

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И
СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Согласовано:

Гл. специалист предприятия

подпись, инициалы, фамилия

Утверждаю:

Зав. кафедрой

Ласьков Н.Н. _____

подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....20. г

“.....”.....20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ БАКАЛАВРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО» НАПРАВЛЕННОСТЬ
«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Тема ВКР _____ 14-этажный жилой дом в городе Казани _____

Автор ВКР _____ Кузнецов А.А. _____

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-130993-2017 _Группа СТР-44_

Руководитель ВКР _____ Комаров В.А. _____

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный _____ Мигунов В.Н. _____

расчетно-конструктивный _____ Комаров В.А. _____

основания и фундаменты _____ Кузнецов А.А. _____

технологии и организации строительства _____ Комаров В.А. _____

экономики строительства _____ Комаров В.А. _____

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности _____ Комаров В.А. _____

НИР _____ Комаров В.А. _____

Нормоконтроль _____ Комаров В.А. _____

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

**«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И
СТРОИТЕЛЬСТВА»**

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Согласовано:

Гл. специалист предприятия

подпись, инициалы, фамилия

Утверждаю:

Зав. кафедрой

Ласьков Н.Н.
подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....20. г

“.....”.....20 г.

ЗАДАНИЕ

**На выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по
направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность
«Промышленное и гражданское строительство»**

Тема ВКР _____ 14-этажный жилой дом в городе Казани _____

Автор ВКР _____ Кузнецов А.А. _____

Группа Ст1-44

Консультанты :

архитектурно-строительный _____ Мигунов В.Н. _____

расчетно-конструктивный _____ Комаров В.А. _____

основания и фундаменты _____ Кузнецов А.А. _____

технологии и организации строительства _____ Комаров В.А. _____

экономики строительства _____ Комаров В.А. _____

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности _____ Комаров В.А. _____

НИР _____ Комаров В.А. _____

I.Исходные данные для ВКР

1.Место строительства _____ город Казань

2.Назначение здания . Степень новизны. Реальность ВКР.

Многоэтажное жилое здание. В учебных целях _____

Содержание

1. Архитектурно-строительный раздел

- 1.1. Общие положения
- 1.2. Описание участка и решение генерального плана
- 1.3. Архитектурно-планировочное решение
- 1.4. Конструктивное решение здания
- 1.5. Теплотехнический расчёт наружных ограждений
- 1.6. Санитарно-техническая часть
- 1.7. Техничко-экономические показатели по зданию

2. Расчетно-конструктивный раздел

- 2.1. Расчет каркаса здания
- 2.2. Расчет монолитных колонн
 - 2.2.1. Расчет элементов, работающих на сжатии со случайным эксцентриситетом и внецентренное сжатие монолитных колонн
 - 2.2.2. Расчет элементов работающих на косое внецентренное сжатие
- 2.3. Расчет монолитного перекрытия

3. Основания и фундаменты

- 3.1. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.
- 3.2. Классификация грунтов
- 3.3. Инженерно-техническое сравнение вариантов фундамента.
- 3.4. Расчёт свайного фундамента в сечении I-I.
 - 3.4.1. Общие положения.
 - 3.4.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи.
 - 3.4.3. Конструирование ростверка.
 - 3.4.4. Определение размеров условного фундамента.
 - 3.4.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.
 - 3.4.6. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.
 - 3.4.7. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой сваей.
 - 3.4.8. Расчёт прочности ростверка на изгиб.
 - 3.4.9. Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям.

4. Технология и организация строительства

- 4.1. Технология производства работ

4.2. Выбор типа крана и его привязка к объекту, расчет зон работы и влияния крана.

4.3. Основные принципы проектирования календарного графика.

4.4. Строительный генеральный план

4.5. Основные мероприятия по технике безопасности

5. Экономика строительства

5.1 Определение сметной стоимости объекта

5.2 Локальная смета

5.3 Объектная смета

5.4 Сводный сметный расчет стоимости строительства

5.5 Годовые эксплуатационные расходы

5.6 Техничко-экономические показатели объекта строительства

5.7 Экономическая оценка проектного решения

5.7.1 Расчет чистого дисконтированного дохода при норме дисконта $E=15\%$

5.7.2 Расчет внутренней нормы доходности (ВНД)

5.7.3 Расчет индекса рентабельности

5.7.4 Построение жизненного цикла объекта

6. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности

6.1. Анализ опасных и вредных производственных факторов

6.2. Классификация производства

6.3. Обеспечение безопасных и санитарно-гигиенических условий труда

6.3.1 Обеспечение безопасных условий труда

6.3.2 Обеспечение электробезопасности

6.3.3 Требование к естественному и искусственному освещению

6.3.4 Защита от шума и вибраций

6.3.5 Бытовые помещения

6.4. Стройгенплан

6.5. Мероприятия по предотвращению чрезвычайных ситуаций

7. Научно-исследовательская работа

Список использованной литературы



1.Архитектурно-строительный раздел

1. Архитектурно-строительный раздел

1.1. Общие положения

Проектируемый объект - жилой многоквартирный дом. Высота здания 14 этажей плюс технический этаж. Два нижних подвальных этажа требуется запроектировать в качестве стоянки для легкового автотранспорта жильцов.

Район строительства объекта – г. Казань. В соответствии с [3]

- район по весу снегового покрова – IV (нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли – $s_0=1,5 \text{ кПа}=150 \text{ кгс/м}^2=1,5 \text{ кН/м}^2$),

- район по давлению ветра – II (нормативное значение ветрового давления – $w_0=0,3 \text{ кПа}=30 \text{ кгс/м}^2=0,3 \text{ кН/м}^2$).

Климатический район строительства – IIв согласно [3].

Зона влажности – 2 (нормальная) в соответствии с [4].

1.2 Описание участка и решение генерального плана

Здание располагается в г. Казани. Посадка здания производится на сложном рельефе. Используя эту особенность рельефа организовываются выезды с двухэтажного подземного гаража. Выезд с первого уровня подземного гаража на абсолютной отм. 75,35 м, со второго уровня на отм. 72,35 м.

В непосредственной близости от проектируемого здания находятся 2 общежития и столовая общественного питания. В связи достаточно плотным размещением объектов застройки участок ограниченный красной линией имеет площадь 1564 м². Посадка здания и размещение красной линии показаны на листе графической части.

Здание имеет следующую структуру организации подъездов и подходов. Подъезды в подземные части здания – два подъезда с уровня на абсолютной отм. 72,35 м. и один подъезд с уровня на отм. 75, 35 м. Выход людей с подземного этажа на улицу производится с помощью лестничной клетки непосредственно выходящей на улицу. Входы в цокольную часть здания размещаются на абсолютной отм. 79,40 м. Вход в жилую часть здания осуществляется через лестничную клетку или через лифтовой холл цокольного этажа здания.

Для беспрепятственного подъезда пожарных машин здание по всему периметру окружено подъездными дорогами. По этим подъездным дорогам также осуществляется вывоз накопившихся бытовых отходов из мусорокамеры.

Благоустройство участка производится в следующих направлениях:

- организация детской игровой площадки площадью 189, 6 м²;
- устройство площадки для отдыха взрослых площадью 56, 3 м²;
- организация двух площадок для парковки машин.

Озеленение участка проводится в двух направлениях:

- посадка рядовых кустарников и деревьев;

- посев семян многолетних трав.

Основные технико-экономические показатели по генеральному плану:

Площадь участка – 3990 м²;

Площадь застройки – 736 м²;

Площадь асфальтового покрытия – 1560 м²;

Площадь озеленения - 1430 м²

Коэффициент застройки – 0,184

Коэффициент асфальтового покрытия – 0,391

Коэффициент застройки – 0,358

1.3. Архитектурно-планировочное решение.

Типовые этажи здания содержат жилые квартиры. Количество типовых этажей 14 от отм. 0,000 м до отм 42,000 м. Высота типового этажа 3 м.

Согласно исходным данным на проектирование типовой этаж должен содержать максимально возможное количество однокомнатных квартир с общей площадью не превышающей 50 м². Учитывая эти требования и задаваясь площадью этажа не более 500 м² (при этом необходима одна лестничная клетка согласно [5]) была принята планировка показанная на листе графической части. Планировочное решение типового этажа включает 5 однокомнатных, 2 двухкомнатные и одну трехкомнатную квартиры. Однокомнатные квартиры содержат совмещенные санитарные узлы, а 2-х и 3-х комнатные квартиры раздельные. При такой планировке мы получаем многоквартирный дом ориентированный для небогатого населения (например для покупки квартир по программе кредитования молодых семей), что особенно актуально в настоящее время.

Придерживаясь требований [5] назначаем площади световых проемов (задаемся отношением площади световых проемов всех жилых комнат и кухонь квартир к площади пола этих помещений 1:7). Длина общего коридора освещенного с двух сторон 25 м, что не противоречит требованиям

[5]. На этаже располагается два лифта – грузопассажирский (грузоподъемность 500 кг.) и пассажирский (грузоподъемность 300 кг.)

Цокольный этаж здания (отм. -3,600 м.) включает в себя офисные помещения. Рабочие кабинеты имеют разную площадь от 30,4 м² до 8,94 м², что позволяет гибко использовать объемно-планировочную структуру данного этажа. На этом этаже расположено 6 санитарных узлов. Высота цокольного этажа 3,6 м. Так же на данном этаже располагается выход жильцов на улицу из лифтов и лестничной клетки. Выход жильцов через лестничную клетку производится на отм. -3,000 м (это решение, принято исходя из унификации лестничных маршей), из-за чего образуется перепад между уровнем пола лестничной клетки и уровнем земли 900 мм. Выход из цокольного этажа осуществляется на отм. -3,600, что создает перепад высот между уровнем земли и этажом 300 мм. Эти перепады высот заполняются входными лестницами. Так же на цокольном этаже находится выход из лестничной клетки, ведущей в подвальные этажи. Отметка этого выхода -3,750 м.

В здании имеются 2 подземных этажа для стоянки 30 легковых автомобилей на каждом этаже соответственно на отм. -12.650 и -7.650. Согласно [6] в здания класса Ф1.3 (многоквартирные дома) допускается встраивать автостоянки легковых автомобилей только с постоянно закрепленными местами для индивидуальных владельцев (без устройства обособленных боксов). Парковка автомобилей осуществляется по пандусам (рампам) (при количестве автомобилей до 100 разрешается применение однопутной ramпы) с участием водителей. На каждом подвальном этаже предусмотрены сан. узлы. Согласно [6] в автостоянках, встроенных в здания другого назначения, не допускается предусматривать общие обычные лестничные клетки, поэтому лестничная клетка в подвальных этажах была спроектирована в осях 3-4. Для обеспечения функциональной связи автостоянки и жилых этажей выходы из лестничных клеток автостоянки и жилых этажей связываются через улицу. Места стоянки автомобилей

отличаются по габаритам, но отвечают требованиям п. 5.25 [6] (длина 5 м, ширина 2.3 м). Уклон ramпы 13% что так же отвечает требованиям норм [6].

Конструктивное решение здания.

Конструктивная система здания – каркасная. Несущий каркас здания выполняется из монолитного бетона в построечных условиях. Выбор монолитного каркаса обоснован тем, что отпадает необходимость использовать элементы заводской готовности, следовательно, значительно расширяются возможности объемно-планировочного решения здания. Так же использование монолитного каркаса целесообразно потому что сейчас в г. Казани накоплен большой опыт монолитного домостроения и следовательно имеется готовая база номенклатуры необходимой номенклатуры изделий и материалов (опалубка, добавки в бетон и т. д.), машин и механизмов (домкраты, бетононасосы и т. д.).

В качестве материала каркаса был выбран железобетон т. к. он обладает большой огнестойкостью и, следовательно, отвечает противопожарным нормам, что особо актуально при высотном домостроении (время эвакуации значительно возрастает).

Т. к. высота здания не превышает 50 м, то принимаем степень огнестойкости здания II, а класс конструктивной пожарной опасности С0. Следовательно, согласно [7] предел огнестойкости конструкций должен составлять:

- несущие элементы здания R 90;
- наружные ненесущие стены E 15;
- перекрытия REI 60.

Согласно [6] конструкции автостоянок встроенных в здания категории Ф 1.3. должны иметь огнестойкости не ниже чем у конструкций надземной части. Применение железобетонных конструкций в подвальной части позволяет удовлетворить вышесказанным нормам.



Наружные стены здания принимаем ненесущими, выполненными из пенобетонных блоков (размер блока 400х200х200 мм). Выбор данной ограждающей конструкции обоснован тем, что при небольшой стоимости пенобетонные блоки обладают неплохими теплотехническими свойствами, что позволяет значительным образом снизить необходимую толщину утеплителя (в нашем случае ширина слоя из минераловатных полужестких плит составляет 100 мм).

Наружные стены подвальной части принимаем бетонным с облицовкой кирпичом. Данное решение выбрано из требований обеспечения прочности конструкции при действии бокового давления грунта. Т. к. высота подвала значительна (7,25 м) то применение железобетонной стены ограждения обеспечит необходимую прочность. Используя облицовку железобетонной стены, заглубленной в грунт, керамическим кирпичом достигается необходимая защита стены от агрессивного воздействия влажного грунта.

Перегородки стен выполнены так же из пенобетонных блоков. Размер блока зависит от толщины перегородки:

А) при толщине перегородки 200 мм блок размером 400х200х200 мм.

Б) при толщине перегородки 100 мм блок размером 400х100х100 мм.

Выбор перегородок из пенобетонных блоков обоснован исходя из требований предъявляемых перегородкам:

А) Прочность пенобетонного блока такова, что позволяет сверлить в нем отверстия необходимые для бытовых нужд и прочно удерживать вставленные нагели и пробки.

Б) Звукоизоляция пенобетонных перегородок позволят создавать комфортный акустический фон в каждой квартире, надежно отделяя источники шума в каждой комнате.

