 \text{ кН}}{530.1 \frac{\text{кН}}{\text{п. м.}}} = 2,0 \text{ м}$$

Требуемый шаг свай см. рисунок 2.7.

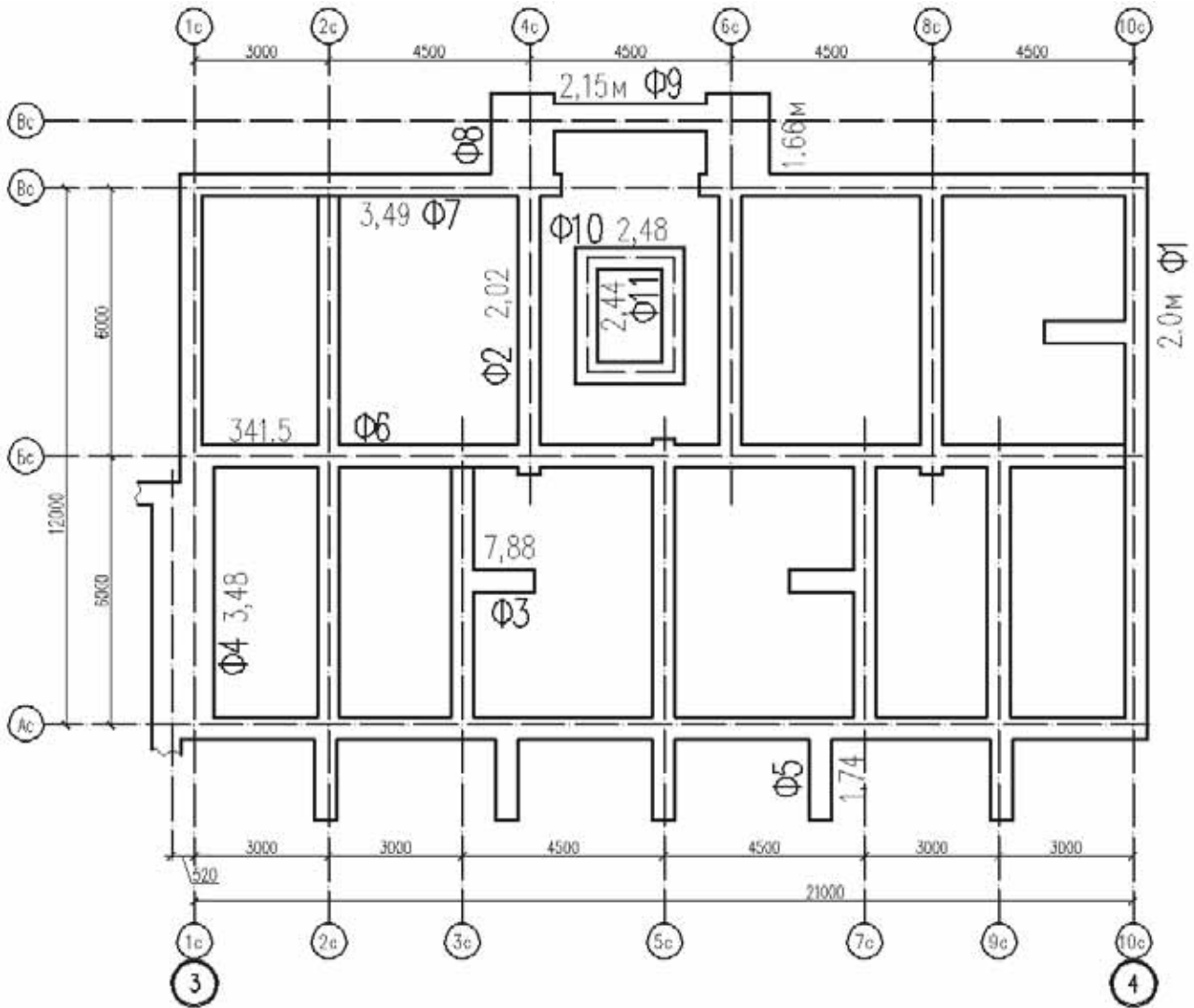


Рисунок 2.7. Требуемый шаг свай по несущей способности свай

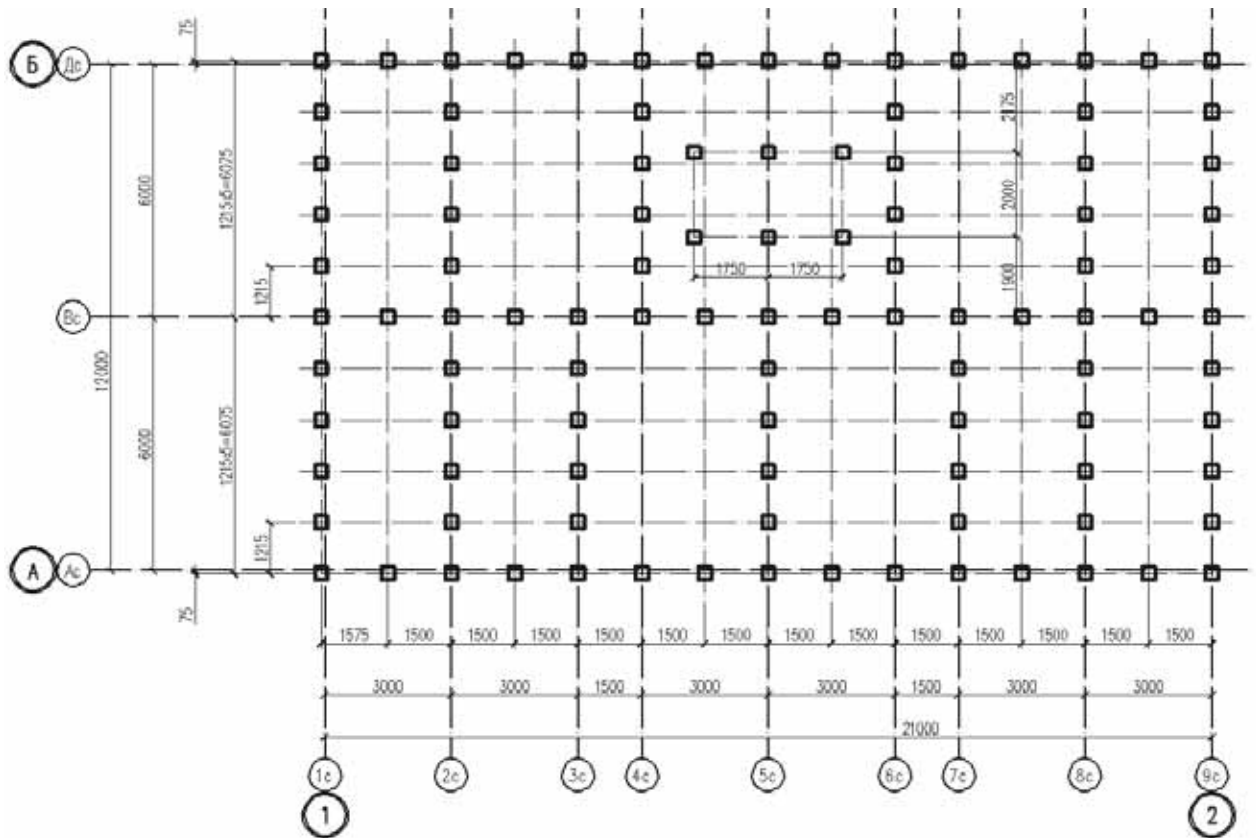


Рисунок 2.8. Принятый шаг свай

Расчет висячих свай по деформациям

Осредненный угол трения равен:

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{23^\circ \cdot 1,19 + 25^\circ \cdot 8,76}{9,95} = 24,76^\circ$$

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:

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} = \frac{24,76^\circ}{4} = 6,19^\circ$$

Величины $b_{\text{усл}}$, $l_{\text{усл}}$ и $d_{\text{усл}}$ найдем по чертежу.