В) Небольшая масса пенобетонных перегородок позволяет значительно уменьшить нагрузки на каркас здания, следовательно, требуются меньшие затраты на возведение здания.



Внутренняя отделка помещений выполняется в зависимости от назначения здания. Данные по отделке сведены в таблицу 1.2. Площади помещений в табл. 1.2. приведены на типовом этаже.

Таблица 1.2. Ведомость отделки помещений.

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьера				Примечание
	Потолок	Площадь	Стены, перегородки	Площадь	
Холл	Известковая побелка	82 м ²	Простая штукатурка. Оклейка обоями	100 м ²	
Общая комната	Известковая побелка	158 м ²	Простая штукатурка. Оклейка обоями	146 м ²	
Спальная	Известковая побелка	52 м ²	Простая штукатурка. Оклейка обоями	84 м ²	
Кухня столовая	Известковая побелка	83 м ²	Простая штукатурка. Керамические плитка	101 м ²	
Сан. узел	Известковая побелка	39 м ²	Простая штукатурка. Керамические плитка	73 м ²	

1.5. Теплотехнический расчёт наружных ограждений.

Необходимые данные по климатическому району строительства:

- 1) температура наиболее холодной пятидневки $t_n = -32$ °С с обеспеченностью 0,92 (по [3]);
- 2) температура наиболее холодных суток -36 °С с обеспеченностью 0,92

3) продолжительность периода со среднесуточной температурой $\leq 8^{\circ}\text{C}$ равна 215 сут. Среднесуточная температура в отопительный период равна -5.2°C .

а) Теплотехнический расчёт наружной стены

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным нормам равно:

$$R_0^{тр''} = \frac{n(t_{в} - t_{н})}{\Delta t_{н} \alpha_{в}} = \frac{(20 + 32)}{4 * 8,7} = 1,494 \frac{\text{м}^2 * ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}, \quad (1)$$

где $\alpha_{в}=8,7$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций;

$n=1$ (для наружных стен);

$t_{в}=20^{\circ}\text{C}$ – расчётная температура внутреннего воздуха жилых помещений (п. 3.3 [1]);

$t_{н}=-32^{\circ}\text{C}$ – температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 (по [5]).

$\Delta t_{н}=4,0$ – нормируемый температурный перепад для наружных стен жилых зданий.

Требуемое сопротивление теплопередаче с учётом энергосберегающих требований определяем с учётом ГСОП (градусосутки отопительного периода) и таблицы 16* [4]:

$$\text{ГСОП} = (t_{в} - t_{от.пер.}) z_{от.пер.} = (14 - (-5.2)) * 215 = 4128^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}, \quad (2)$$

где $z_{от.пер.}=215$ – продолжительность периода со средней температурой ниже 8°C , сут.

Требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкций, определённое по таблице 16* составляет $R_0^{тр''}=3,3 \text{ м}^2 * ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$. Поскольку сопротивление теплопередаче по энергосберегающим требованиям $R_0^{тр''}=3,3 \text{ м}^2 * ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ выше требований по санитарно-гигиеническим условиям $R_0^{тр'}=1,494 \text{ м}^2 * ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$, то в дальнейшем для расчёта толщины утеплителя пользуемся требуемым сопротивлением теплопередаче $R_0^{тр} = R_0^{тр''}=3,3 \text{ м}^2 * ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Конструкция стены приведена на рис 1.1

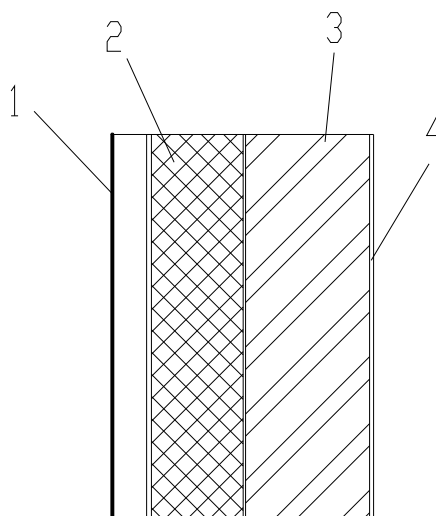


Рис. 1.1. Конструкция наружной стены.

Первый слой – наружный слой выполненный из подвесных керамических элементов. Теплотехническими свойствами первого слоя пренебрегаем из-за неплотных стыков между керамическими элементами (большое кол-во мостиков холода). Толщина с учетом вентиляционного зазора 0,4 м

Второй слой – утеплитель из минераловатных полужестких плит на синтетических связующих плотностью $\rho=100 \text{ кг/м}^3$. Коэффициент теплопередачи $\lambda_2=0,07 \text{ Вт/(м}^2\cdot^\circ\text{C)}$.

Третий слой – внутренний слой из пенобетонных блоков, толщиной $\delta_3=0,40 \text{ м}$ плотностью $\rho_3=600 \text{ кг/м}^3$. Коэффициент теплопередачи $\lambda_2=0,26 \text{ Вт/(м}^2\cdot^\circ\text{C)}$.

Четвёртый слой (внутренний)- цементно-песчанная штукатурка толщиной $\delta_4 = 0,02 \text{ м}$, плотностью $\gamma_4 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_4 = 0,93 \text{ Вт/(м}^2\cdot^\circ\text{C)}$.

Значения коэффициентов теплопроводности λ приняты для условий Б (нормальная зона влажности 2, нормальный влажностный режим помещений).

Термическое сопротивление ограждающих конструкций:

$$R = \delta/\lambda, \quad (3)$$

где δ - толщина стены, м;

λ - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, Вт/(м²·°C), принимаемый по табл. 3* [11].

Общее термическое сопротивление стены:

$$R_k = \delta_2/0,07 + 0,4/0,26 + 0,02/0,93 = \delta_2/0,07 + 1,56$$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции

$$R_0 = 1/\alpha_{в} + R_k + 1/\alpha_{н} = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23, \quad (4)$$

где $\alpha_{н}$ – коэффициент теплоотдачи ($\alpha_{н} = 23$ Вт/(м²·°C))

Приравнявая значения $R_0^{тп}$ и R_0 , получаем

$$3,3 = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23$$

Отсюда получаем $\delta_2 = 0,973$ м. Принимаем утеплитель из минераловатных полужестких плит на синтетических связующих плотностью $\rho=100$ кг/м³ толщиной $\delta_2=0,10$ м.

Таким образом, толщина утепленной наружной стены по теплотехническому расчету будет равна $0,04+0,10+0,4+0,02=0,56$ м..

1.6. Санитарно-техническая часть.

Отопление. При проектировании системы отопления жилого дома необходимо соблюдать ряд нормативных документов, а именно: СНиП 2.04.05-91*, ВСН 01-89, МГСН 5.01-94.

Для прокладки трубопроводов тепловых сетей, а также трубопроводов системы отопления здания применяются стальные трубы электросварные по ГОСТ 10704-91 из ст.10 или 20 ГОСТ 1050-74*.

При прокладке трубопроводов от места врезки в тепловые сети до жилого дома необходимо провести ряд мероприятий:

1. произвести противокоррозионную изоляцию трубопровода 2-мя слоями холодной мастики

2. изолировать трубопровод матами минеральными с обкладкой стеклотканью толщиной 60 мм

3. произвести изоляцию стеклопластиком рулонным по ТУ 6-11, ТУ 6-145-80

При расчете системы отопления необходимо принимать расчетной температуру наружного воздуха $t = -32^{\circ}\text{C}$, что соответствует климатической зоне предполагаемого строительства.

Внутреннее решение системы отопления помещений: горизонтальная - конвекторы радиаторного типа. Количество секций радиаторов принимается по расчету при расчетной температуре внутреннего воздуха $t = 22^{\circ}\text{C}$.

Исходя из принятого архитектурно-планировочного решения здания принимается верхняя разводка системы отопления.

Монтаж системы отопления производить при температуре окружающего воздуха не ниже 15°C . Монтаж и последующее испытание системы отопления производить в соответствии с СНиП 3.05.03-85.

Вентиляция. При проектировании вентиляции учитывается, функциональное зонирование и предназначение помещений. Принимаем естественную вентиляцию помещений. Обмен воздуха осуществляется по металлическим вентиляционным коробам, установленных в санузлах и кухнях. Вентиляция кухни принята с учетом 3-х кратного воздухообмена и расхода на горение воздуха при работе газовых плит.

Водоснабжение. Водоснабжение здания обеспечивается от существующей сети водопровода. Принята верхняя система разводки водоснабжения. При производстве монтажа системы водоснабжения необходимо учитывать требуемый уклон трубопровода. Диаметр труб определяется исходя из расчетов с обеспечением необходимого давления и расхода воды для крайних (верхних) потребителей воды. При прокладывании трубопровода используются трубы из полиэтилена ПНД 160т по ГОСТ 18599-83.

Для обеспечения требований пожаробезопасности предусматривается два пожарных гидранта с расчетным расходом воды 2 л/с каждый, располагающихся во дворе дома.

Для создания и поддержания требуемого давления воды в пожарном водопроводе предусматривается автоматическая насосная станция мощностью 30 кВт. Водоснабжение зданий от существующей городской сети водопровода осуществляется трубопроводом диаметром не менее 200 мм. Внутреннее водоснабжение предусматривает установку водяных счетчиков горячей и холодной воды.

Канализация. Требуемая канализация устраивается с отводом самотеком в существующую городскую сеть канализации. При прокладывании сети канализации используются полиэтиленовые трубы ПНД 160С по ГОСТ 18599-83.

Электроснабжение. Электроснабжение здания осуществляется согласно техническим условиям и выполняется взаиморезервируемым кабельными линиями от существующих городских электросетей.

Учет энергопотребления предусматривает установку ВРУ откуда осуществляется питание и управление наружным освещением.

Слаботочные устройства. Телефонизация здания производится на основании технических условий. Кабеля телефонизации прокладываются в трубопроводах, с распределением по помещениям на этаже.

Радио распределительные сети радиотелефонии выполняются от понижающего трансформатора на радиостойке проводом ПВЖ 1.5 в трубах ПВХ 40 в вертикальных стояках. Абонементские сети выполняются проводами ПТТЖ 2х1.2 и скрыты под слоем штукатурки. Для приема передач на крыше установлена антенна.

1.7. Технико-экономические показатели по зданию.

1. Общая площадь (определяется как сумма площадей всех этажей) – P_0
 $= 13724 \text{ м}^2$

2. Полезная площадь (определяется как сумма площадей всех размещаемых в нем помещений, а также балконов и антресолей в залах, фойе и т.д., за исключением лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц) – $P_0 = 13308 \text{ м}^2$

3. Нормируемая площадь (определяется как сумма площадей всех размещаемых в нем помещений, за исключением коридоров, тамбуров, переходов, лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц, а также помещений предназначенных для размещения инженерного оборудования и инженерных сетей) – $P_0 = 12432$

4. Строительный объем (определяется как сумма строительного объема выше отметки ± 0.000 (надземная часть) и ниже этой отметки (подземная часть). Строительный объем надземной и подземной частей здания определяется в пределах внешних ограничивающих поверхностей) – $O_c = 45579 \text{ м}^3$

5. Отношение нормируемой площади к общей площади здания

$$K_1 = P_n / P_0 = 12432 / 13308 = 0,934$$

6. Отношение строительного объема к нормируемой площади

$$K_2 = O_c / P_n = 45579 / 12432 = 3,67$$

7. Отношение площади наружных ограждений к общей площади здания

$$K_3 = 15053 / 13724 = 1,097$$

2. Расчетно-конструктивный раздел



2. Расчетно-конструктивная раздел

2.1. Расчет каркаса здания.

В целях определения усилий в элементах каркаса здания необходимо выполнить объемный расчет каркаса здания.

Первым этапом расчета определим нагрузки от перегородок.

Нагрузки от межкомнатных перегородок:

- перегородки из пенобетонных блоков ($\delta = 90 \text{ мм}$, $\rho = 1000 \text{ кг/м}^3$ с учетом растворных швов). Вес 1 м^2 $0,09 * 1000 = 90 \text{ кг/м}^2$

- штукатурка ($\delta = 10 \text{ мм}$ $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$). Вес 1 м^2
 $2 * 0,01 * 2200 = 44 \text{ кг/м}^2$

Итого вес 1 м^2 стены 134 кг/м^2 . С учетом высоты этажа в «свету» $2,8 \text{ м}$ получаем вес 1 пог. м. перегородки 375 кг/м

Нагрузки от межквартирных перегородок

- перегородки из пенобетонных блоков ($\delta = 190 \text{ мм}$, $\rho = 900 \text{ кг/м}^3$ с учетом растворных швов). Вес 1 м^2 $0,19 * 900 = 171 \text{ кг/м}^2$

- штукатурка ($\delta = 15 \text{ мм}$ $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$). Вес 1 м^2
 $2 * 0,015 * 2200 = 66 \text{ кг/м}^2$

Итого вес 1 м^2 стены 237 кг/м^2 . С учетом высоты этажа в «свету» $2,8 \text{ м}$ получаем вес 1 пог. м. перегородки 664 кг/м

Определим согласно плана типового этажа (см. лист 2 графической части) общую протяженность перегородок:

- межкомнатные $152,5 \text{ п.м/этаж}$

- межквартирные $116,4 \text{ п.м/этаж}$

Площадь перекрытия типового этажа, с учетом вычетов отверстий лестничных клеток и лифтовых шахт, составляет 660 м^2

Определим нагрузку от перегородок на плиту перекрытия

- от межкомнатных перегородок $370 \cdot 152,5 / 660 = 85 \text{ кг/м}^2$

- от межквартирных перегородок $664 \cdot 116,4 / 660 = 120 \text{ кг/м}^2$

Соберем нагрузки на перекрытия и покрытие здания

Расчет ведем в табличной форме (табл. 2.2. – 2.7.)