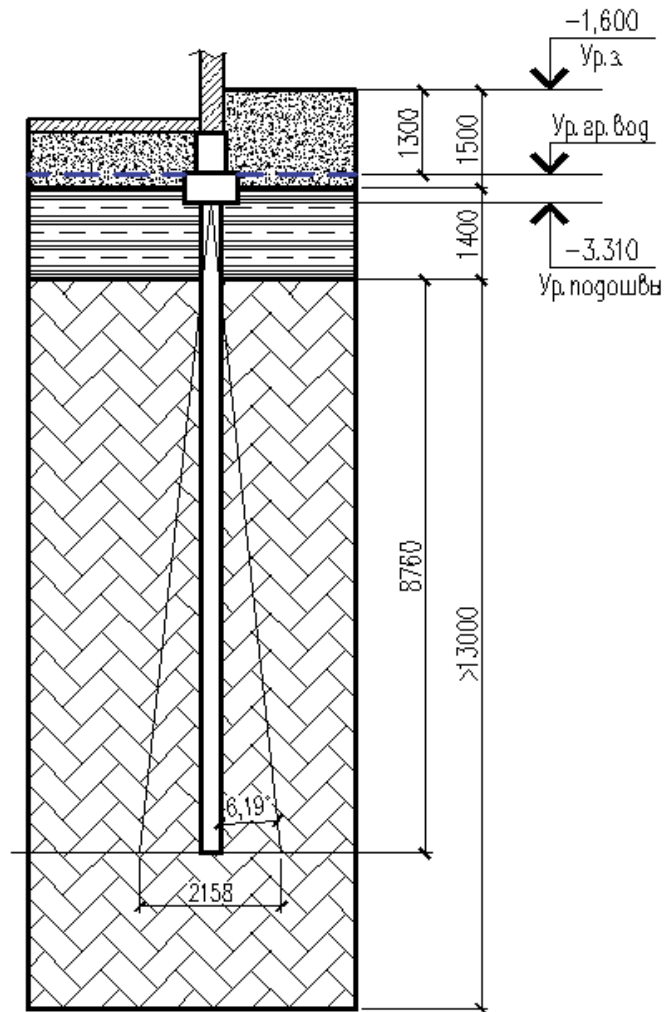


Рисунок 2. 9. Определение ширины условного фундамента $b_{\text{усл}}$

Расстояние до края условного фундамента не должна превышать $2d$. Для ростверка Ф1 $b_{\text{усл}} = 4 \cdot d = 1200$ мм, шаг свай $l_{\text{усл}} = 1000$ мм и $d_{\text{усл}} = 11660$ мм.

Расчет подстилающего слоя для условного фундамента Ф 1:

Напряжение под подошвой условного фундамента равно:

$$p = \frac{N \cdot a}{A} + d_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{mt}} = \frac{530,1 \frac{\text{кН}}{\text{п. м}} \cdot 1,0 \text{ м}}{1,200 \text{ м} \cdot 1,0 \text{ м}} + 11,66 \text{ м} \cdot 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 675,0 \text{ кПа}$$

где a – шаг свай.

Расчетное сопротивление грунта равно:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, условий работы;

k - коэффициент, принимаемый равным: $k_1 = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) 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/м³ (тс/м³);

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

$$\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 1,97 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 19,31 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (тс/м²);

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 11,010 + \frac{0,2 \cdot 2,5}{1,97} = 11,26 \text{ м}$$

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, т/м³;

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

Ширина фундамента $b_{\text{усл}} = 1200$ мм, k , $\gamma_{\text{с1}}$ и $\gamma_{\text{с2}}$ принимаются равными 1, $d_b = 0,45$ м. Угол внутреннего трения, $\varphi_{\text{II}} = 25^\circ$, откуда принимаем $M_\gamma = 0,78$; $M_q = 4,11$; $M_c = 6,67$, $C=35$ кПа

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1} \left[0,78 \cdot 1 \cdot 1,20 \text{ м} \cdot 18,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 4,11 \cdot 11,26 \text{ м} \cdot 18,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + (4,11 - 1) \cdot 0,45 \text{ м} \cdot 18,33 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} + 6,67 \cdot 35 \text{ кПа} \right] = 1124,5 \text{ кПа}$$

$$p = 675,0 \text{ кПа} \leq R = 1124,5 \text{ кПа}$$

Условие выполняется.

Соберем размеры расчетных условных фундаментов и сопротивление грунта под их подошвой в таблицу.

Таблица. Нагрузка и сопротивление грунта под подошвой

Название	Нагрузка на п.м., кН/м	Кол-во свай.	Шаг свай а, м	$b_{\text{усл}}$, м	$l_{\text{усл}}$, м	p , кПа	R , кПа
Ф1	530.1	1	1	1.2	1	675.0	1124.546
Ф2	529.8	1	0.9	1.2	0.9	674.7	1124.546
Ф3	136	1	0.775	1.2	0.775	346.5	1124.546
Ф4	616.6	1	0.95	2.1	0.95	526.8	1137.414
Ф5	567.4	1	0.9	1.2	0.9	706.0	1124.546
Ф6	341.4	1	1.29	1.2	1.2	539.0	1124.546
Ф7	506.7	1	1.25	1.2	1.2	673.0	1124.546
Ф8	644.3	1	0.9	2.1	0.9	540.0	1137.414
Ф9	496.9	1	1.28	1.2	1.2	674.9	1124.546
Ф10	431.4	1	0.97	1.2	0.97	592.7	1124.546
Ф11	439.5	1	1.28	1.2	1.2	623.9	1124.546

Расчет осадок для разных типов фундаментов см. ниже.

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф1:

$$p = 675.0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф1.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	674.95	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	616.23	81.18	9.90	645.59	14000	0.0148
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	483.94	85.14	9.90	550.08	14000	0.0126
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	371.22	89.10	9.90	427.58	14000	0.0098
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	296.30	93.06	9.90	333.76	14000	0.0076
15.26	0.4	2	3.333	0.362	244.33	97.02	9.90	270.32	14000	0.0062
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	206.53	100.98	9.90	225.43	14000	0.0052
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	178.86	104.94	9.90	192.70	14000	0.0044
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	157.94	108.90	9.90	168.40	14000	0.0038
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	140.39	112.86	9.90	149.16	14000	0.0034
17.26	0.4	4	6.667	0.189	127.57	116.82	9.90	133.98	14000	0.0031
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	116.09	120.78	9.90	121.83	14000	0.0028
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	106.64	124.74	9.90	111.37	14000	0.0025
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	97.87	128.70	9.90	102.25	14000	0.0023
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	91.12	132.66	9.90	94.49	14000	0.0022
19.26	0.4	6	10.000	0.126	85.04	136.62	9.90	88.08	14000	0.0020
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	80.32	140.58	9.90	82.68	14000	0.0019
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	75.59	144.54	9.90	77.96	14000	0.0018
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	71.54	148.50	9.90	73.57	14000	0.0017
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	68.17	152.46	9.90	69.86	14000	0.0016
21.26	0.4	8	13.333	0.096	64.80	156.42	9.90	66.48	14000	0.0015
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	61.42	160.38	9.90	63.11	14000	0.0014
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	58.05	164.34	9.90	59.73	14000	0.0014
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	54.67	168.30	9.90	57.53	14000	0.0022
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	51.30	172.26	9.90	52.98	14000	0.0012
23.26	0.4	10	16.667	0.071	47.92	176.22	9.90	49.61	14000	0.0011
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	44.55	180.18	9.90	46.23	14000	0.0011
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	41.17	184.14	9.90	42.86	14000	0.0010
24.46	0.4	11.2	18.667	0.056	37.80	188.10	9.90	39.48	14000	0.0009
24.86	0.4	11.6	19.333	0.051	34.42	192.06	9.90	36.11	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,1014\text{м}$

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

$$S = 10,14\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф2:

$$p = 674.7 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф2.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	674.70	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	616.00	81.18	9.90	645.35	14000	0.0148
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	483.76	85.14	9.90	549.88	14000	0.0126
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	371.09	89.10	9.90	427.42	14000	0.0098
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	296.19	93.06	9.90	333.64	14000	0.0076
15.26	0.4	2	3.333	0.362	244.24	97.02	9.90	270.22	14000	0.0062
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	206.46	100.98	9.90	225.35	14000	0.0052
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	178.80	104.94	9.90	192.63	14000	0.0044
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	157.88	108.90	9.90	168.34	14000	0.0038
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	140.34	112.86	9.90	149.11	14000	0.0034
17.26	0.4	4	6.667	0.189	127.52	116.82	9.90	133.93	14000	0.0031
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	116.05	120.78	9.90	121.78	14000	0.0028
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	106.60	124.74	9.90	111.33	14000	0.0025
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	97.83	128.70	9.90	102.22	14000	0.0023
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	91.08	132.66	9.90	94.46	14000	0.0022
19.26	0.4	6	10.000	0.126	85.01	136.62	9.90	88.05	14000	0.0020
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	80.29	140.58	9.90	82.65	14000	0.0019
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	75.57	144.54	9.90	77.93	14000	0.0018
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	71.52	148.50	9.90	73.54	14000	0.0017
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	68.14	152.46	9.90	69.83	14000	0.0016
21.26	0.4	8	13.333	0.096	64.77	156.42	9.90	66.46	14000	0.0015
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	61.40	160.38	9.90	63.08	14000	0.0014
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	58.02	164.34	9.90	59.71	14000	0.0014
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	54.65	168.30	9.90	57.49	14000	0.0022
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	51.28	172.26	9.90	52.96	14000	0.0012
23.26	0.4	10	16.667	0.071	47.90	176.22	9.90	49.59	14000	0.0011
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	44.53	180.18	9.90	46.22	14000	0.0011
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	41.16	184.14	9.90	42.84	14000	0.0010
24.46	0.4	11.2	18.667	0.056	37.78	188.10	9.90	39.47	14000	0.0009
24.86	0.4	11.6	19.333	0.051	34.41	192.06	9.90	36.10	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,1014\text{м}$

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

$$S = 10,14\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф3:

$$p = 346,5 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф3.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	346.53	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	316.38	81.18	9.90	331.46	14000	0.0076
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	248.46	85.14	9.90	282.42	14000	0.0065
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	190.59	89.10	9.90	219.53	14000	0.0050
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	152.13	93.06	9.90	171.36	14000	0.0039
15.26	0.4	2	3.333	0.362	125.45	97.02	9.90	138.79	14000	0.0032
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	106.04	100.98	9.90	115.74	14000	0.0026
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	91.83	104.94	9.90	98.94	14000	0.0023
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	81.09	108.90	9.90	86.46	14000	0.0020
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	72.08	112.86	9.90	76.58	14000	0.0018
17.26	0.4	4	6.667	0.189	65.49	116.82	9.90	68.79	14000	0.0016
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	59.60	120.78	9.90	62.55	14000	0.0014
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	54.75	124.74	9.90	57.18	14000	0.0013
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	50.25	128.70	9.90	52.50	14000	0.0012
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	46.78	132.66	9.90	48.51	14000	0.0011
19.26	0.4	6	10.000	0.126	43.66	136.62	9.90	45.22	14000	0.0010
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	41.24	140.58	9.90	42.45	14000	0.0010
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	38.81	144.54	9.90	40.02	14000	0.0009
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	36.73	148.50	9.90	37.77	14000	0.0009
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	35.00	152.46	9.90	35.87	14000	0.0008
21.26	0.4	8	13.333	0.096	33.27	156.42	9.90	34.13	14000	0.0008
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	31.53	160.38	9.90	32.40	14000	0.0007
13.26	0.4	0	0.000	1	346.53	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	316.38	81.18	9.90	331.46	14000	0.0076
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	248.46	85.14	9.90	282.42	14000	0.0065
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	190.59	89.10	9.90	219.53	14000	0.0050
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	152.13	93.06	9.90	171.36	14000	0.0039
15.26	0.4	2	3.333	0.362	125.45	97.02	9.90	138.79	14000	0.0032
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	106.04	100.98	9.90	115.74	14000	0.0026
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	91.83	104.94	9.90	98.94	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,0468\text{м}$

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

$$S = 4,68\text{см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф4:

$$p = 526,8 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф4.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	526.82	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.381	0.978	515.23	81.18	9.90	521.02	14000	0.0119
14.06	0.4	0.8	0.762	0.890	468.87	85.14	9.90	492.05	14000	0.0112
14.46	0.4	1.2	1.143	0.773	407.23	89.10	9.90	438.05	14000	0.0100
14.86	0.4	1.6	1.524	0.664	349.81	93.06	9.90	378.52	14000	0.0087
15.26	0.4	2	1.905	0.572	301.34	97.02	9.90	325.57	14000	0.0074
15.66	0.4	2.4	2.286	0.498	262.36	100.98	9.90	281.85	14000	0.0064
16.06	0.4	2.8	2.667	0.439	231.27	104.94	9.90	246.81	14000	0.0056
16.46	0.4	3.2	3.048	0.392	206.51	108.90	9.90	218.89	14000	0.0050
16.86	0.4	3.6	3.429	0.353	185.97	112.86	9.90	196.24	14000	0.0045
17.26	0.4	4	3.810	0.321	169.11	116.82	9.90	177.54	14000	0.0041
17.66	0.4	4.4	4.190	0.294	154.88	120.78	9.90	162.00	14000	0.0037
18.06	0.4	4.8	4.571	0.271	142.77	124.74	9.90	148.83	14000	0.0034
18.46	0.4	5.2	4.952	0.251	132.23	128.70	9.90	137.50	14000	0.0031
18.86	0.4	5.6	5.333	0.234	123.28	132.66	9.90	127.75	14000	0.0029
19.26	0.4	6	5.714	0.219	115.37	136.62	9.90	119.32	14000	0.0027
19.66	0.4	6.4	6.095	0.205	108.00	140.58	9.90	111.69	14000	0.0026
20.06	0.4	6.8	6.476	0.194	102.20	144.54	9.90	105.10	14000	0.0024
20.46	0.4	7.2	6.857	0.184	96.93	148.50	9.90	99.57	14000	0.0023
20.86	0.4	7.6	7.238	0.174	91.67	152.46	9.90	94.30	14000	0.0022
21.26	0.4	8	7.619	0.166	87.45	156.42	9.90	89.56	14000	0.0020
21.66	0.4	8.4	8.000	0.158	83.24	160.38	9.90	85.34	14000	0.0020
22.06	0.4	8.8	8.381	0.150	79.02	164.34	9.90	81.13	14000	0.0019
22.46	0.4	9.2	8.762	0.144	75.86	168.30	9.90	130.91	14000	0.0030
22.86	0.4	9.6	9.143	0.138	72.70	172.26	9.90	74.28	14000	0.0017
23.26	0.4	10	9.524	0.133	70.07	176.22	9.90	71.38	14000	0.0016
23.66	0.4	10.4	9.905	0.127	66.91	180.18	9.90	68.49	14000	0.0016
24.06	0.4	10.8	10.286	0.123	64.80	184.14	9.90	65.85	14000	0.0015
24.46	0.4	11.2	10.667	0.119	62.69	188.10	9.90	63.75	14000	0.0015
24.86	0.4	11.6	11.048	0.115	60.58	192.06	9.90	61.64	14000	0.0014
25.26	0.4	12	11.429	0.111	58.48	196.02	9.90	59.53	14000	0.0014
25.66	0.4	12.4	11.810	0.107	56.37	199.98	9.90	57.42	14000	0.0013
26.06	0.4	12.8	12.190	0.105	55.32	203.94	9.90	55.84	14000	0.0013
26.46	0.4	13.2	12.571	0.102	53.74	207.90	9.90	54.53	14000	0.0012
26.86	0.4	13.6	12.952	0.099	52.16	211.86	9.90	52.95	14000	0.0012
27.26	0.4	14	13.333	0.096	50.57	215.82	9.90	51.36	14000	0.0012
27.66	0.4	14.4	13.714	0.093	48.99	219.78	9.90	49.78	14000	0.0011
28.06	0.4	14.8	14.095	0.090	47.41	223.74	9.90	48.20	14000	0.0011
28.46	0.4	15.2	14.476	0.087	45.83	227.70	9.90	46.62	14000	0.0011
28.86	0.4	15.6	14.857	0.085	44.78	231.66	9.90	45.31	14000	0.0010

Суммарная осадка $S = 0,1192\text{м} = 11,92\text{см} < S_u = 12\text{см}$

08.03.01.2018.401.ПЗ

л/см

41

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф5:

$$p = 706,0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф5.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	706.03	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	644.61	81.18	9.90	675.32	14000	0.0154
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	506.23	85.14	9.90	575.42	14000	0.0132
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	388.32	89.10	9.90	447.27	14000	0.0102
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	309.95	93.06	9.90	349.13	14000	0.0080
15.26	0.4	2	3.333	0.362	255.58	97.02	9.90	282.77	14000	0.0065
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	216.05	100.98	9.90	235.82	14000	0.0054
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	187.10	104.94	9.90	201.57	14000	0.0046
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	165.21	108.90	9.90	176.16	14000	0.0040
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	146.85	112.86	9.90	156.03	14000	0.0036
17.26	0.4	4	6.667	0.189	133.44	116.82	9.90	140.15	14000	0.0032
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	121.44	120.78	9.90	127.44	14000	0.0029
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	111.55	124.74	9.90	116.50	14000	0.0027
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	102.37	128.70	9.90	106.96	14000	0.0024
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	95.31	132.66	9.90	98.84	14000	0.0023
19.26	0.4	6	10.000	0.126	88.96	136.62	9.90	92.14	14000	0.0021
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	84.02	140.58	9.90	86.49	14000	0.0020
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	79.08	144.54	9.90	81.55	14000	0.0019
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	74.84	148.50	9.90	76.96	14000	0.0018
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	71.31	152.46	9.90	73.07	14000	0.0017
21.26	0.4	8	13.333	0.096	67.78	156.42	9.90	69.54	14000	0.0016
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	64.25	160.38	9.90	66.01	14000	0.0015
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	60.72	164.34	9.90	62.48	14000	0.0014
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	57.19	168.30	9.90	102.02	14000	0.0023
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	53.66	172.26	9.90	55.42	14000	0.0013
23.26	0.4	10	16.667	0.071	50.13	176.22	9.90	51.89	14000	0.0012
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	46.60	180.18	9.90	48.36	14000	0.0011
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	43.07	184.14	9.90	44.83	14000	0.0010
24.46	0.4	11.2	18.667	0.056	39.54	188.10	9.90	41.30	14000	0.0009
24.86	0.4	11.6	19.333	0.051	36.01	192.06	9.90	37.77	14000	0.0009
25.26	0.4	12	20.000	0.046	32.48	196.02	9.90	34.24	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,1061\text{м}$