Таблица 2.2. Нагрузки на перекрытие типового этажа.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
от массы плиты (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
от массы пола	1,1	1,3	1,45
от массы перегородок	0,85+0,12=2	1,3	2,6
Временная	1,5	1,3	1,95
Всего	9,6	-	11,5

Таблица 2.3. Нагрузок на перекрытие цокольного этажа (отм. -3,600).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
от массы плиты (h=0,20 м, ρ=25 кН/м ³)	0,2*25=5	1,1	5,5
от массы пола	1,25	1,3	1,65
от массы перегородок	1,5	1,3	1,95
Временная	2,0	1,2	2,4
Всего	9,75	-	11,5

Таблица 2.4. Нагрузки на чердачное перекрытие (отм. 42,200 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
от массы плиты ($h=0,20 \text{ м}$, $\rho=25 \text{ кН/м}^3$)	$0,2*25=5$	1,1	5,5
от массы выравн. слоя	0,6	1,3	0,8
-от массы утеплителя (ППЖ $h=0,18 \text{ м}$, $\rho=20 \text{ кН/м}^3$)	0,36	1,3	0,468
-от массы цем. стяжки	0,3	1,3	0,39
-от массы изоляции	0,05	1,3	0,065
от массы пола	1	1,3	1,3
Временная	0,7	1,3	0,91
Всего	8,01	-	8,13

Таблица 2.5. Нагрузки на перекрытия над гаражами (отм. -7,650 и 10,650 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
от массы плиты ($h=0,24 \text{ м}$, $\rho=25 \text{ кН/м}^3$)	$0,24*25=6$	1,1	6,6
от массы пола	1,2	1,1	1,3
Временная от веса автомашин	3	1,2	3,6
Всего	10,2	-	11,5

Таблица 2.6. Нагрузки на перекрытия над гаражом
(вне пределов Ж/Д отм. -4,200).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м^2
--------------	---------------------------------------	------------------------------------	-------------------------------------

Постоянная:			
от массы плиты ($h=0,24$ м, $\rho=25$ кН/м ³)	$0,24*25=6$	1,1	6,6
от массы гидроизоляции	0,2	1,3	0,26
от массы цем. стяжки	0,8	1,1	0,97
от массы грунта	9	1,3	11,7
Временная	12	1,1	1,32
от веса пожарных машин ($Q=30$ т на площ. 25м^2)			
Всего	28,1	-	32,7

Таблица 2.7. Нагрузки на покрытие здания (отм. +44,400 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
-от массы плиты ($h=0,20$ м, $\rho=25$ кН/м ³)	$0,2*25=5$	1,1	5,5
от массы затирки	1	1,3	1,3
-от массы гидроизол.	1,9	1,3	2,5
Снеговая	1,7	1,4	2,4
Всего	9,6	-	11,7

Соберем нагрузки от наружных стен

- стены из пенобетонных блоков ($\delta=390$ мм , $\rho=600$ кг/м³ с учетом растворных швов). Вес 1м² $0,39*600=234$ кг/м²

- утеплитель ($\delta=150$ мм $\rho=300$ кг/м³). Вес 1м²
 $0,15*300=50$ кг/м²

- штукатурка ($\delta=15$ мм $\rho=2200$ кг/м³). Вес 1м²
 $0,01*2200=33$ кг/м²



Итого с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ вес 1 м² стены 380 кг/м². С учетом высоты этажа в «свету» 2,6 м получаем вес 1 пог. м. наружной стены 990 кг/м

Закончив сбор нагрузок, переходим к расчету каркаса здания.

При расчете многоэтажного каркаса при высоте здания более 40 м (согласно [4]) ветровую нагрузку следует определять как сумму средней и пульсационной составляющей.

Расчет каркаса здания был произведен с помощью ЭВМ. Для удобства вычисления колонны каркаса были пронумерованы согласно рис. 2.1. Значения некоторых усилий полученных в элементах каркаса здания приведены в табл. 2.8.

2.2. Расчет монолитных колонн.

При расчете колонн многоэтажных зданий можно выделить три случая их работы:

- 1) элементы, работающие на сжатии со случайным эксцентриситетом
- 2) внецентренно-сжатые элементы
- 3) элементы, работающие на косое внецентренное сжатие

В данном дипломном проекте для определения случая работы сжатого элемента была составлена блок-схема приведенная на 5 листе графической части дипломного проекта. Рассмотрим расчет сжатых элементов более подробно.

2.2.1. Расчет элементов, работающих на сжатии со случайным эксцентриситетом и внецентренное сжатие монолитных колонн.

Важнейшая задача при расчете колонн это определение необходимой площади продольной арматуры. В данном дипломном проекте расчет данных случаев нагружения колонн производился согласно п. 3.61. [10], согласно которому расчет производится в следующей последовательности.

Этап 1. Задаемся исходными данными для расчета. Для подвальных этажей в которых находится подземная автостоянка размеры сечения колонн 550x500 мм, с защитным слоем бетона $a' = 75 \text{ мм}$. Это обосновано тем, что при движении автотранспорта неизбежны столкновения автомобилей с несущими конструкциями. Определяем расчетную прочность бетона

(тяжелый бетон класса В25) $R_b = R_b^1 \gamma_{b2} \gamma_3$

где $R_b^1 = 14,5 \text{ МПа}$ - расчетная прочность бетона;

$\gamma_{b2} = 0,9$

$\gamma_{b3} = 0,85$ - коэффициент учитывающий бетонирование в вертикальном положении, при высоте слоя бетонирования более 1,5 м.

Принимаем арматуру класса А400 с расчетным сопротивлением

$R_s = 365 \text{ МПа}$. Согласно таблице 18 [10] для арматуры и бетона

вышесказанных классов определяем относительную высоту сжатой зоны

$$\xi_R = 0,604$$

Этап 2. Определяем требуемое количество симметричной арматуры.

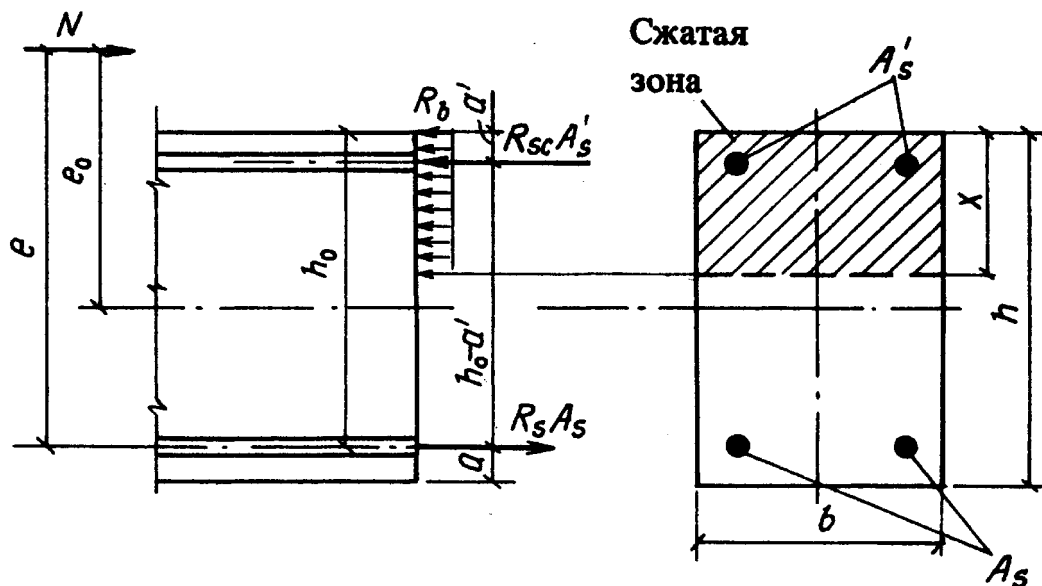


Рис 2.2. К расчету внецентренно-сжатых колонн.

Определяем относительную величину продольной силы

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}$$

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \alpha_n$$

б) при $\alpha_n > \xi_R$

$$A = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi/2)}{1 - \delta}$$

где $\alpha_{m1} = \frac{N e}{R_b b h_0^2}$; $\delta = \frac{a'}{h_0}$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 + \xi_R) + 2 \alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha_s}$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}$$

Полный эксцентриситет приложения нагрузки «е» для статически неопределимых конструкций вычисляется следующим образом, в зависимости от

$e_0 = M/N$ и случайного эксцентриситета e_a который принимается

равным большему значению $e_a \geq \frac{1}{600}l$; $e_a \geq \frac{1}{30}h_k$; $e_a \geq 1\text{ см}$.

а) при $e_0 < e_a$ (случай сжатия со случайным эксцентриситетом)

$$e = e_a + \frac{h_0 - a'}{2}$$

б) при $e_0 \geq e_a$ (случай внецентренного сжатия) $e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$

Для вычисления армирования согласно вышеизложенным расчетам была использована электронная таблица «Microsoft Excel». Результаты подбора арматуры колонн одного из этажей сведены в табл. 2.9. В данной таблице использована нумерация колонн согласно рис. 2.1.

2.2.2. Расчет элементов работающих на косое внецентренное сжатие

Последний случай нагружения (косое внецентренное сжатие) представляет наибольший интерес. Это связано с большим объемом и монотонность работы. В общем случае расчет нормальных сечений, работающих на косое внецентренное сжатие, производится согласно п. 3.76 [10], определяя с помощью последовательных приближений прямой, ограничивающей сжатую зону с помощью последовательных приближений.

При расчете прямоугольных сечений расчет можно несколько упростить, используя графики несущей способности элементов приведенные в п. 3.73 [10]. На основе методики расчета нормальных сечений, работающих на косое внецентренное сжатие предложенной в [10] была составлена программа на языке программирования «Quick Basic». Эта программа позволяет путем последовательных приближений добиться оптимального армирования

сечения элемента. Результатом работы программы – определение координат

$$\left(\frac{M_x}{M_x^0}, \frac{M_y}{M_y^0} \right)$$

, которые надо подставить в графики приведенные в [10]. Т.е. расчет с помощью данной программы сводится лишь к работе с графиком и отпадает необходимость выполнения монотонных расчетов на каждом шаге приближения. Программа расчета косых внецентренно-сжатых элементов приведена в приложении 1.

Используя вышеописанную программу, был произведен расчет колонн верхних этажей. Расчет колонн работающих на косое внецентренное сжатие приведен в табл. 2.10

2.3. Расчет монолитного перекрытия.

Расчет монолитного перекрытия выполняем на программном комплексе «SCAD». Расчет на программном комплексе имеет ряд преимуществ перед расчетом перекрытия вручную:

А) скорость расчета

Б) учет поддерживающего влияния плиты при расчете ригелей и и подборе арматуры в межколонных каркасах

В) удобство и наглядность просмотра эпюр, что позволяет заранее определить допущенные ошибки в расчетной схеме.

Расчет перекрытия выполняем в следующей последовательности.

Создание расчетной схемы. Формируем перекрытие из конечных элементов №11 (прямоугольный КЭ плиты). Разбиваем плиту перекрытия на конечные элементы 0,2 м. Для наглядности ригели, колонны и межколонные области задаем КЭ толщиной 0,4 м.

Жесткость плиты определяется материалом – тяжелый бетон класса В25 ($E=3,00186 \times 10^7$ кН/м², коэффициент Пуассона $\eta=0,2$). Толщина плиты - 0,2 м, толщина ригелей 0,4 м

Примыкание колонн эмулируем связями по оси z (запрет прогиба).

Фрагмент расчетной схемы плиты приведен на рис. 2.3

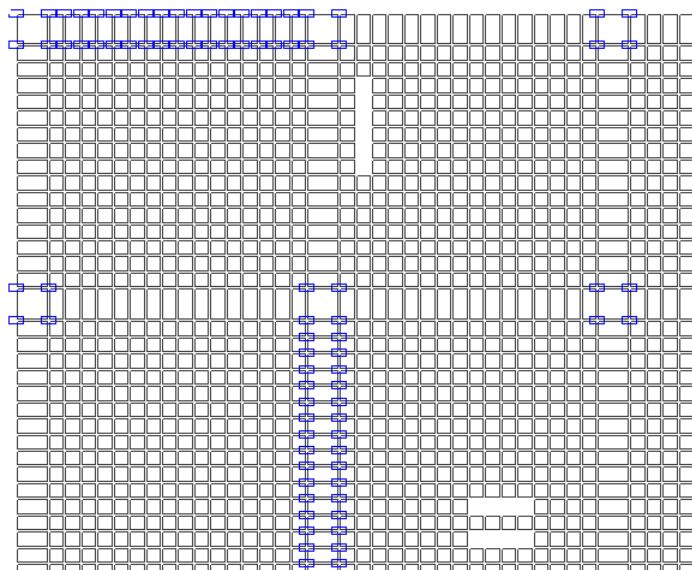


Рис 2.3. Расчетная схема монолитного перекрытия.

Нагрузка на перекрытие составляет:

$q=9,9\text{кН/м}$ - погонная нагрузка от веса пенобетонных блоков на ригели по контуру плиты

$q=11,5\text{кН/м}^2$ - распределенная полезная нагрузка на плиту перекрытия

Результаты расчета монолитной плиты на программном комплексе «SCAD» приведены на рис. 2.4. – 2.9.

В табл. 2.11. приведена структура результатов расчета на программном комплексе «SCAD».

Согласно полученным данным максимальная деформация (согласно рис.) составляет $f=2,44$ мм что меньше предельного значения

$[f]=\frac{1}{200}l=27,5\text{ мм}$. Следовательно деформации плиты удовлетворяют требованиям норм.

Полученная картина распределения моментов по монолитной плите перекрытия позволяет произвести подбор арматуры. Разобьем подбор арматуры перекрытия на следующие этапы.

1 Этап. Задаемся исходными данными для расчета.