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

$$S = 10,61 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Фб:

$$p = 539,0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Фб.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	539.04	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	492.14	81.18	9.90	515.59	14000	0.0118
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	386.49	85.14	9.90	439.32	14000	0.0100
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	296.47	89.10	9.90	341.48	14000	0.0078
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	236.64	93.06	9.90	266.55	14000	0.0061
15.26	0.4	2	3.333	0.362	195.13	97.02	9.90	215.88	14000	0.0049
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	164.95	100.98	9.90	180.04	14000	0.0041
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	142.84	104.94	9.90	153.90	14000	0.0035
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	126.13	108.90	9.90	134.49	14000	0.0031
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	112.12	112.86	9.90	119.13	14000	0.0027
17.26	0.4	4	6.667	0.189	101.88	116.82	9.90	107.00	14000	0.0024
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	92.71	120.78	9.90	97.30	14000	0.0022
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	85.17	124.74	9.90	88.94	14000	0.0020
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	78.16	128.70	9.90	81.66	14000	0.0019
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	72.77	132.66	9.90	75.47	14000	0.0017
19.26	0.4	6	10.000	0.126	67.92	136.62	9.90	70.34	14000	0.0016
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	64.15	140.58	9.90	66.03	14000	0.0015
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	60.37	144.54	9.90	62.26	14000	0.0014
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	57.14	148.50	9.90	58.76	14000	0.0013
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	54.44	152.46	9.90	55.79	14000	0.0013
21.26	0.4	8	13.333	0.096	51.75	156.42	9.90	53.10	14000	0.0012
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	49.05	160.38	9.90	50.40	14000	0.0012
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	46.36	164.34	9.90	47.70	14000	0.0011
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	43.66	168.30	9.90	47.89	14000	0.0018
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	40.97	172.26	9.90	42.31	14000	0.0010
23.26	0.4	10	16.667	0.071	38.27	176.22	9.90	39.62	14000	0.0009
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	35.58	180.18	9.90	36.92	14000	0.0008
13.26	0.4	0	0.000	1	539.04	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	492.14	81.18	9.90	515.59	14000	0.0118
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	386.49	85.14	9.90	439.32	14000	0.0100
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	296.47	89.10	9.90	341.48	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,0787\text{м}$

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

$$S = 7,87 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф7:

$$p = 673,0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф7.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	673.04	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	614.49	81.18	9.90	643.77	14000	0.0147
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	482.57	85.14	9.90	548.53	14000	0.0125
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	370.17	89.10	9.90	426.37	14000	0.0097
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	295.47	93.06	9.90	332.82	14000	0.0076
15.26	0.4	2	3.333	0.362	243.64	97.02	9.90	269.55	14000	0.0062
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	205.95	100.98	9.90	224.80	14000	0.0051
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	178.36	104.94	9.90	192.15	14000	0.0044
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	157.49	108.90	9.90	167.92	14000	0.0038
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	139.99	112.86	9.90	148.74	14000	0.0034
17.26	0.4	4	6.667	0.189	127.21	116.82	9.90	133.60	14000	0.0031
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	115.76	120.78	9.90	121.48	14000	0.0028
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	106.34	124.74	9.90	111.05	14000	0.0025
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	97.59	128.70	9.90	101.97	14000	0.0023
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	90.86	132.66	9.90	94.23	14000	0.0022
19.26	0.4	6	10.000	0.126	84.80	136.62	9.90	87.83	14000	0.0020
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	80.09	140.58	9.90	82.45	14000	0.0019
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	75.38	144.54	9.90	77.74	14000	0.0018
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	71.34	148.50	9.90	73.36	14000	0.0017
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	67.98	152.46	9.90	69.66	14000	0.0016
21.26	0.4	8	13.333	0.096	64.61	156.42	9.90	66.29	14000	0.0015
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	61.25	160.38	9.90	62.93	14000	0.0014
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	57.88	164.34	9.90	59.56	14000	0.0014
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	54.52	168.30	9.90	57.25	14000	0.0022
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	51.15	172.26	9.90	52.83	14000	0.0012
23.26	0.4	10	16.667	0.071	47.79	176.22	9.90	49.47	14000	0.0011
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	44.42	180.18	9.90	46.10	14000	0.0011
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	41.06	184.14	9.90	42.74	14000	0.0010
24.46	0.4	11.2	18.667	0.056	37.69	188.10	9.90	39.37	14000	0.0009
24.86	0.4	11.6	19.333	0.051	34.33	192.06	9.90	36.01	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,1011\text{м}$

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

$$S = 10,11 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф8:

$$p = 673,0 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф8.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	540.01	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.381	0.978	528.13	81.18	9.90	534.07	14000	0.0122
14.06	0.4	0.8	0.762	0.890	480.61	85.14	9.90	504.37	14000	0.0115
14.46	0.4	1.2	1.143	0.773	417.43	89.10	9.90	449.02	14000	0.0103
14.86	0.4	1.6	1.524	0.664	358.57	93.06	9.90	388.00	14000	0.0089
15.26	0.4	2	1.905	0.572	308.89	97.02	9.90	333.73	14000	0.0076
15.66	0.4	2.4	2.286	0.498	268.92	100.98	9.90	288.91	14000	0.0066
16.06	0.4	2.8	2.667	0.439	237.06	104.94	9.90	252.99	14000	0.0058
16.46	0.4	3.2	3.048	0.392	211.68	108.90	9.90	224.37	14000	0.0051
16.86	0.4	3.6	3.429	0.353	190.62	112.86	9.90	201.15	14000	0.0046
17.26	0.4	4	3.810	0.321	173.34	116.82	9.90	181.98	14000	0.0042
17.66	0.4	4.4	4.190	0.294	158.76	120.78	9.90	166.05	14000	0.0038
18.06	0.4	4.8	4.571	0.271	146.34	124.74	9.90	152.55	14000	0.0035
18.46	0.4	5.2	4.952	0.251	135.54	128.70	9.90	140.94	14000	0.0032
18.86	0.4	5.6	5.333	0.234	126.36	132.66	9.90	130.95	14000	0.0030
19.26	0.4	6	5.714	0.219	118.26	136.62	9.90	122.31	14000	0.0028
19.66	0.4	6.4	6.095	0.205	110.70	140.58	9.90	114.48	14000	0.0026
20.06	0.4	6.8	6.476	0.194	104.76	144.54	9.90	107.73	14000	0.0025
20.46	0.4	7.2	6.857	0.184	99.36	148.50	9.90	102.06	14000	0.0023
20.86	0.4	7.6	7.238	0.174	93.96	152.46	9.90	96.66	14000	0.0022
21.26	0.4	8	7.619	0.166	89.64	156.42	9.90	91.80	14000	0.0021
21.66	0.4	8.4	8.000	0.158	85.32	160.38	9.90	87.48	14000	0.0020
22.06	0.4	8.8	8.381	0.150	81.00	164.34	9.90	83.16	14000	0.0019
22.46	0.4	9.2	8.762	0.144	77.76	168.30	9.90	134.19	14000	0.0031
22.86	0.4	9.6	9.143	0.138	74.52	172.26	9.90	76.14	14000	0.0017
23.26	0.4	10	9.524	0.133	71.82	176.22	9.90	73.17	14000	0.0017
23.66	0.4	10.4	9.905	0.127	68.58	180.18	9.90	70.20	14000	0.0016
24.06	0.4	10.8	10.286	0.123	66.42	184.14	9.90	67.50	14000	0.0015
24.46	0.4	11.2	10.667	0.119	64.26	188.10	9.90	65.34	14000	0.0015
24.86	0.4	11.6	11.048	0.115	62.10	192.06	9.90	63.18	14000	0.0014
25.26	0.4	12	11.429	0.111	59.94	196.02	9.90	61.02	14000	0.0014
25.66	0.4	12.4	11.810	0.107	57.78	199.98	9.90	58.86	14000	0.0013
26.06	0.4	12.8	12.190	0.105	56.70	203.94	9.90	57.24	14000	0.0013
26.46	0.4	13.2	12.571	0.102	55.08	207.90	9.90	55.89	14000	0.0013
26.86	0.4	13.6	12.952	0.099	53.46	211.86	9.90	54.27	14000	0.0012
27.26	0.4	14	13.333	0.096	51.84	215.82	9.90	52.65	14000	0.0012
27.66	0.4	14.4	13.714	0.093	50.22	219.78	9.90	51.03	14000	0.0012
28.06	0.4	14.8	14.095	0.090	48.60	223.74	9.90	49.41	14000	0.0011
28.46	0.4	15.2	14.476	0.087	46.98	227.70	9.90	47.79	14000	0.0011
28.86	0.4	15.6	14.857	0.085	45.90	231.66	9.90	46.44	14000	-

Суммарная осадка $S = 11,94 \text{ см} < S_u = 12 \text{ см}$

08.03.01.2018.401.ПЗ

Лист

45

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф9:

$$p = 674,9 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф9.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	674.89	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	616.17	81.18	9.90	645.53	14000	0.0148
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	483.90	85.14	9.90	550.03	14000	0.0126
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	371.19	89.10	9.90	427.54	14000	0.0098
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	296.28	93.06	9.90	333.73	14000	0.0076
15.26	0.4	2	3.333	0.362	244.31	97.02	9.90	270.29	14000	0.0062
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	206.52	100.98	9.90	225.41	14000	0.0052
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	178.85	104.94	9.90	192.68	14000	0.0044
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	157.92	108.90	9.90	168.38	14000	0.0038
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	140.38	112.86	9.90	149.15	14000	0.0034
17.26	0.4	4	6.667	0.189	127.55	116.82	9.90	133.97	14000	0.0031
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	116.08	120.78	9.90	121.82	14000	0.0028
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	106.63	124.74	9.90	111.36	14000	0.0025
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	97.86	128.70	9.90	102.25	14000	0.0023
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	91.11	132.66	9.90	94.48	14000	0.0022
19.26	0.4	6	10.000	0.126	85.04	136.62	9.90	88.07	14000	0.0020
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	80.31	140.58	9.90	82.67	14000	0.0019
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	75.59	144.54	9.90	77.95	14000	0.0018
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	71.54	148.50	9.90	73.56	14000	0.0017
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	68.16	152.46	9.90	69.85	14000	0.0016
21.26	0.4	8	13.333	0.096	64.79	156.42	9.90	66.48	14000	0.0015
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	61.41	160.38	9.90	63.10	14000	0.0014
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	58.04	164.34	9.90	59.73	14000	0.0014
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	54.67	168.30	9.90	57.52	14000	0.0022
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	51.29	172.26	9.90	52.98	14000	0.0012
23.26	0.4	10	16.667	0.071	47.92	176.22	9.90	49.60	14000	0.0011
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	44.54	180.18	9.90	46.23	14000	0.0011
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	41.17	184.14	9.90	42.86	14000	0.0010
24.46	0.4	11.2	18.667	0.056	37.79	188.10	9.90	39.48	14000	0.0009
24.86	0.4	11.6	19.333	0.051	34.42	192.06	9.90	36.11	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,1014\text{м}$

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

$$S = 10,14 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф10:

$$p = 592,70 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф10.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	592.70	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	541.14	81.18	9.90	566.92	14000	0.0130
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	424.97	85.14	9.90	483.05	14000	0.0110
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	325.99	89.10	9.90	375.48	14000	0.0086
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	260.20	93.06	9.90	293.09	14000	0.0067
15.26	0.4	2	3.333	0.362	214.56	97.02	9.90	237.38	14000	0.0054
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	181.37	100.98	9.90	197.96	14000	0.0045
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	157.07	104.94	9.90	169.22	14000	0.0039
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	138.69	108.90	9.90	147.88	14000	0.0034
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	123.28	112.86	9.90	130.99	14000	0.0030
17.26	0.4	4	6.667	0.189	112.02	116.82	9.90	117.65	14000	0.0027
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	101.94	120.78	9.90	106.98	14000	0.0024
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	93.65	124.74	9.90	97.80	14000	0.0022
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	85.94	128.70	9.90	89.79	14000	0.0021
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	80.01	132.66	9.90	82.98	14000	0.0019
19.26	0.4	6	10.000	0.126	74.68	136.62	9.90	77.35	14000	0.0018
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	70.53	140.58	9.90	72.61	14000	0.0017
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	66.38	144.54	9.90	68.46	14000	0.0016
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	62.83	148.50	9.90	64.60	14000	0.0015
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	59.86	152.46	9.90	61.34	14000	0.0014
21.26	0.4	8	13.333	0.096	56.90	156.42	9.90	58.38	14000	0.0013
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	53.94	160.38	9.90	55.42	14000	0.0013
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	50.97	164.34	9.90	52.45	14000	0.0012
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	48.01	168.30	9.90	49.55	14000	0.0012
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	45.05	172.26	9.90	46.53	14000	0.0011
23.26	0.4	10	16.667	0.071	42.08	176.22	9.90	43.56	14000	0.0010
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	39.12	180.18	9.90	40.60	14000	0.0009
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	36.15	184.14	9.90	37.64	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,0874\text{м}$

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

$$S = 8,74 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет по деформациям для условного фундамента Ф11:

$$p = 623,9 \text{ кПа}$$

Таблица. Расчет осадок свайного фундамента Ф11.

H, м	h_i , м	Z, м	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	σ_p кПа	σ_g кПа	γ_w , кН/м ³	$\sigma_{p,cp}$ кПа	E, кПа	S, м
13.26	0.4	0	0.000	1	623.87	77.22	9.90	0	14000	0.0000
13.66	0.4	0.4	0.667	0.913	569.59	81.18	9.90	596.73	14000	0.0136
14.06	0.4	0.8	1.333	0.717	447.31	85.14	9.90	508.45	14000	0.0116
14.46	0.4	1.2	2.000	0.550	343.13	89.10	9.90	395.22	14000	0.0090
14.86	0.4	1.6	2.667	0.439	273.88	93.06	9.90	308.50	14000	0.0071
15.26	0.4	2	3.333	0.362	225.84	97.02	9.90	249.86	14000	0.0057
15.66	0.4	2.4	4.000	0.306	190.90	100.98	9.90	208.37	14000	0.0048
16.06	0.4	2.8	4.667	0.265	165.32	104.94	9.90	178.11	14000	0.0041
16.46	0.4	3.2	5.333	0.234	145.98	108.90	9.90	155.65	14000	0.0036
16.86	0.4	3.6	6.000	0.208	129.76	112.86	9.90	137.87	14000	0.0032
17.26	0.4	4	6.667	0.189	117.91	116.82	9.90	123.84	14000	0.0028
17.66	0.4	4.4	7.333	0.172	107.31	120.78	9.90	112.61	14000	0.0026
18.06	0.4	4.8	8.000	0.158	98.57	124.74	9.90	102.94	14000	0.0024
18.46	0.4	5.2	8.667	0.145	90.46	128.70	9.90	94.52	14000	0.0022
18.86	0.4	5.6	9.333	0.135	84.22	132.66	9.90	87.34	14000	0.0020
19.26	0.4	6	10.000	0.126	78.61	136.62	9.90	81.41	14000	0.0019
19.66	0.4	6.4	10.667	0.119	74.24	140.58	9.90	76.42	14000	0.0017
20.06	0.4	6.8	11.333	0.112	69.87	144.54	9.90	72.06	14000	0.0016
20.46	0.4	7.2	12.000	0.106	66.13	148.50	9.90	68.00	14000	0.0016
20.86	0.4	7.6	12.667	0.101	63.01	152.46	9.90	64.57	14000	0.0015
21.26	0.4	8	13.333	0.096	59.89	156.42	9.90	61.45	14000	0.0014
21.66	0.4	8.4	14.000	0.091	56.77	160.38	9.90	58.33	14000	0.0013
22.06	0.4	8.8	14.667	0.086	53.65	164.34	9.90	55.21	14000	0.0013
22.46	0.4	9.2	15.333	0.081	50.53	168.30	9.90	90.15	14000	0.0021
22.86	0.4	9.6	16.000	0.076	47.41	172.26	9.90	48.97	14000	0.0011
23.26	0.4	10	16.667	0.071	44.29	176.22	9.90	45.85	14000	0.0010
23.66	0.4	10.4	17.333	0.066	41.18	180.18	9.90	42.73	14000	0.0010
24.06	0.4	10.8	18.000	0.061	38.06	184.14	9.90	39.62	14000	-

Суммарная осадка $S = 0,0929\text{м}$

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

$$S = 9,29 \text{ см} < S_u = 12\text{см}$$

Расчет проектного отказа свай

В проекте принята забивная свая С10-30. Вес сваи 2,28т.

Минимальная энергия удара, необходимая для понижения свай равна:

$$E_d = 1,75 \cdot \alpha \cdot N_{\text{доп}} = 1,75 \cdot 25 \frac{\text{Дж}}{\text{кН}} \cdot 1071,4 \text{ кН} = 46,9 \text{ кДж}$$

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

$N_{\text{доп}}$ – расчетная нагрузка на одиночную сваю, принятая в проекте,
 $N_{\text{доп}} = 1071,4 \text{ кН}$

Пользуясь техническими характеристиками дизель-молотов, подбираем такой молот, энергия удара которого соответствует 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: $G_h = 5,5 \text{ т} = 53,9 \text{ кН}$ – полный вес молота;

$G_b = 2,28 \text{ т} = 22,35 \text{ кН}$ – 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,
 $E_d = 0,9 \cdot G_t \cdot H = 0,4 \cdot 24,5 \text{ кН} \cdot 2,0 \text{ м} = 19,6 \text{ кДж}$

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

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

$$\frac{53,9 + 22,35}{19,6 \text{ кДж}} = 3,89 \leq 6$$

Принятый молот подходит по условию.

Проектный отказ сваи определяется по формуле:

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

где: $A = 0,09 \text{ м}^2$ – 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, $m_2 = 2,28$ т – масса сваи; $\epsilon^2 = 0,2$ – коэффициент восстановления удара.

Проектный отказ сваи равен:

$$S_0 = \frac{1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,09 \text{ м}^2 \cdot 19,6 \text{ кДж}}{1071,4 \text{ кН} \cdot \left(1071,4 \text{ кН} + 1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,09 \text{ м}^2\right)} \cdot \frac{2,5 + 0,2 \cdot (2,28 + 0)}{2,5 + 2,28 + 0}$$
$$= 1,266 \text{ мм}$$

Проектный отказ сваи, равный 1,27 мм, необходим для контроля несущей способности сваи в процессе производства работ.