Принимаем бетон класса В25 с расчетной прочностью на сжатие

$$R_b = 1,33 \text{ кН/см}^2 \text{ и прочностью на растяжение } R_{bt} = 0,97 \text{ кН/см}^2.$$

Расчетные характеристики бетона приведены с учетом коэффициента условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$

Принимаем продольную арматуру класса А400 с расчетным сопротивлением $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Согласно таблице 18 [10] для арматуры и бетона вышесказанных классов определяем относительную высоту сжатой зоны $\xi_R = 0,604$

2 Этап. Расчет арматуры ригелей по контуру монолитной плиты.

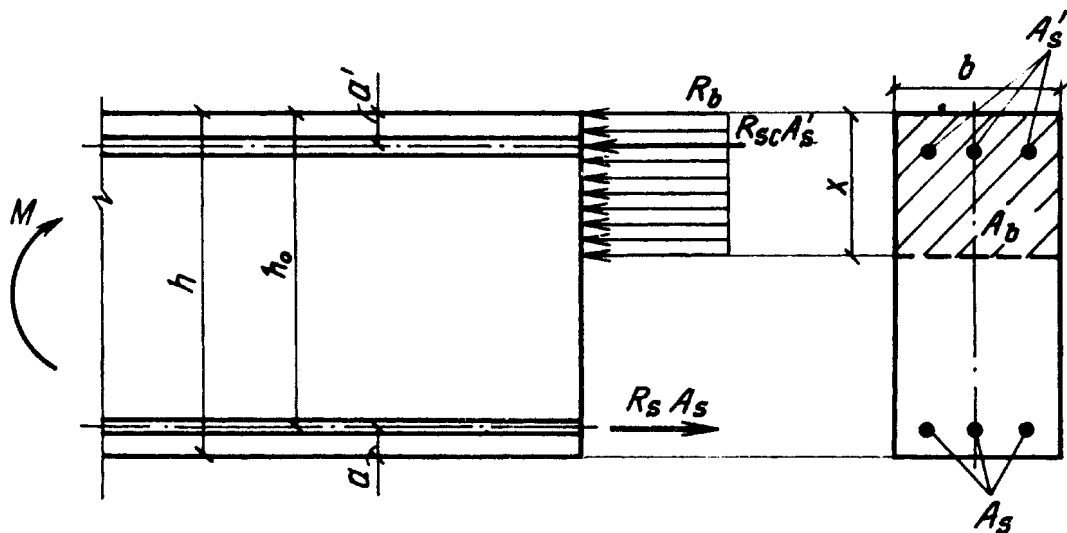


Рис 2.10. Схема усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента.

Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Все ригели назначаем высотой $h_p = 400$ мм и шириной сечения $b_p = 400$ мм. Защитный слой бетона $a' = 40$ мм.

Следовательно рабочая высота $h_0 = h - a' = 360$ мм

Ригели пролетом 5,5 и 5 м.

Максимальный пролетный момент $M_1^l = 36$ кН*м

$$\alpha_m = \frac{M_1^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{36 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,188$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,895$

$$A_s = \frac{M_1^l}{R_s \xi h_0} = \frac{36 * 10^{-3}}{365 * 0,895 * 0,36} = 3,06 \text{ см}^2$$

В пролетной зоне принимаем 3Ф18 А400 ($A_s^{\text{факт.}} = 763 \text{ мм}^2$)

Максимальный опорный момент $M_1^{on} = 59,6$ кН*м

$$\alpha_m = \frac{M_1^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{59,6 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,311$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,81$

$$A_s = \frac{M_1^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{59,6 * 10^{-3}}{365 * 0,81 * 0,36} = 5,60 \text{ см}^2$$

В опорной зоне принимаем 3Ф20 А400 ($A_s^{\text{факт.}} = 942 \text{ мм}^2$)

Ригели пролетом до 5 м.

Максимальный пролетный момент $M_2^l = 16,9$ кН*м

$$\alpha_m = \frac{M_2^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{16,9 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,086$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,955$

$$A_s = \frac{M_2^l}{R_s \xi h_0} = \frac{16,9 * 10^{-3}}{365 * 0,955 * 0,36} = 1,347 \text{ см}^2$$

В пролетной зоне принимаем 3Ф14 А400 ($A_s^{\text{факт.}} = 462 \text{ мм}^2$)

Максимальный опорный момент $M_2^{on} = 25 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,36} = 0,131$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,93$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{25 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,93 \cdot 0,36} = 2,05 \text{ см}^2$$

В опорной зоне принимаем 3Ф14 А400 ($A_s^{факт.} = 462 \text{ мм}^2$)

Поперечное армирование всех ригелей принимаем гнутыми стержнями Ф8 А240 с шагом 150 в приопорной зоне (1/4 пролета) и 200 мм в остальной части ригеля ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E_s = 210000 \text{ МПа}$, $A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{ мм}^2$).

Проведем проверку выбранного армирования по наклонным сечениям. Расчет ведем для самого опасного сечения (выбираем самый нагруженный ригель согласно эпюр внутренних силовых факторов)

Максимальный момент в ригеле $M_{\max} = 36 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Максимальная перерезывающая сила $Q_{\max} = 102 \text{ кН}$

$q_1 = 16 \text{ кН/м}$ - фактическая равномерно распределенная нагрузка

В начале определим следующие промежуточные значения:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 763}{1,33 \cdot 400} = 523 \text{ мм}$$

Высота сжатой зоны ;

$$M_b = \phi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 0,95 \cdot 400 \cdot 360^2 = 98,50 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

где $\phi_{b2} = 2, \phi_{b3} = 0,6$ - коэффициент, учитывающий вид бетона, согласно табл. 21 [10]

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 100,6}{150} = 117,3 \text{ кН/м} ;$$

Т. к. $q_1 = 16 \text{ кН/м} < 0,56 q_{sw} = 65,7 \text{ кН/м}$ то согласно п. 3.32 [10] длина проекции наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M}{q_1}} = \sqrt{\frac{98,50}{16}} = 2,48 \text{ м} ;$$

Так как $c = 1,451 > \left(\frac{\phi_{b2}}{\phi_{b3}} \right) h_0 = 1,2$, то принимаем $c = 1,20 \text{ м}$.

Длина проекции наклонной трещины будет равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{98,05}{117,3}} = 0,916 \text{ м} .$$

Так как $c_0 = 0,916 > 2h_0 = 2 * 0,36 = 0,72 \text{ м}$, то принимаем $c_0 = 0,72 \text{ м}$;

Определим значение $Q_{b,min}$:

$$Q_{b,min} = \phi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 * 0,95 * 400 * 360 = 82,08 \text{ кН} .$$

Определим Q_b :

$$Q_b = M_b / c = 98,50 / 1,2 = 82,08 \text{ кН} = Q_{b,min} = 82,08 \text{ кН} ;$$

Определим процент армирования поперечными стержнями

$$\mu_w = A_{sw} / (bs) = 100,6 / (400 * 150) = 0,00168 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7 ;$$

$$\text{отсюда } \phi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 * 7 * 0,00168 = 1,059 < 1,3 ;$$

Для тяжёлого бетона $\beta = 0,01$ согласно [10]

$$\text{Вычислим } \phi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 * 13,3 = 0,867 .$$

Проверим прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента. Расчет ведем согласно п. 3.42 [10].

Проверим выполнение условия:

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw}$$

где $A_s = 763 \text{ мм}^2$ – площадь растянутой арматуры

z_s и z_{sw} – расстояния согласно рис.

$$M = M_{\max} - q_1 c^2 / 2 = 36 - 16 * 1,2^2 / 2 = 24,5 \text{ кН * м} ;$$

согласно п. 3.42 [10] $z_s = h_0 - 0,5 x = 360 - 0,5 * 523 = 98,5 \text{ мм}$;

$$\sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 * 117,3 * 2,48 = 145,5 \text{ кН} * \text{м}$$

$$M = 24,5 \text{ кН} * \text{м} \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 3,65 * 7,63 * 9,85 + 145,5 = 274,3$$

Значит прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

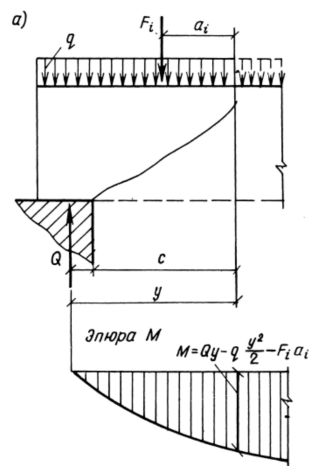
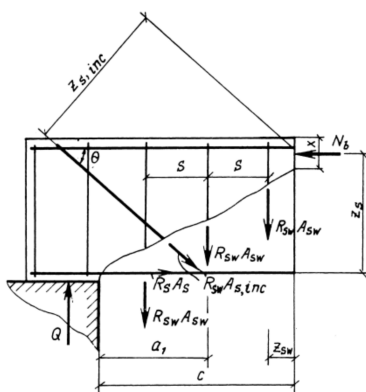


Рис 2.11. К расчету ригеля по изгибающему моменту.

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие по условию 3.30 [10].

$$0,3 \phi_{w1} \phi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 * 1,059 * 0,867 * 13,3 * 400 * 360 = 527533 \text{ Н} = 181,2 \text{ кН} > Q = 10,2 \text{ кН}$$

то есть прочность наклонной полосы обеспечена.

Армирование ригелей приведено на листе 8 графической части.

Проверим прочность наклонного сечения по поперечной силе по условию п. 3.30 [10].

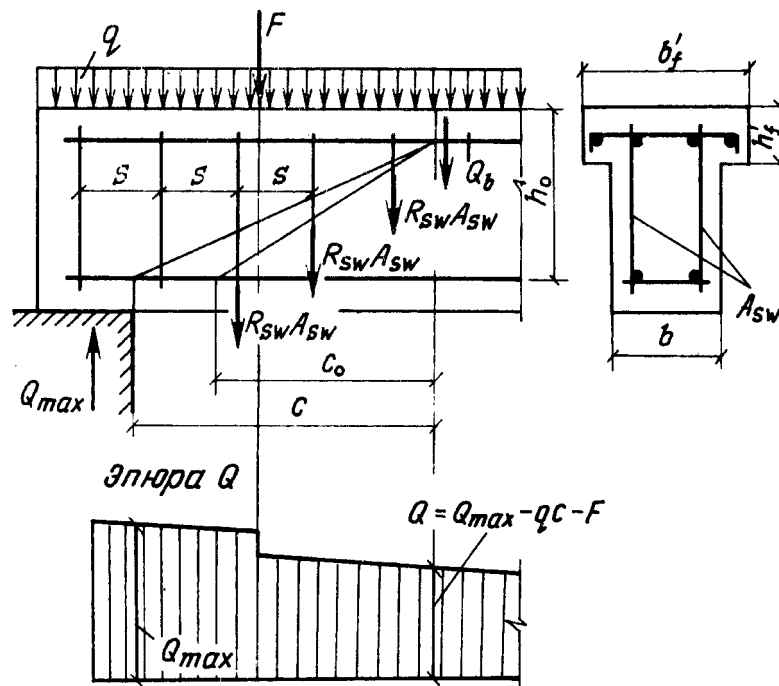


Рис 2.3. К расчету ригеля по поперечной силе.

Проверим условие $Q_b + Q_{sw} > Q$

где $Q = Q_{\max} - q_1 c = 102 - 16 \cdot 1,2 = 82,8 \text{ кН}$

$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 117,3 \cdot 0,72 = 84,5 \text{ кН}$

Итак $Q_b + Q_{sw} = 82,08 + 84,5 = 166,6 > Q = 82,8 \text{ кН}$, то есть прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

3. Этап. Расчет межколонных каркасов.

Между колоннами каркасы устанавливаются по высоте плиты для создания дополнительной жесткости монолитного диска и восприятия опорного момента в зоне стыка плиты и колонны. Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Плита в межколонной зоне имеет высоту $h = 200 \text{ мм}$ и шириной

сечения $b=400$ мм. Защитный слой бетона $a' = 35$ мм . Следовательно рабочая высота $h_0 = h - a' = 165$ мм

Максимальный опорный момент $M^{on} = 21$ кН*м

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{21 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,165^2} = 0,239$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,86$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{21 * 10^{-3}}{365 * 0,86 * 0,165} = 4,05 \text{ см}^2$$

Верхняя арматура межколонных каркасов 3Ф14 А400 ($A_s^{факт.} = 462 \text{ мм}^2$)

Растянутую арматуру каркасов принимаем аналогично верхней т.е. 3Ф14 А400 ($A_s^{факт.} = 462 \text{ мм}^2$).

Схема расположения межколонных каркасов приведена на листе 7 графической части.

4. Этап. Расчет монолитной плиты.

Рассчитаем требуемую площадь арматуры на 1 м^2 перекрытия

Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Плиту принимают высотой $h = 200$ мм

Защитный слой бетона $a' = 20$ мм . Следовательно рабочая высота $h_0 = h - a' = 180$ мм

Максимальный сжимающий момент $M^{on} = 24$ кН*м

$$\alpha_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{24 * 10^{-3}}{1,33 * 1 * 0,180^2} = 0,109$$

Согласно табл. 20 [10] определим $\xi = 0,945$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s \xi h_0} = \frac{24 * 10^{-3}}{365 * 0,945 * 0,180} = 3,87 \text{ см}^2$$

Назначаем верхнюю сетку монолитной плиты из стержней $\Phi 10$ А400 с шагом 150 мм в обоих направлениях. Т.к. в растянутой зоне плиты моменты незначительны то ее армирование назначаем из конструктивных соображений - $\Phi 10$ А400 с шагом 150 мм в обоих направлениях.

3. Раздел

«Основания и фундаменты»



3. Основания и фундаменты.

3.1. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.