2.5 Расчет ростверка

2.5.1 Расчет ростверка на продавливание.

Рассмотрим наиболее нагруженный фундамент Ф9, чья нагрузка на сваю является максимальной.

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

$$F = 1.2 \cdot 636,0 \text{ кН} = 763,2 \text{ кН}$$

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

Рисунок 2.10. Контур продавливания

Принимаем приведенную рабочую высоту сечения $h_0 = 430$ мм.

Периметр контура расчетного поперечного сечения:

$$u = 2 \cdot b_m + 2 \cdot b_1$$
$$u = 2 \cdot 730 + 2 \cdot 500 = 2460 \text{ мм}$$

Площадь расчетного поперечного сечения

$$A_b = u \cdot h_0 = 2,46 \cdot 0,43 = 1,058 \text{ м}^2.$$

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном [25]:

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

где $R_{bt} = 0,90 \text{ МПа} = 900 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление бетона В20 растяжению.

$$F_{b,ult} = 900 \cdot 1,058 = 952,2 \text{ кН}.$$

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

$$F = 763,2 \text{ кН} \leq F_{b,ult} = 952,2 \text{ кН}.$$

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 p , 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;

$$q_{0, \text{ФЛ1}} = 1,2 \cdot 530,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 1,1 \cdot 2500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0,5 \text{ м} = 1323,6$$

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

$$a = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot J_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{27,5 \cdot 0,00521 \text{ м}^4}{16 \cdot 0,4 \text{ м}}} = 0,885 \text{ м}$$

где E_p – модуль упругости бетона ростверка, кПа;

для бетона В20 $E = 27,5 \cdot 10^6$ кПа

J_p – момент инерции сечения ростверка;

$$J_p = \frac{0,5 \text{ м} \cdot (0,5 \text{ м})^3}{12} = 0,00521 \text{ м}^4$$

E_k – модуль упругости ФБС стены над ростверком, кПа;

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

$b_k = 0,4$ м – ширина стены, опирающейся на ростверк.

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

Для ФЛ 1

$$p = \frac{q_{0,\max} \cdot L_p}{a} = \frac{1323,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 0,735 \text{ м}}{0,885 \text{ м}} = 1099,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

где L_p — расчетный пролет, м, принимаемый равным

$$L_p = 1,05 \cdot L_{\text{св}} = 1,05 \cdot 0,700 \text{ м} = 0,735 \text{ м},$$

(где $L_{\text{св}}$ — расстояние между сваями в свету, м.)

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

№ п/п	Область применения	Схема применения	Момент на опоре $M_{\text{оп}}$	Момент в середине пролета $M_{\text{пр}}$
1	$a < \frac{L_{\text{св}}}{2}$		$-\frac{q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
2	$a < S$		$-\frac{q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
3	$\frac{L_{\text{св}}}{2} \leq a \leq L_{\text{св}}$		$-\frac{q_0 a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} [2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2}]$
4	$a \geq L_{\text{св}}$		$-\frac{q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a < S$		$-\frac{q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

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

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

Для фундаментов ФЛ 1 $a = 0,885 \text{ м} > L_{\text{св}} = 0,700 \text{ м}$

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1323,6 \cdot 0,735^2}{12} = 59,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{24} = \frac{59,6 \text{ кН} \cdot \text{м}}{2} = 29,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_0 \cdot L_p}{2} = \frac{1323,6 \cdot 0,735}{2} = 486,4 \text{ кН}$$

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:

$$M_{\text{оп}} = 0,083 \cdot q_k \cdot L_p^2$$

$$M_{\text{пр}} = 0,042 \cdot q_k \cdot L_p^2$$

$$Q_0 = \frac{q_k \cdot L_p}{2}$$

где $q_k = 1,1 \cdot 2500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \cdot 0,4 \text{ м} \cdot 0,368 \text{ м} = 3,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – вес свежележенной кладки высотой $0,5 L$, но не меньшей, чем высота одного ряда блоков, определенный с коэффициентом перегрузки $\gamma_f = 1,1$;

Для фундаментов ФЛ 1

$$M_{\text{оп}} = 0,083 \cdot 3,97 \cdot 0,735^2 = 0,178 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр}} = 0,042 \cdot 3,97 \cdot 0,735^2 = 0,0901 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_0 = \frac{3,97 \cdot 0,735}{2} = 1,46 \text{ кН}$$

В таблице представлены нагрузки и усилия, возникающие в ростверках по маркам фундамента.

Таблица – Усилия в ростверках.

Размер фундамента		Назв	Нагр. кН/м	q ₀ , кН/м	a, м	l, м	l _{св} , м	l _р , м	p	Усилия в ростверке		
b	h									Q	M _{оп}	M _{пр}
0.5	0.5	Ф1	530.1	642.9	0.885	1	0.7	0.735	534.0	196.24	28.94	14.47
0.5	0.5	Ф2	529.8	642.5	0.885	0.9	0.6	0.63	457.4	144.09	21.25	10.63
0.5	0.5	Ф3	136	169.9	0.885	1.55	1.25	1.3125	252.1	165.42	5.36	29.41
1.4	0.5	Ф4	616.6	746.7	1.247	0.95	0.65	0.6825	408.6	139.43	28.98	14.49
0.5	0.5	Ф5	567.4	687.6	0.885	0.9	0.6	0.63	489.6	154.21	22.74	11.37
0.5	0.5	Ф6	341.4	416.4	0.885	1.29	0.99	1.0395	489.2	254.25	4.75	22.24
0.5	0.5	Ф7	506.7	614.8	0.885	1.25	0.95	0.9975	693.0	345.65	5.11	24.73
1.4	0.5	Ф8	644.3	779.9	1.247	0.9	0.6	0.63	394.0	124.10	25.80	12.90
0.5	0.5	Ф9	496.9	603.0	0.885	1.28	0.98	1.029	701.2	360.79	6.41	30.14
0.5	0.5	Ф10	431.4	524.4	0.885	0.97	0.67	0.7035	416.9	146.65	21.63	10.81
0.5	0.5	Ф11	439.5	534.1	0.885	1.28	0.98	1.029	621.1	319.58	5.68	26.70

Максимальное значение расчетных усилий равно:

$$M_{\text{оп,маx}} = 28,98 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{пр,маx}} = 30,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{0,\text{маx}} = 360,79 \text{ кН}$$

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия:

$$M < M_{\text{ult}}$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

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

В пролете $M_{\text{пр,маx}} = 30,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Примем сетку из трех арматурных стержней $\varnothing 14 \text{ A400}$.

$$A_s = 2 \cdot 1,539 = 3,078 \text{ см}^2$$

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 $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,874}{42,3} = 0,0443 < \xi_R = 0,533$ 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

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 3.078}{11,5 \cdot 50} = 1,874 \text{ см}$$

Бетон класса В20: $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ $R_{bt} = 0.90 \text{ МПа}$

Арматура 2 \varnothing 14 класса А400: $A_s = 3,058 \text{ см}^2$ $R_s = 350 \text{ МПа}$

$$M_{ult} = 11500 \text{ кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0,01874 \text{ м} \cdot (0,423 \text{ м} - 0,5 \cdot 0,01874) = 44,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{пр,max} = 30,14 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{ult} = 44,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется. Запас прочности принятой конструктивно сетки значительно превышен.

Проверим несущую способность принятой сетки при работе на опорный момент.

$$h_0 = a + \frac{d}{2} = 7 \text{ см} + \frac{1.4 \text{ см}}{2} = 7,7 \text{ см}$$

где a – защитный слой бетона.

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,874}{7,7} = 0,243 < \xi_R = 0,533$ определяют по формуле

$$M_{ult} = 11500 \text{ кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0,01874 \text{ м} \cdot (0,077 \text{ м} - 0,5 \cdot 0,01874) = 7,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{оп, max} = 28,98 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{ult} = 7,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие не выполняется. Требуется верхняя арматура.

Проверим несущую способность принятой сетки при работе на опорный момент.

$$h_0 = h - a + \frac{d}{2} = 50 - 5 \text{ см} + \frac{1.4 \text{ см}}{2} = 44.3 \text{ см}$$

где a – защитный слой бетона.

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,874}{44.3} = 0,042 < \xi_R = 0,533$ определяют по формуле

$$M_{ult} = 11500 \text{ кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0,01874 \text{ м} \cdot (0,443 \text{ м} - 0,5 \cdot 0,01874) = 46.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{оп, max} = 28,98 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{ult} = 46.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

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

$$Q = 360.79 \text{ кН} \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 11500 \text{ кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0.423 \text{ м} = 729.7 \text{ кН}$$

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:

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

$$Q = 360.79 \text{ кН}$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C 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

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

но принимают не более

$$2.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2.5 \cdot 900 \text{кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0.424 \text{ м} = 477 \text{ кН}$$

$$\text{и не менее } 0.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.5 \cdot 900 \text{кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 0.424 \text{ м} = 95.4 \text{ кН};$$

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

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

$$95.4 \text{ кН} < Q_b = \frac{1.5 \cdot 900 \text{кПа} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot (0.423 \text{ м})^2}{0.423 \text{ м}} = 285.5 \text{ кН} < 477 \text{ кН}$$

Усилие Q_{sw} , воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле ,

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния по обе стороны от контура расчетного сечения; $\varphi_{sw} = 0.75$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{210000 \cdot 4 \cdot 0.503 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 422,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры с шагом $s_w = 200$ мм, расположенная в пределах расстояния по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

В узлах на опоре, установлены дополнительные стержни арматуры.