Привязку осуществляем в два этапа:

- горизонтальная привязка
- вертикальная привязка

Природный рельеф строительной площадки $AC \times BC = 30 \times 47,5 \text{ м}$ представляет собой небольшой склон. Перепад высот по абсолютным отметкам в пределах длины здания составляет $78,80 - 78,50 = 0,30 \text{ м}$.

Принимаем решение вертикальной планировки площадки. Абсолютную отметку планировочной площадки принимаем $78,70 \text{ м}$.

Таким образом, проектная отметка в точке $R_D = 78,50 \text{ м}$. Для обеспечения беспрепятственного стока атмосферных осадков, назначаем проектный уклон в обоих направлениях $i_{DA} = i_{DC} = 0,01$. Проектные отметки любой точки строительной площадки будут вычисляться по формуле

$$R_i = R_D - i_{xy}(x+y), \text{ м}$$

Рассчитаем проектные отметки земли в углах строительной площадки А, В, С:

$$\text{угол А, } R_A = 78,70 - 0,01 \cdot 48,61 = 78,20 \text{ м,}$$

$$\text{угол В, } R_B = 78,70 - 0,01 \cdot 73,22 = 78,00 \text{ м,}$$

$$\text{угол С, } R_C = 78,70 - 0,01 \cdot 63,09 = 78,10 \text{ м.}$$

Проектные отметки углов контура здания рассчитываем аналогичным образом:

№ угла	х, м	у, м	R_i
1	13	17,1	$R_3 = 78,70 - 0,01 \cdot 21,5 = 78,50 \text{ м}$
2	25,2	37,7	$R_2 = 78,70 - 0,01 \cdot 45,3 = 78,20 \text{ м}$
3	53,6	25,2	$R_3 = 78,70 - 0,01 \cdot 59,2 = 78,10 \text{ м}$
4	53,6	8,2	$R_4 = 78,70 - 0,01 \cdot 54,2 = 78,10 \text{ м}$

Назначаем абсолютную отметку $\pm 0,000$, соответствующую уровню чистого пола 1-го этажа проектируемого здания.

$$\pm 0,000 = 83,00 \text{ м.}$$

3.2.Классификация грунтов.

Расчёт производим в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности земли по скважине №1. ИГЭ-1 представляет собой почву малой мощности, поэтому она не принимается в расчет.

• ИГЭ-2. Мощность слоя $h_2 = 1,0$ м. Проба взята с глубины $h'_2 = h_1 + h_2 / 2 = 1,2 \text{ м}$.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 32 - 20 = 12\%$$

Так как $7 < I_p = 8\% < 17$, то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = W - W_p / I_p = (25 - 20) / 12 = 0,416$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в тугопластичном состоянии.

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта, I_L и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$$\phi = 22, c = 18 \text{ кПа}, E_o = 10, R_o = 207 \text{ кПа.}$$

Вывод: ИГЭ-2 – грунт – суглинок тугопластичный, непросадочный с модулем деформации $E_o = 10$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o = 207$ кПа.

• ИГЭ-3. Мощность слоя $h_2 = 2,6$ м. Проба взята с глубины $h'_3 = h_1 + h_2 + h_3 / 2 = 3 \text{ м}$.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 27 - 17 = 10\%$$

Так как $7 < I_p = 8\% < 17$, то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = W - W_p / I_p = (16 - 17) / 10 = 0$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в твердом состоянии.

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам[5] в зависимости от вида грунта, I_L и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$\phi=23$, $c=25$ кПа, $E_o=12$, $R_o=240$ кПа.

Вывод: ИГЭ-3 – грунт – суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации $E_o=12$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o=240$ кПа.

• ИГЭ-4. Мощность слоя $h_4=1,2$ м. Проба взята с глубины $h'_4=h_1+h_2+h_3+h_4/2=4,9$ м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок пылеватый.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = \frac{2,66}{1,61} (1+0,08) - 1 = 0,784$$

Так как $e=0,784 < 0,8$ песок средней плотности

Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,08*2,66}{0,784*1} = 0,271$$

Так как $0 < S_r=0,271 < 0,5$ то песок маловлажный

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$\phi=32$, $c=2$ кПа, $E_o=16$ МПа, $R_o=250$ кПа.

Вывод: ИГЭ-4 – грунт – песок пылеватый, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации $E_o=16$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o=250$ кПа.

• ИГЭ-5. Мощность слоя $h_4=3,8$ м. Проба взята с глубины $h'_4=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5/2=7,4$ м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 27 - 17 = 10\%$$

Так как $7 < I_p = 8\% < 17$, то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = W - W_p / I_p = (16 - 17) / 10 = 0$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в твердом состоянии.

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта, I_L и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$$\phi = 23, c = 25 \text{ кПа}, E_o = 12, R_o = 240 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-3 – грунт – суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации $E_o = 12$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o = 240$ кПа.

• ИГЭ-6. Мощность слоя $h_4 = 6,7$ м. Проба взята с глубины $h'_4 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_6 / 2 = 12,3$ м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок средней крупности.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,79} (1 + 0,05) - 1 = 0,56$$

Так как $0,55 < e = 0,784 < 0,7$ песок средней плотности

Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,05 * 2,66}{0,56 * 1} = 0,238$$

Так как $0 < S_r = 0,238 < 0,5$ то песок маловлажный

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$$\phi = 36, c = 2 \text{ кПа}, E_o = 36 \text{ МПа}, R_o = 400 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-6 – грунт – песок средней крупности, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации $E_o = 36$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o = 400$ кПа.

• ИГЭ-7. Мощность слоя $h_2=3,5$ м. Проба взята с глубины $h'_3=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5+h_6+h_7/2=17,8$ м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p=W_L-W_p=28-18=10\%$$

Так как $7<I_p=8\%<17$, то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L=(W-W_p)/(W_L-W_p)=W-W_p/I_p=(21-18)/10=0,3$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в тугопластичном состоянии.

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта, I_L и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$$\phi=24, c=21 \text{ кПа}, E_o=13, R_o=211 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-2 – грунт – суглинок тугопластичный, непросадочный с модулем деформации $E_o=13$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_o=211$ кПа.

• ИГЭ-8. Мощность слоя $h_4=1,5$ м. Проба взята с глубины $h'_4=h_1+h_2+h_3+h_4+h_5+h_6+h_7+h_8/2=20,3$ м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок мелкий.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости e :

$$e=\frac{\rho_s}{\rho}(1+W)-1=\frac{2,66}{1,83}(1+0,07)-1=0,55$$

Так как $e=0,55<0,6$ песок плотный

Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r

$$S_r=\frac{W\rho_s}{e\rho_w}=\frac{0,07*2,66}{0,55*1}=0,339$$

Так как $0<S_r=0,339<0,5$ то песок маловлажный

Так как $\epsilon_{SL} = 0$ то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и e определяем угол внутреннего трения ϕ , удельное сцепление c , модуль деформации E_o и расчётное сопротивление R_o .

$\phi=36$, $c=4$ кПа, $E_0=38$ МПа, $R_0=400$ кПа.

Вывод: ИГЭ-8 – грунт – песок мелкий, плотный, маловлажный непросадочный с модулем деформации $E_0=38$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_0=400$ кПа.

Составим таблицу производных и классификационных характеристик грунтов:

Таблица 3.2. Производные и классификационные характеристики грунтов.

№ ИГЭ	Усл. обозначение	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Число пластичности, I_{pi} , %	Показатель текучести, I_{Li} , %	Коэффициент пористости, e_i	Степень влажности, S_{pi}	Модуль деформации, E_{0i} , МПа	Расчётное сопротивление грунта, R_{0i} , кПа
ИГЭ-2		Суглинок тугопластичный, непросадочный	1	12	0,416	0,87	-	10	207
ИГЭ-3		Суглинок твердый, непросадочный	2,6	10	0	0,78	-	12	240
ИГЭ-4		Песок пылеватый, средней плотности, маловлажный, непросадочный	1,2	-	-	0,72	0,271	16	250
ИГЭ-5		Суглинок твердый, непросадочный	3,8	10	0	0,78	-	12	240
ИГЭ-6		Песок средней крупности, плотный, маловлажный, непросадочный	6,7	-	-	0,56	0,238	36	400
ИГЭ-7		Суглинок тугопластичный, непросадочный	3,5	10	0,3	0,71	-	13	211
ИГЭ-		Песок	1,5	-	-	0,55	0,339	38	400

8		мелкий, маловлажный, плотный, непросадочный							
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--

3.3. Инженерно-техническое сравнение вариантов фундамента.

Рассмотрим два варианта фундаментов:

1. Фундамент мелкого заложения. Основным недостатком данного фундамента является то что инженерно-геологический слой №5 залегающий под проектной отметкой фундамента является слабым (суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации $E_0=12$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_0=240$ кПа.), что вызовет неоправданный расход бетона и арматуры. Так же необходимо заметить, что с одной стороны здания имеется уклон, который может привести к размыву грунта и оголения фундамента. Это может привести к опрокидыванию фундамента мелкого заложения. Т. е. в данном случае необходимо принять меры по предотвращению размыва грунты талыми водами.

2. Свайный фундамент. Принимая высоту сваи достаточной для прохождения ИГЭ – 5 и выбирая в качестве несущего слоя ИГЭ – 6 (песок средней крупности, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации $E_0=36$ МПа и начальным расчётным сопротивлением $R_0=400$ кПа) мы значительным образом повысим несущую способность сваи. Рядом со строящимся объектом нет зданий, которые были бы критичны к забивке свай. Следовательно можно принять погружение свай дизель-молотом.

В свете вышеперечисленного принимаем свайный фундамент. Длину сваи принимаем 8 м, что обеспечить опирание на ИГЭ – 6. Схема работы сваи – свая трения.



3.4. Расчёт свайного фундамента в сечении I-I.

3.4.1. Общие положения.

а) Расчёт и проектирование фундамента (СФ-1) в сечении I-I производим по заданной расчётной нагрузке на обрез фундамента: $N_{II}=3660$ кН, $M_{II}=0$ кН*м. Момент принимаем для расчета равным 0 т. к. его значение составляет менее 1% от продольной силы N_{II}

б) Принимаем глубину подошвы ростверка $d=11,90$ м.

в) Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона кл. В30. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента $a_s=70$ мм. Принимаем кустовой отдельно стоящий тип свайного фундамента.

г) Принимаем сопряжение свай с ростверком шарнирным. Поэтому величина заделки сваи должна составлять $5\div 10$ см. Назначаем 5 см. Тогда высота плитной части ростверка по конструктивным соображениям определяется следующим образом:

$$h_p \geq h_{\min} + 0,25 = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м,}$$

где $h_{\min}=0,05$ – минимальная заделка сваи в ростверк.

Конструктивно увеличиваем высоту ростверка $h_p=1,05$ м.

д) За опорный слой принимаем ИГЭ-6 – песок средней крупности, маловлажный, непросадочный, $R_0=400$ кПа, $E_0=36$ МПа. Принимаем предварительно величину погружения сваи в несущий слой $h_{\min}=2$ м (что больше минимального погружения сваи для данного типа грунта – $h_{\min}=1$ м). Тогда предварительная длина сваи должна составлять:

$$h_3 + h_5 + h_{\min} = 0,05 + 3,8 + 2,0 = 5,85 \text{ м.}$$

е) Для полученной предварительной длины сваи и для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю С 8-30 длиной призматической части $L_{cb}=8$ м, с размером квадратного поперечного сечения $b=0,3$ м, длиной острия $l_o=0,25$ м. Расчётная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

$$d+h_5+h_{6/1}+l_0=11,90+3,80+4,20+0,25=20,15 \text{ м.}$$

Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

3.4.2.. Определение несущей способности одиночной висячей сваи.

Определим несущую способность одиночной висячей сваи F_d :

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} A_{св} R + u \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i h_i \right) .$$

$\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте

$\gamma_{cR}=1$, $\gamma_{cf}=1$ – коэффициенты условий работы грунта под нижней и боковой поверхностью сваи, зависящие от способа погружения.

$A_{св}=0,3*0,3=0,09 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения сваи.

$u=1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения сваи.

h_i – мощность i -го однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (но не более 2 м).

f_i – расчётное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i -му слою грунта, принимаем согласно табл. 2 [12]:

Для 1-го слоя (ИГЭ-5) $z_1=3,8$ – $f_1=65 \text{ кПа}$;

для 2-го слоя (ИГЭ-6) $z_2=4,2$ – $f_2=69 \text{ кПа}$.

При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов расчленяем на однородные слои толщиной не более 2 м.

R – расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай, принимаем согласно табл. 1 [12]: $R=4800 \text{ кПа}$ (для расчётной глубины заложения сваи равной 20,15 м).

$$F_d = 1 * (1 * 0,09 * 4800 + 1,2 * 1 * (2 * 65 + 2 * 69)) = 754,6 \text{ кПа}$$

Определим расчётную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{F_D}{\gamma_k} = \frac{754,6}{1,4} = 539 \text{ кН}$$

$$n \geq \frac{(N_I + 0,1 N_I) k_1}{N_D} = \frac{(3660 + 0,1 * 3660) * 1,2}{539} = 8,96 \quad \text{шт,}$$

$0,1N_I$ – вес ростверка и грунта на его обрезах.

3.4.3. Конструирование ростверка.

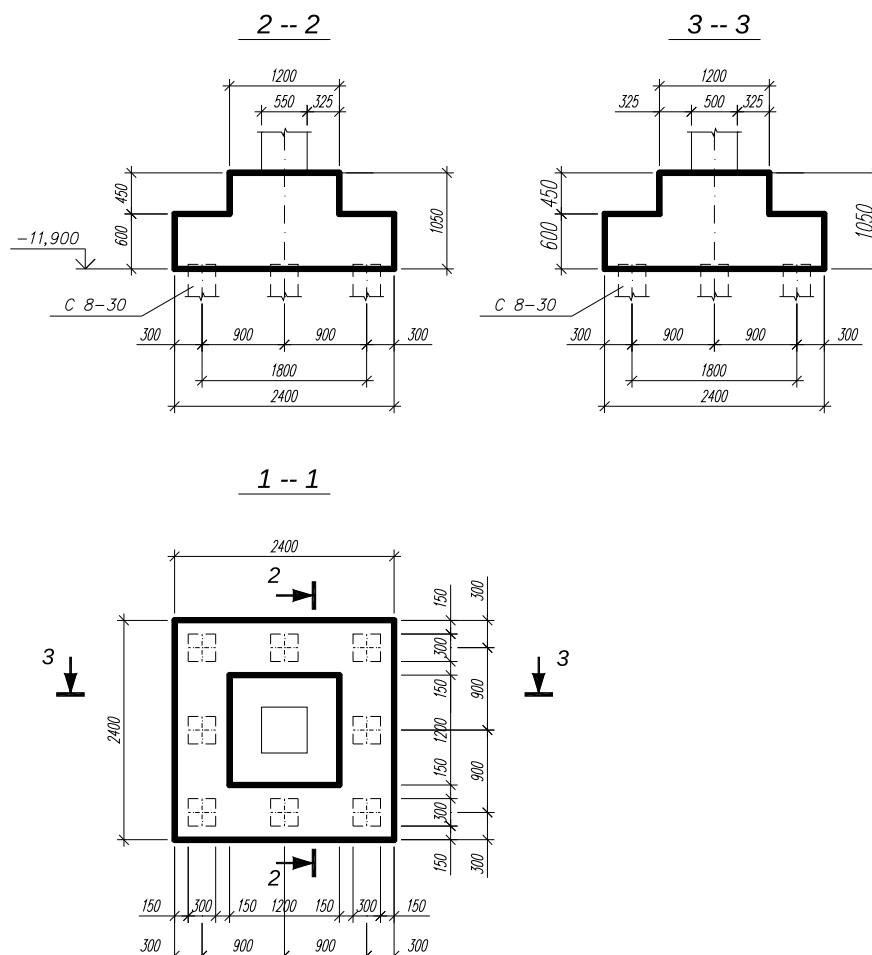


Рис 3.1. Конструирование ростверка СФ-1.

Назначаем расстояние между осями свай в пределах $(3 \div 6)d$, где d – диаметр круглой или размер стороны сечения квадратной сваи. Принимаем $3d=3*0,3=0,9$ м. Расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай, соблюдая условие модульности размеров ростверка, назначаем равным 0,3 м (обычно назначают равным d).

3.4.4. Определение размеров условного фундамента.

Определяем размеры условного фундамента.

Определим усреднённый угол внутреннего трения в пределах грунта, пробиваемого свайей:

$$\phi_{II,mt} = \frac{\phi_5 h_5 + \phi_6 h_6}{h_5 + h_6} = \frac{23*3,8 + 36*6,7}{3,8 + 6,7} = 31,3^\circ$$

Угол распределения напряжений равен:

$$\alpha = \frac{\phi_{II,mt}}{4} = \frac{31,3}{4} = 7,83^\circ$$

Определим высоту условного фундамента:

$$h_{y.ф.} = DL - FL_{y.ф.} = 78,10 - 65,05 = 13,05 \text{ м.}$$

Определим ширину подошвы условного фундамента $b_{y.ф.}$:

$$b_{y.ф.} = 5d + 2 \operatorname{tg} \alpha * l_{CB} = 5*0,3 + 2 \operatorname{tg} 7,83^\circ * 7,95 = 3,69 \text{ м,}$$

где $l_{CB} = L_{CB} - h_3 = 8 - 0,05 = 7,95$ м.

Длина подошвы условного фундамента равна

$$l_{y.ф.} = 5d + 2 \operatorname{tg} \alpha * l_{CB} = 5*0,3 + 2 \operatorname{tg} 7,95^\circ * 9,95 = 3,69 \text{ м}$$

Площадь подошвы условного фундамента равна:

$$A_{y.ф.} = b_{y.ф.} * l_{y.ф.} = 3,69 * 3,69 = 13,62 \text{ м}^2$$

Определим собственный вес свай и собственный вес ростверка:

$$G_{CB} = V_{CB} * \gamma_m = 6,44 * 25 = 161 \text{ кН}$$

$$G_P = V_P * \gamma_m = 4,10 * 25 = 103 \text{ кН,}$$

где $V_{CB} = A_{CB} * l_{CB} * n = 0,09 * 7,95 * 9 = 6,44 \text{ м}^3$;

$$V_p = l_{пл} * b_{пл} * h_{пл} + l_{п} * b_{п} * h_{п} = 4,10 \text{ м}^3;$$

Определим объём условного фундамента:

$$V_{у.ф.} = A_{у.ф.} * h_{у.ф.} = 13,62 * 13,05 = 178 \text{ м}^3.$$

Собственный вес грунта расположенного выше подошвы условного фундамента:

$$G_{гр} = (V_{у.ф.} - V_p - V_{св} - V_{под}) \gamma'_{II} = (178 - 4,1 - 6,44 - 63) * 17,6 = 1838 \text{ кН},$$

где

$$\gamma'_{II} = \frac{18100 * 1 + 17500 * 2,6 + 16700 * 1,2 + 17500 * 3,8 + 17900 * 4,1}{1 + 2,6 + 1,2 + 3,8 + 4,1} = 17,6 \text{ кН/}$$

м³

Определим среднее давление $P_{у.ф.}$ под подошвой условного фундамента:

$$P_{у.ф.} = \frac{N_{II} + G_p + G_{св} + G_{гр}}{A_{у.ф.}} = \frac{3660 + 103 + 161 + 1838}{13,62} = 423 \text{ кН}.$$

Определим расчётное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

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

$$\frac{1,4 * 1,4}{1} (1,24 * 1 * 3,69 * 18,38 + 5,95 * 11,9 * 17,6 + (5,95 - 1) * 4,3 * 11,9 +$$

$$+ 8,24 * 2) = 3136 \text{ кН}$$

$$\text{где } \gamma_{II} = \frac{\gamma_6 * h_{6/2} + \gamma_7 * h_7 + \gamma_8 h_8}{h_{6/2} + h_7 + h_8} = \frac{17,9 * 5,6 + 19,2 * 3,5 + 18,3 * 1,5}{5,6 + 3,5 + 1,5} = 18,38 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,4$ – коэффициенты условий работы, согласно табл. 3 [11];

$k = 1$ – коэффициент, согласно [11];

$M_{\gamma} = 1,24$, $M_q = 5,95$, $M_c = 8,24$ – коэффициенты, принимаемые согласно табл. 4 [5] при $\phi = 31,3^\circ$;

$k_z = 1$ – коэффициент, согласно [11];

Проверим условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчётного сопротивления

несущего слоя грунта $R_{y.ф.}$ под подошвой фундамента, то есть должно выполняться условие:

$$P_{y.ф.} = 423 \leq 3136 \text{ кН.}$$

Итак, условие выполняется, значит, фундамент запроектирован, верно.

3.4.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.

Вычисление вероятной осадки производим методом послойного суммирования.

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной 0,2

σ_{zg} по формуле

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

где h_i – толщина i -го слоя грунта; γ_{III} – удельный вес i -го слоя.

Точка О (на поверхности земли)

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

точка 1 (граница ИГЭ-2 – ИГЭ-3)

$$\sigma_{zg1} = \gamma_{h2} h_2 = 18,1 * 1 = 18,1 \text{ кПа; } 0,2 \quad \sigma_{zg1} = 3,62 \text{ кПа;}$$

точка 2 (граница ИГЭ-3 – ИГЭ-4)

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_3 h_3 = 18,1 + 17,5 * 2,6 = 63,6 \text{ кПа; } 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 12,7 \text{ кПа;}$$

точка 3 (граница ИГЭ-4 – ИГЭ-5)

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_4 h_4 = 63,6 + 16,7 * 1,2 = 83,6 \text{ кПа; } 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 16,7 \text{ кПа;}$$

точка 4 (граница ИГЭ-5 – ИГЭ-6)

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 h_5 = 83,6 + 17,5 * 3,8 = 150,1 \text{ кПа; } 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 30,0 \text{ кПа;}$$

точка 5 (на уровне подошвы условного фундамента)

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_6 h_{6/1} = 150,1 + 17,9 * 4,1 = 223,5 \text{ кПа, } 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 44,7$$

кПа;

точка 0 (граница ИГЭ-6 – ИГЭ-7)

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg5} + \gamma_6 h_{6/2} = 223,5 + 17,9 \cdot 2,6 = 270 \text{ кПа}; 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 54,0 \text{ кПа};$$

точка 6 (граница ИГЭ-7 – ИГЭ-8)

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg0} + \gamma_7 h_7 = 270 + 19,2 \cdot 3,5 = 337,2 \text{ кПа}; 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 67,44 \text{ кПа};$$

точка 6 (на подошве ИГЭ-8)

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + \gamma_8 h_8 = 337,2 + 18,3 \cdot 1,5 = 364,7 \text{ кПа}; 0,2 \quad \sigma_{zg4} = 72,9 \text{ кПа};$$

Определим дополнительное вертикальное давление на основание здания по подошве условного фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg8} = 423 - 270 = 153 \text{ кПа},$$

где $p=423$ кПа – среднее давление под подошвой условного фундамента.

Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементные подслои толщиной $\Delta_i=0,2$ $b_f=0,2 \cdot 3,69=0,75$ м.

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

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

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависящий от формы подошвы фундамента и соотношений

$\xi = 2 z_i / b_f$ и $\eta = l_f / b_f$, где z_i – глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента.

$$\xi = 0,542 z_i, \quad \eta = 1.$$

Результаты вычислений сведём в таблицу.

Таблица 3.3. Расчет вероятной осадки СФ-1.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его свойства	Мощность слоя	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
-------	------------------------------------	---------------	----------------	-----------	---------	------------	-----------------------	----------------------------	-------------

ИГЭ-6	Песок средней крупности, плотный, маловлажный , непросадочн ый	6,7	0 0,75 0,75 0,75 0,4	0 0,75 1,5 2,25 2,65	0 0,407 0,813 1,22 1,44	1 0,96 0,8 0,606 0,553	153 146,9 122,4 92,7 84,6	150 135 108 88,7	36000
ИГЭ-7	Суглинок тугопластичн ый, непросадочн ый	6,7	0,35 0,75 0,75	3,0 3,75 4,5	1,626 2,03 2,44	0,449 0,336 0,257	68,7 51,4 39,3	76,7 60,5 45,4	13000

Определяем высоту сжимаемой толщи основания $z=H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg} : z = H_c = 3,48 \text{ м}$.

Определяем величину общей осадки по формуле

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

где $\beta=0,8$ – безразмерный коэффициент.

$S_{\text{общ}} = 0,8/36000 * [0,75*150 + 0,75*135 + 0,75*108 + 0,4*88,7] + 0,8/13000 * [0,35*76,7 + 0,75*60,5] = 0,012 \text{ м} < S_u = 0,08 \text{ м}$, условие выполняется.

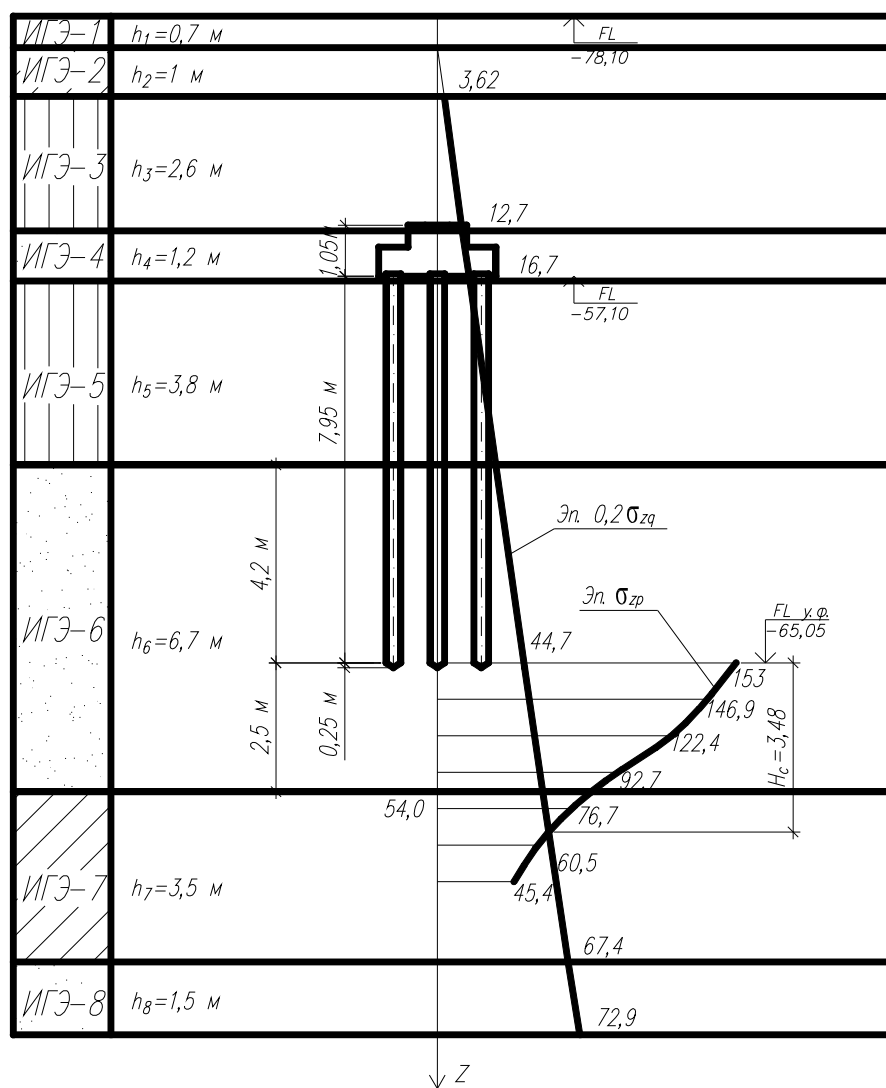


Рис 3.2. К расчету осадки свайного фундамента.