Арматура $\varnothing 8$ класса А240: $A_{sw} = 0.503 \text{ см}^2$ $R_{sw} = 210 \text{ Мпа}$, 4 шт.

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot 422,52 \cdot 0,423 = 134,05$$

Проверим выполнение условия формулы

$$Q = 360.79 \text{ кН} \leq 285.5 + 134.05 = 419.55 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

3 ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

3.1 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.

3.2 Расчет временных сооружений и разработка временного строительного генерального плана

3.2.1 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:

Ограничение поворота стрелы башенного крана.

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

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

Работу вблизи 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 улицы 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.

3.2.2 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 3.2.2.1– Трудоемкость на устройство временных дорог

Наименование работ	Объёмы работ		Обоснование	Трудоёмкость, чел-	
	Ед.	Всего		на	всего
Устройство временных дорог	100м ²	2,2	СНиП 1У-5- 82	2,7	5,94
Итого					5,94

3.2.3. 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:

$$H = -\text{отм.з} + H_{зд.} + 2\text{м} (0,5\text{м}),$$

где отм.з- отметка земли, м;

Нзд.- высота здания, Нзд =32,76 м; 2 м-запас для выступающих частей, если по крыше ходят рабочие, (0,5 м- если не ходят),

$$H = -0,9 + 32,76 + 2 = 33,86 \text{ м.}$$

Исходя из максимальной грузоподъемности и максимальной высоты подъема груза выбираем кран КБ-403 с R₀=3,8 м.

Минимальный вылет крана определяем по формуле:

$$L=3,8+2+0,7+12,0= 18,5 \text{ м}$$

Максимальный вылет определяем графически 22,3м.

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

3.2.4. Расчет границы опасной зоны крана.

$$R_{оп} . = R_p . + V_{min}/2 + V_{max} + P,$$

где $R_{оп}$.- граница опасной зоны крана, м;

R_p .- максимальный рабочий вылет стрелы,

V_{min} - минимальный размер поднимаемого груза, $V_{min}=0,35\text{м}$; V_{max} - максимальный размер поднимаемого груза, $V_{max}=6,0\text{м}$;

P -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 5,51 м.

$$R_{оп} . = 22,3 + 0,35/2 + 6 + 5,51 = 33,98 \text{ м}$$

3.2.5 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 складывается 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 углов 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:

$$S_{\text{мп}} = P_{\text{скл}} \cdot q_{\text{скл}} \quad (3.2.5.1)$$

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

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

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

$$P_{\text{скл}} = (P_{\text{общ}}/T) \cdot T_{\text{н}} \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (3.2.5.2)$$

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

T – продолжительность расчётного периода;

$T_{\text{н}}$ – 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, конструкц ий	Прод-сть потре блени я, дн.	Объем потребления		Запас материала		Площадь склада	
			Ед.из м	Кол-во	Нор мати вный , дн	расчет ный	На ед. мат-ла	всего

Железобетонные сборные конструкции	85	М ²	3200	5	188	1,0	188
------------------------------------	----	----------------	------	---	-----	-----	-----

Площадь склада принимаем равной 188 м².

3.2.6 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 3.2.6.1 –Состав рабочих кадров

№ п.п.	Состав рабочих кадров	Соотношение категорий	Количество рабочих кадров
1	Всего рабочих	100%	23
2	Рабочие	85%	19
3	ИТР	8%	2
4	Служащие	5%	1
5	МОП и охрана	2%	1
6	Мужчины	70%	16
7	Женщины	30%	7
Количество работающих в наиболее многочисленную смену			23

б) Обоснование потребности во временных зданиях.

Площадь подсобных зданий определяется по формуле:

$$Г = F_n \cdot P \quad (3.2.6.1)$$

где P_n – нормативный показатель площади здания м²/чел., определяется по расчётным нормативам;

P – 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 3.2.6.2 - 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	Количество зданий
1	Контора	2	4	8	"Комфорт" К-4	15	2.5*6*3	1
2	Здание для учёбы и отдыха рабочих	23	0,7	25,2	"Комфорт" К-11	30	3*6*2.5	2
3	Бытовое помещение с сушилкой и обогревом	23	0,1	3,6	"Днепр" Д-06-К	15	3*6*2.5	1
4	Душевая	23	0,18	6,48	"Комфорт"	15	3*6*2.5	1
5	Уборная женская	7			"Днепр" Д-	8	2*2*2.4	1
6	Уборная мужская	16			"Днепр" Д-	8	2*2*2.4	1
7	Столовая	23	1,55	35,65	"Комфорт"	48	4*4*3	3

3.2.7 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:

$$P_P = \sum \frac{K_C \cdot P_C}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_C \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum K_C \cdot P_{OB} + \sum P_{OH} \quad (3.2.7.1)$$

где $\cos \varphi$ – коэффициент мощности;

K_C – коэффициент спроса;

P_C – мощность силовых потребителей, кВт;

P_T – мощность для технологических нужд, кВт;

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

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

Таблица 3.2.7.1 – 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 с высоким напряжением 6 кВ с габаритными размерами 2760x1900x2630 мм.

3.2.8 Потребность строительства в освещении

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

$$n=(p \cdot E \cdot S)/P_{л} \quad (3.2.8.1)$$

где p – удельная мощность, Вт;

S – освещаемая площадь, м²;

P_л – мощность лампы применяемых типов прожекторов;

E – освещенность.

Таблица 3.2.8.1 – Подсчет количества прожекторов.

№ п/п	Наименование потребителей	Объем потребления, м ²	Освещенность, лк	Мощность, Вт	Расчетное количество 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).

3.2.9 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:

$$Q_{TP} = Q_{ПР} + Q_{ХОЗ} + Q_{ПОЖ} \quad (3.2.9.1)$$

где $Q_{ПР}$, $Q_{ХОЗ}$, $Q_{ПОЖ}$ – расход воды соответственно на производственные, хозяйственные и пожарные нужды, л/с.

$$Q_{ПР} = \sum \frac{K_{ny} \cdot q_y \cdot n_{п} \cdot K_{ч}}{3600 \cdot t} \quad (3.2.9.2)$$

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

q_y – удельный расход воды на производственные нужды, л;

$n_{п}$ – число производственных потребителей;

$K_{ч}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

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

$$Q_{ХОЗ} = \sum \frac{q_x \cdot n_{п} \cdot K_{ч}}{3600 \cdot t} + \frac{q_d \cdot n_d}{60 \cdot t_1} \quad (3.2.9.3)$$

где q_x – удельный расход воды на хозяйственные нужды;

q_d – расход воды на прием душа одного работающего;

$n_{п}$ – число работающих в наиболее загруженную смену;

n_d – число пользующихся душем (80 % от n_p);

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

$K_{ч}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления (1,5);

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

$$Q_{\text{пож}} = 10 \text{ л/с,}$$

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:

$$D=2\sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{\text{ТР}}}{3,14 \cdot v}} \quad (3.2.9.4)$$

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

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

Таблица 3.2.9.1 – Потребность строительства в воде

№	Наименование потребителя	Ед. изм.	Кол-во потреб., n_n	Продол. потр., дн(ч)	Удельный расход, л	Коэффициент		Число часов в сут.	расход воды, л/с
						Неучт. рас.	Нерав. потреб.		
Производственные нужды									
1	Приготовление известкового раствора	на 1 м ³	39,72	12	25	1,2	1,5	8	1,2
2	Приготовление бетона	на 1 м ³	548	110	420	1,2	1,5	8	4,3
3	Малярные работы	на 1 м ²	342	35	12	1,2	1,5	8	0,3
4	Штукатурные работы	на 1 м ²	541	35	12	1,2	1,5	8	3,8
5	Посадка деревьев	на 1 дерево	20	8	80	1,2	1,5	8	0,0
6	Поливка газонов	на 1 м ²	120	120	10	1,2	1,5	8	0,8
Хозяйственно-бытовые нужды									
1	Душ	чел.	36	-	90	-	-	-	1,4
2	Умывальники	чел.	36	-	7,2	-	1,5	8	0,016

3	Столовые, буфеты	чел.	36	-	45	-	1,5	8	1,8
Пожарные нужды									
		стр уи	2		5 л/с				10

Итого: 20,31 л/с = $Q_{тр}$

$D=2\sqrt{((1000*20,31)/(3,14*0.6))} = 207,66$ мм, принимаем $D=220$ мм.