3.4.6. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.

Расчёт заключается в проверке условия:

$$N \leq [\alpha_1(b_c + c_2) + \alpha_2(h_c + c_1)] h_1 R_{bt} ,$$

где $N = 2 \sum N_{pi} = 2 * (3 * 407) = 2442$ – расчётная величина продавливающей силы, равная сумме расчётных усилий, передаваемых на сваи, расположенные с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка;

N_{pi} – расчётное усилие в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка и равное:

$$N_{pi} = \frac{N_I}{n} = \frac{3660}{9} = 407 \text{ кН};$$

$b_c = 0,55$ м, $h_c = 0,55$ м – размеры поперечного сечения колонны;

$c_1 = 0,50$, $c_2 = 0,50$ – расстояния от плоскости грани колонны до плоскости ближайшей грани свай;

$\alpha_1 = \alpha_2 = 1,42$ при $k = c_1/h_1 = c_2/h_1 = 0,50/0,97 = 0,52$;

$h_1 = h_p - a_s = 1,05 - 0,08 = 0,97$ м – рабочая высота сечения ростверка.

$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению

Итак,

$$N = 2442 < [1,42 * (0,55 + 0,50) + 1,42 * (0,55 + 0,50)] * 0,97 * 1050 = 3037 \text{ кН}$$

Н

Выполнение условия свидетельствует о том, что продавливания плитной части ростверка не произойдёт.

3.4.7. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой свай.

Расчёт заключается в выполнении условия:

$$N_p \leq [\beta_1(b_{02} + c_{02}/2) + \beta_2(b_{02} + c_{01}/2)] * h_{01} R_{bt} ,$$

где $N_p = N_{pi} = 407$ кН;

$b_{01}=b_{02}=0,45$ – расстояние от внутренних граней угловой сваи до наружных граней ростверка;

$c_{01}=c_{02}=0,15$ – расстояние от плоскости внутренних граней сваи до наружной грани ростверка. Вычислим $\beta_1=\beta_2=0,87$ при

$$k_{01}=k_{02}=c_{01}/h_{01}=c_{02}/h_{01}=0,15/0,55=0,273;$$

$h_{01}=h_p - h_3=0,6 - 0,05=0,55$ м – рабочая высота нижней ступени (расстояние до верха свай).

$$N_p=407 < [0,87(0,45+0,15/2)+0,87(0,45+0,15/2)]*0,55*1050=528 \text{ кН.}$$

Н.

Условие выполняется, значит, высота плитной части достаточна.

3.4.8. Расчёт прочности ростверка на изгиб.

Расчёт прочности ростверка производим в сечениях по граням колонны, а также по наружным граням подколонника и ступеней ростверка.

Сечение I-I:

$$M_{I-I}=3N_{pi}l_1=3*407*0,30=366,3 \text{ кН*м,}$$

где $l_1=0,30$ – расстояние от оси сваи до ближайшей грани подколонника.

Сечение II-II:

$$M_{II-II}=3N_{pi}l_2=3*407*0,65=793,7 \text{ кН*м,}$$

где $l_2=0,65$ – расстояние от оси сваи до ближайшей грани колонны.

Определим требуемую площадь арматуры:

Для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{366,3}{0,9 * 0,55 * 365000} = 21,44 \text{ см}^2,$$

где $h_{01}=h_p - a_s= 0,6 - 0,08=0,52$ м.

Для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{793,7}{0,9 * 0,97 * 365000} = 24,91 \text{ см}^2,$$

где $h_{02}=H_p - a_s= 1,05 - 0,08=0,97$ м.

Задаёмся шагом стержней $S=200$ мм. Количество стержней равно $n=12$.

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{24,91}{12} = 2,07 \text{ см}^2.$$

Принимаем Ø18 ($A_s=2,454 \text{ см}^2$).

Итак принимаем в качестве рабочей арматуры плитной части ростверка сетку состоящую из стержней Ø18 А400 с шагом 200 мм.

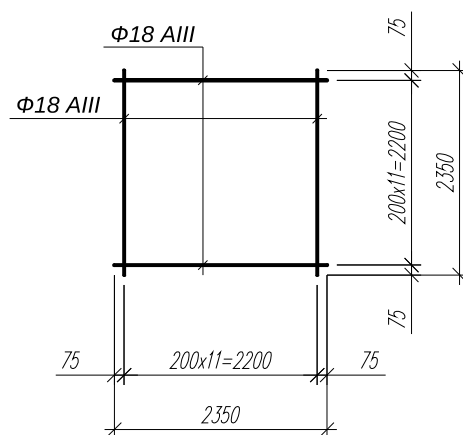


Рис 3.2. Арматурная сетка С-1.

3.4.9. Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям.

Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной поперечной арматуры $A_s^{тр}$. Для этого рассматриваем одно нормальное сечения: I-I – по плитной части фундамента.

Расчёт по сечению I-I производится по правилам расчёта прямоугольного сечения с двойной арматурой.

Определим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = N_I / (R_b b_n) = 3660 / (14500 * 1,2) = 0,21 > 2a_s' = 2 * 0,045 = 0,09.$$

Определим относительную высоту ξ сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,21}{1,155} = 0,182$$

где $h_{0n}=l_n - a_s=1,2-0,045=1,155$ м – рабочая высота подколоники.

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

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,563$$

где $\omega=0,85 - 0,008R_b=0,85 - 0,008*14,5=0,734$ – коэффициент, характеризующий деформативность сжатой зоны бетона.

Проверяем условие $x \leq x_R$:

$$x=0,21 \text{ м} < x_R=\xi_R h_{0n}=0,563*1,155=0,65 \text{ м.}$$

Так как $x < x_R$, то

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi (1 - 0,5 \xi)}{1 - \delta} = \frac{14500 * 1,2 * 1,155}{365000} * \frac{0,048 - 0,182 (1 - 0,5 * 0,182)}{1 - 0,039} = -0,0067 \text{ м}^2$$

$$\alpha_m = \frac{N_I e}{R_b b_n h_{0n}^2} = \frac{3660 * 0,555}{14500 * 1,2 * 1,155^2} = 0,048$$

где ;

$$e = e_0 \eta + 0,5 * l_n - a_s = 0,5 * 1,2 - 0,045 = 0,555 \text{ м};$$

$$\delta = \frac{a_s}{h_{0n}} = \frac{0,045}{1,155} = 0,039$$

По расчёту продольная арматура в подколоннике не требуется, следовательно, она устанавливается конструктивно. Назначаем диаметр арматуры $\varnothing 12$. Принимаем $3\varnothing 12$ А400. Поперечную арматуру принимаем $\varnothing 8$ А240.

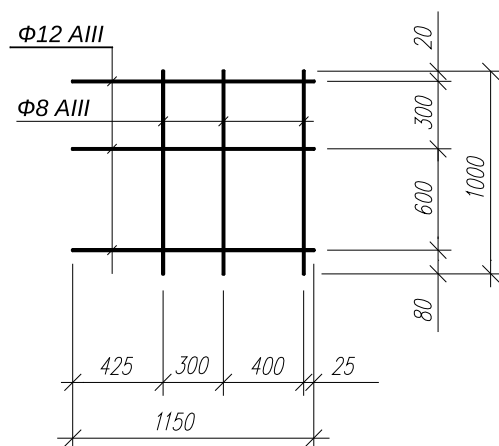


Рис 3.2. Арматурный каркас КР-1.

4.Технология и организация строительства



4. Технология и организация строительства.

4.1. Технология производства работ

Земляные работы.

Земляные работы на строительной площадке начинаются со срезки растительного слоя. Бульдозером ДЗ-8 срезается и перемещается грунт, укладывая его в промежуточные валики, которые затем окучиваются и

перемещаются в сторону. Глубина срезки грунта 15 см. за один два прохода для погрузки в самосвалы экскаватором.

Следующий процесс это планировка площадки бульдозером ДЗ-8. Планировка площадки позволяет разровнять строительную площадку и придать ей необходимый уклон для стока атмосферных вод.

Основная работа – разработка грунта экскаватором ЭО-4321. Глубина разработки грунта 7,85 м. Так как ширина котлована более 3,5 м то принимаем продольно торцевую проходку экскаватора. Основная часть разработанного грунта погружается в транспортные средства и вывозится из строительной площадки. Оставшаяся часть грунта складывается в бурты и используется для засыпки пазухов котлована.

Забивка свай.

Забивка свай производится копровой установкой с дизельмолотом МД-1800.

Так как несущий слой свай несвязанный грунтах (песок) то применяем рядовую схему, забивая сваи последовательно в каждом ряду.

Подтягивать сваи к копровой установке можно с расстояния не более 5 м, пропуская тяговый трос через нижний отводной блок. Условия подъема свай в вертикальное положение, безопасные для устойчивости копровой установки, зависят от положения свай. Если свая впереди копра, то допускаемое расстояние не более длины свай; если свая рядом с копром, то < 3-4 м; если свая поперек оси копра не более 3 м.

Забивку свай начинают с медленного опускания молота на наголовник после установки свай на грунт и ее выверки. Чтобы обеспечить правильное направление свай, первые удары производят с ограничением энергии удара. Затем энергию удара постепенно увеличивают до максимальной. Сваи забивают до достижения расчетного отказа, указанного в проекте

При забивных сваях, головы которых часто оказываются на разных отметках, перед устройством ростверка выполнить выравнивание голов свай (срубка бетон, резка арматуры и др.). Срезка бетона производится с помощью пневматических отбойных молотков.

Устройство монолитного фундамента.

Дощатую опалубку ступенчатых фундаментов стаканного типа собирать из пар щитов – закладных и накрывных. В каждом ярусе закладные щиты вставляют между накрывными и полученный таким образом короб стягивают стяжкой или скруткой. Монтаж арматуры вести как правило, с использованием механизмов и приспособлений, применяемых для других видов работ (использовать самоходный кран ДЭК-161). Ручная укладка допускается при массе арматурных элементов не более 20 кг. Соединять арматурные элементы в единую армоконструкцию вязкой.

Укладка бетонной смеси должна быть осуществлена таким образом, чтобы были обеспечены монолитность бетонной кладки, проектные показатели и т. д.

Укладку бетона осуществляют разными методами. При каждом методе должно быть соблюдено основное правило – новая порция бетонной смеси должна быть уложена до начала охватывания цемента в ранее уложенном бетоне. Этим исключается необходимость устройства рабочих швов.

В большие в плане конструкции бетонную смесь укладывают горизонтальными слоями и как правило по всей площади. На больших массивах иногда невозможно перекрыть предыдущий слой бетона до начала охватывания в нем цемента. В этом случае применяется ступенчатый способ укладки с одновременной укладкой двух-трех слоев.

Распалубка начинается после того, как бетон наберет необходимую прочность. Снимать боковые элементы опалубки, не несущие нагрузок, можно по достижению бетоном прочности, обеспечивающей сохранность углов, кромок и поверхностей. Боковые щиты фундаментов снимать не ранее чем через 72 ч. Несущие элементы опалубки снимают по достижении бетоном прочности, обеспечивающей сохранность конструкции (7 суток). При съеме опалубки с фундаментов и стен сначала обрезают стяжные болты или проволочные скрутки. Далее снимают схватки и ребра, после чего отрывают от бетона отдельные щиты.

Возведение железобетонного каркаса.

Используем разборно-переставную щитовую опалубку. Щиты опалубки используются древофанерные. Поддерживающие конструкции выполнять из инвентарных стальных труб.

Опалубка стен и перегородок изготавливаются из комплектов дощатых щитов, направляющих стоек, прогонов и стяжных болтов. Сначала устанавливают щиты опалубки с одной стороны стены. Смонтировав арматуру устанавливают вторую стенку опалубки, закрепляют стяжные болты и затем в процессе бетонирования рядом со стяжными болтами ставят деревянные распорки, определяющие проектную толщину стены

Арматуру балок, ригелей и прогонов монтируют из отдельных стержней объединяя их в каркасы. В межколонных зонах армирование производить из сварных каркасов Каркасы поднимают и устанавливают кранами. Концы каркаса заводят за выпуски арматуры колонн или стоек и крепят к ним. Установка арматуры плит между балками или прогонами заключается в вязке на опалубке отдельных стержней в сетки (нижней а затем верхней зоны), которые закрепляют в проектном положении по разметке, сделанной на опалубке. Отгибы арматурных сеток при диаметре стержней до 10 мм делают на месте, пользуясь ключом.

Для осуществления процесса укладки бетона в монолитную плиту её разбивают на карты. Карты бетонируют подряд, т. е. одну за другой. В разделительные полосы смесь укладывают в распор с затвердевшим бетоном карт после снятия опалубки на их границах. Бетонную смесь подвижностью 2-6 см. подают на карты бетононасосами, с помощью бетоноукладчиков. Подавать её следует в направлении к ранее уложенному бетону, как бы прижимая новые порции к уложенным. В монолитную плиту смесь должна укладываться в один слой, с уплотнением поверхностными вибраторами (этого достаточно т.к. высота монолитной плиты 0,2 м.).

Укладка бетонной смеси в монолитные диафрагмы жесткости производится участками и высотой не более 3 м (на высоту типового этажа).

Т.к. в диафрагмах жесткости используется конструктивное армирование (конструктивное) то используют бетонную смесь подвижностью 4-6 см. При. Бетонную смесь подают непосредственно в опалубку в нескольких точках по длине участка бетононасосами. При высоте стен более 3 м (подвальные этажи) используют звеньевые хоботы, при этом смесь укладывают горизонтальными слоями толщиной 0,3-0,4 м с обязательным вибрированием.