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

3.3.1 Требования безопасности при земляных работах

1. Выемки, разработка грунта которых выходит на улицы, проезды, во двory 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 3.3.1.1 – 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 м ответственным 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 3.3.1.2 – 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 несслежавшихся 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 более чем до 2 м.

3.3.2 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 перевозке. После завершения строительных работ, временные автодороги ликвидируются.

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

3.3.3. 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. Описание технологии производства работ

4.1 Описание технологии земляных работ

Разбивку котлованов начинают с выноса и закрепления на местности (в соответствии с проектом) створными знаками основных рабочих осей, в качестве которых обычно принимают главные оси здания. После этого вокруг будущего котлована на расстоянии 2...3 м от его бровки параллельно основным разбивочным осям устанавливают обноску. На обноску переносят основные разбивочные оси и, начиная от них, размечают все остальные оси здания.

Таблица 1 - Описание технологии земляных работ

Наименование работ	Состав работ	Примечания
Срезка растительного слоя	1. Приведение агрегата в рабочее положение. 2. Срезка грунта. 3. Подъем и опускание отвала. 4. Возвращение порожняком.	Осуществляется бульдозером ДЗ-24А на базе трактора Т-180 Толщина срезки растительного слоя – 20 см
Механизованная планировка дна котлована	1. Приведение агрегата в рабочее положение. 2. Планировка поверхности на глаз со срезкой излишков грунта и засыпкой впадин.	Выполняется бульдозером ДЗ-24А Толщина механизированной разработки грунта – 14 см
Ручная планировка грунта	1. Срезка неровностей. 2. Засыпка углублений с уплотнением грунта. 3. Разравнивание грунта. 4. Проверка спланированной поверхности по рейке.	

<p>Разработка грунта в котловане</p>	<p>1. Установка экскаватора в забое. 2. Разработка грунта с очисткой ковша. 3. Передвижка экскаватора в процессе работы. 4. Переходы экскаватора в пределах разработки. 5. Очистка мест погрузки грунта.</p>	<p>Осуществляется экскаватором «Драглайн» Э-652Б с объемом ковша 0,8 м³ Разработанный экскаватором грунт перевозят автосамосвалы марки ЗИЛ-ММЗ-555</p>
<p>Обратная засыпка</p>	<p>1. Приведение агрегата в рабочее положение. 2. Разработка грунта с перемещением его и выгрузкой. 3. Возвращение бульдозера в забой порожняком.</p>	<p>Осуществляется бульдозером ДЗ-9 на базе трактора Т-180</p>
<p>Трамбование грунта</p>	<p>1. Подготовка электрической трамбовки к работе. 2. Трамбование грунта. 3. Обслуживание электрической трамбовки.</p>	<p>Производят электрической трамбовкой марки ИЭ-4505 с квадратным башмаком слоями, начиная с краев трамбуемой площади с последующим приближением к ее середине. Каждым последующим ударом трамбовки должна</p>

		захватываться часть уже уплотненной площади. Глубина уплотнения за 2 прохода – 20 см.
--	--	---

4.2 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 2 - Описание технологии свайных работ

Наименование работ	Состав работ
Подача свай на эстакаду копра гусеничным 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 гусеничным 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 гусеничным 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. 2

Наименование работ	Состав работ
Вертикальное погружение свай	1. Перемещение копра к свае.

<p>копром</p>	<ol style="list-style-type: none"> 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.
<p>Срубка голов свай из бетона с четырьмя стержнями продольной арматуры.</p> <p>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.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 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.
<p>Отгибание арматурных стержней сваи.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Разметка места отгиба стержней. 2. Надевание трубы на стержень.

	<p>3. Удержание ключом стержня в месте отгиба (при отгибе стержня выше отметки срубленного бетона).</p> <p>4. Отгиб стержней.</p>
Смена наголовников.	<p>1. Отсоединение наголовника от молота.</p> <p>2. Подъем молота и закрепление его на стреле копра.</p> <p>3. Строповка и снятие наголовника с помощью лебедки копра.</p> <p>4. Строповка, подъем и установка другого наголовника.</p> <p>5. Опускание молота.</p> <p>6. Присоединение наголовника к молоту</p>
Изготовление деревянных вкладышей в наголовник.	<p>1. Опиливание куска бревна или доски. 2. Отгеска вкладышей по размеру.</p>

4.3 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 готовят 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 органического 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 м³; 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 свежееуложенный 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.

Свежееуложенный бетон следует поддерживать во влажностном режиме путем периодической поливки; предохранение от солнечных лучей ведется с помощью защитных покрытий. В жаркую и ветреную погоду незащищенные свежееуложенные 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 - 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

	<p>подъемом или опусканием до 4 м и поворотом стрелы крана.</p> <p>4. Укладка подкладок под конструкции и детали.</p> <p>5. Отцепка груза.</p> <p>6. Крепление или раскрепление груза при необходимости.</p> <p>7. Подача сигналов машинисту крана.</p>
Установка деревянной опалубки	<p>1. Проверка разметки по осям и отметкам.</p> <p>2. Установка щитов.</p> <p>3. Установка креплений опалубки.</p> <p>4. Выверка установленной опалубки</p>
Установка арматурных каркасов вручную	<p>1. Подноска и укладка бетонных прокладок.</p> <p>2. Подноска каркасов.</p> <p>3. Установка каркасов в опалубку.</p> <p>4. Выверка установленных каркасов.</p>
Укладка бетонной смеси в ростверк	<p>1. Прием бетонной смеси.</p> <p>2. Укладка бетонной смеси непосредственно на место укладки или по лоткам.</p> <p>3. Разравнивание бетонной смеси с частичной ее перекидкой.</p> <p>4. Уплотнение бетонной смеси.</p> <p>5. Заглаживание открытой поверхности бетона.</p>
Разборка опалубки	<p>1. Снятие элементов креплений с перерезыванием проволочных стяжек</p>

	<p>и скруток.</p> <p>2. Снятие щитов.</p> <p>3. Спуск элементов опалубки.</p> <p>4. Сортировка, очистка элементов опалубки от налипшего бетона и выдергивание гвоздей.</p> <p>5. Относки элементов опалубки к месту складирования и укладка в штабель.</p>
--	--

4.4 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.

4.5 Расчет проектного отказа свай

В проекте принята забивная свая С10-30. Вес сваи 2,28т.

Минимальная энергия удара , необходимая для понижения свай равна:

$$E_d = 1,75 \cdot \alpha \cdot N_{\text{доп}} = 1,75 \cdot 25 \frac{\text{Дж}}{\text{кН}} \cdot 1071,4 \text{ кН} = 46,9 \text{ кДж}$$

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

$N_{\text{доп}}$ – расчетная нагрузка на одиночную сваю, принятая в проекте,
 $N_{\text{доп}} = 1071,4 \text{ кН}$

Пользуясь техническими характеристиками дизель-молотов, подбираем такой молот, энергия удара которого соответствует 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: $G_h = 5,5 \text{ т} = 53,9 \text{ кН}$ – полный вес молота;

$G_b = 2,28 \text{ т} = 22,35 \text{ кН}$ – 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,
 $E_d = 0,9 \cdot G_t \cdot H = 0,4 \cdot 24,5 \text{ кН} \cdot 2,0 \text{ м} = 19,6 \text{ кДж}$

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

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

$$\frac{53,9 + 22,35}{19,6 \text{ кДж}} = 3,89 \leq 6$$

Принятый молот подходит по условию.

Проектный отказ сваи определяется по формуле:

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

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

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

$m_3 = 0$ (для железобетона); $m_1 = 2,5 \text{ т}$ – масса молота, $m_2 = 2,28 \text{ т}$ – масса сваи; $\varepsilon^2 = 0,2$ – коэффициент восстановления удара.

Проектный отказ сваи равен:

$$S_0 = \frac{1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,09 \text{ м}^2 \cdot 19,6 \text{ кДж}}{1071,4 \text{ кН} \cdot \left(1071,4 \text{ кН} + 1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,09 \text{ м}^2\right)} \cdot \frac{2,5 + 0,2 \cdot (2,28 + 0)}{2,5 + 2,28 + 0}$$

$$= 1,266 \text{ мм}$$

Проектный отказ сваи, равный 1,27 мм, необходим для контроля несущей способности сваи в процессе производства.

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.: Стандартиформ, 2012.
5. СП 20.13330.2011. СВОД ПРАВИЛ. Нагрузки и воздействия. Актуализированная 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 «Земляные 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 строительного-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. Изм. Лист № докум. Подпись Дата Лист 78 270800.62.2016.190 ПЗ ВКР

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. Строительное производство. Требования / ФГУ ЦОТС Госстрой России.- М.: Стройиздат, 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 требования и характеристики. Методы испытаний.
- 17.ГОСТ 12.3.009-76 (СТ.СЭВ 3518-18). ССБТ. Работы погрузочные разгрузочные. Общие требования безопасности.
18. ГОСТ 12.4.059-89. Система стандартов безопасности труда. Строительство. 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. / Афанасьев 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 строительных 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 пособие / 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. Изм. Лист № докум. Подпись Дата Лист 79 270800.62.2016.190 ПЗ ВКР

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