В колонны здания т.к. они не имеют перекрывающихся хомутов, смесь укладывают сразу на всю высоту. Смесь осторожно загружают сверху и уплотняют внутренними вибраторами.

В обвязочные ригеля, монолитно связанные с колоннами бетонную смесь укладывают через 1-2 ч. после укладки последнего слоя в вертикальные конструкции ввиду необходимости первоначальной осадки уложенной в них смеси. В участки монолитной плиты имеющие ригеля смесь должна укладываться одновременно.

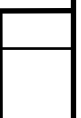
В плиты перекрытия бетонная смесь подается сразу на всю ширину с уплотнением поверхностными вибраторами при их толщине до 0,25 м и внутренними при большой толщине.

Технология ухода за бетоном.

Уход за бетоном должен обеспечить:

- температурно-влажностный режим, исключающий интенсивное высыхание бетона и связанное с этим температурно-усадочные деформации;
- условия, исключающие механические повреждения свежееуложенного бетона, нарушение прочности и устойчивости забетонированной конструкции.

Условия выдерживания бетона и сроки распалубки определяют на основе требований, установленных действующими строительными нормами и правилами. Данный каркас выполняется из бетона на портландцементе, распалубочная продолжительность твердения которого составляет 7 суток. Этот период бетон должен поливаться водой.



Чтобы исключить механические повреждения свежееуложенного бетона, запрещается движение людей, установка лесов и опалубки до достижения бетоном прочности не менее 1,5 МПа. Движение по забетонированным перекрытиям автотранспорта, бетоноукладчиков и других машин запрещается до достижения бетоном проектной прочности.

4.2. Выбор типа крана и его привязка к объекту, расчет зон работы и влияния крана.

Для монтажа данного здания выбираем один башенный кран, устанавливаемый на фасадной стороне здания.

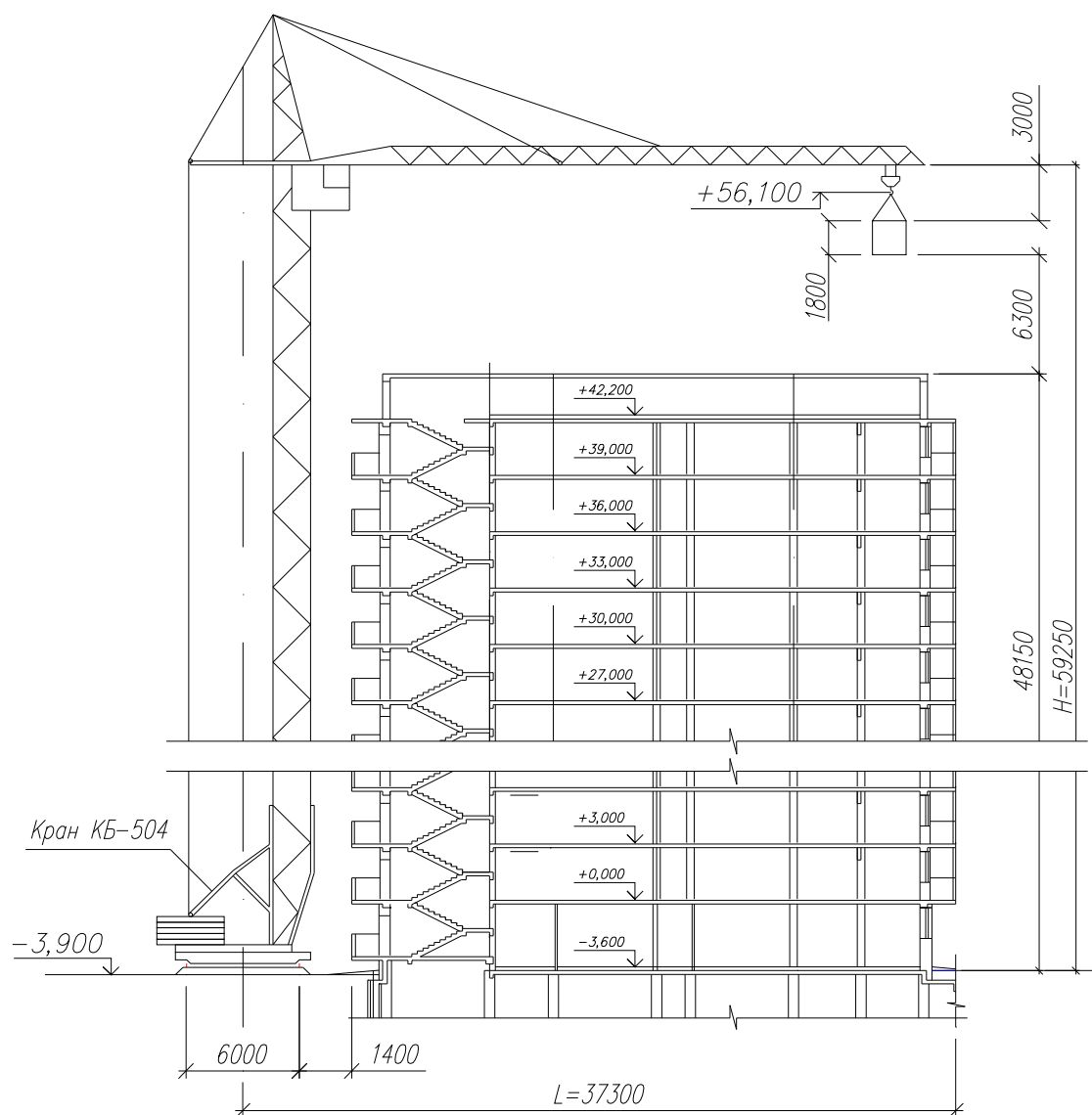


Рис. 4.1. Привязка крана к строящемуся объекту.

Для выбора марки крана определим следующие характеристики

Требуемый вылет крюка:

$$L = D + B = 4,3 + 33 = 37,3 \text{ м.}$$

где $D = 4,3 \text{ м}$ – расстояние от оси вращения крана до здания.

$B = 33 \text{ м}$ – ширина надземной части здания с учетом выступающих частей.

Требуемый подъем крюка:

$$H = h_{зд} + h_3 + h_k + h_c = 48,15 + 1 + 1,8 + 1,5 = 52,45 \text{ м.}$$

где $h_{зд}$ – высота от уровня стоянки крана до наивысшей монтажной отметки.

h_3 – величина запаса, пролета конструкции.

h_k – высота последней монтируемой конструкции.

h_c – высота строповки.

Необходимая грузоподъемность крана

$$Q = q_{\max} + 0,25 = 1,5 \cdot 1 = 16,5 \text{ т.}$$

где $q_{\max}$ – наибольшая масса монтажного элемента (согласно табл. № 4.2)

Согласно расчетам выбираем башенный кран КБ-504, у которого максимальный вылет крюка 40 м, грузоподъемность до 10 т и высота до оси подвеса стрелы крюка 60,0 м.

Схемы привязки, опасные зоны, строение рельсового пути приведены на листе №11 графической части.

Табл. 4.2. Таблица наибольших грузов, расстояний и высот.

Наименование грузов	Масса Q , т	Вылет крюка $L_{\text{раб}}$, м	Подъем крюка $H_{\text{раб}}$, м	Грузовой момент $Q \times L_{\text{раб}}$, тм.
1. Опалубочные щиты	0,5	38,8	55	19,4
2. Арматурные пучки	1,0	36,3	55	36,3
3. Перекрышки	0,3	36,9	55	11,07
4. Ящик с раствором	1,5	37,0	55	55,5
5. Тара с блоками	1	36,9	55	36,9

4.3. Основные принципы проектирования календарного графика.

Календарный план строительства на основе общей организационно-технической схемы устанавливает очередность и сроки строительства основных и вспомогательных зданий и сооружений (приведен на листе 12 графической части). Календарный график строительства построен на основе табл. 4.3. «Ведомость объемов СМР, затрат труда и машинного времени».

По данным календарного плана строительства построены графики потребности в рабочих кадрах и в основных машинах. Объемы СМР и потребность в конструкциях, деталях, полуфабрикатах и основных материалах в данном дипломном проекте определены по ЕниРам.

Основой построения календарных планов является принцип поточного строительства. Для ускорения производства работ целесообразным является совмещение работ. Правильное совмещение работ по времени позволяет добиться условий при которых снижается не только продолжительность строительства но и достигается более рациональное использование ресурсов, как материальных так и трудовых. Организация поточного производства в строительстве предусматривает:

- а) расчленение процесса производства на отдельные работы, предпочтительно равные или кратные по трудоемкости;
- б) установление целесообразной последовательности выполнения работ и соединение взаимосвязанных работ в общий совокупный процесс, и их синхронизацию, чем достигается непрерывность строительного производства
- г) закрепление отдельных видов работ за определенными бригадами рабочих, установление последовательности включения в поток отдельных объектов и движение бригад в процессе выполнения работ.

Здание имеет 14 типовых этажей в которых сохраняется одинаковая последовательность работ и неизменность бригад рабочих. По этой причине на календарном плане показано лишь возведение 1-го и 2-го типовых этажей, остальные этажи возводятся аналогичным образом.

Разборка опалубки после бетонирования конструкций согласно календарному плану выполняется после 7 суток твердения. Этот промежуток

времени является технологическим перерывом для возведения монолитных конструкций на данной захватке. В это время целесообразно выполнять работы на соседней захватке с использованием другого комплекта опалубки, что и представлено календарном графике.

Отделочные работы на строительной площадке начинаются параллельно возведению монолитных конструкций под защитой 3 перекрытий.

4.4. Строительный генеральный план

Стройгенпланом называется генеральный план площадки, на которой показана расстановка основных монтажных и грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Стройгенплан является частью комплексной документации на строительство и его решения должны быть увязаны с остальными разделами проекта, в том числе с принимаемой технологией работ и сроками строительства, установленными графиками. Решения стройгенплана должны отвечать требованиям строительных нормативов.

Правильное размещение монтажных механизмов, установок для производства бетонов и растворов, складов, площадок укрупнительной сборки – основные задачи при проектировании стройгенплана. СГП должен обеспечивать наиболее полное удовлетворение бытовых нужд работников строительства, принятые решения должны отвечать требованиям техники безопасности, пожарной безопасности и условиям охраны окружающей среды.

Расчет и проектирование временных инвентарных зданий

При проектировании необходимо определить:

- численность рабочих
- перечень и количество временных зданий и их размещение
- места и способы подключения к инженерным сетям.

Определим необходимую численность рабочих.

Соотношение категорий работающих:

рабочие 100% от $N_{\max}$ - 20 чел.

ИТР 12% от $N_{\max}$ - 2 чел.

МОП 3% от $N_{\max}$ - 1 чел.

итого $N_{\text{общ}} = 23$ чел.

Площади административно-бытовых помещений принимаем по рекомендуемым нормативам [18]. Потребность в инвентарных зданиях приведена в табл. 4.4.

Табл. 4.4. Потребность в инвентарных зданиях

Наименование	Норма площади	Площадь м ²	Размер в плане и кол-во	Примечан.
1. Прорабская	25м ² на 5 чел.	18	3х6 - 1 шт	
2. Гардеробная	0,9м ² на 1 чел.	18	3х6 - 1 шт	
3. Умывальная	0,05м ² на 1 чел	2	2х1 - 1 шт	
5. Сан. узел		6	1,5х1,5 – 2 шт	
6. Душевая	0,43м ² на 1 чел	9	3х3 - 1 шт	
7. Помещения для приема пищи и обогрева	1м ² на 1 чел.	36	3х6 - 2 шт	

Проектирование электроснабжения.

Расчет потребного количества электроэнергии производится в следующей последовательности:

- определяются энергией
- выбираются источники снабжения электроэнергией

Определим необходимую мощность трансформатора:

$$P_p = \alpha \left[\sum (k_{c1} * P_c / \cos \phi) + \sum (k_{c2} * P / \cos \phi) + \sum K_{c3} P_{ов} + \sum P_{он} \right]$$

где $\alpha = 1,05$ - коэффициент учитывающий потери в сети;

k_{c1}, k_{c2}, k_{c3} - коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей;

P_c – мощность силовых потребителей;

P_T - мощность для технологических нужд;

P_c – мощность силовых потребителей;

$P_{ов}$ – мощность внутреннего освещения;

$P_{\text{он}}$ – мощность наружного освещения.

Расчет ведем в табличной форме:

Табл. 4.5. Расход энергии на потребителей

Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Уд. мощность на ед. изм, кВт	Коэф. спроса	Коэф. мощность и ф	Уст-ая Мощность кВт
Силовая электроэнергия						
1. Кран КБ-504А	шт.	1	50	0,2	0,5	20
2. Бетононасос	шт.	2	20	0,5	0,65	27
Внутреннее освещение						
1. Административные	м ³	18	0,015	0,8	1	0,4
2. Бытовые помещения	м ³	68	0,003	0,8	1	1,5
Натужное освещение						
Территория стр-ва	100м ²	26,11	0,15	1	1	3,92
Открытые склады	100м ²	2,25	0,05	1	1	0,34
Дороги	1000п.м	0,184	0,15	1	1	0,03
Итого	кВт					53,2

Расчет и проектирование освещения строительной площадки

Охранное освещение:

$$n = \frac{PES}{P_l} = \frac{0,4 * 2 * 2611}{500} = 5$$

ламп по 500 Вт каждая

где $P=0,4$ Вт/(м²лк) – удельная мощность

$E=2$ лк – освещение в люксах

$S=2611$ м² – площадь подлежащая освещению

Рабочее освещение:

$$n_{\text{раб}} = 0,4 * 15 * 736 / 500 = 8$$

ламп по 500 Вт каждая

где $S=736$ м² рабочая площадь (площадь здания)

Учитывая потребности в электроэнергии принимаем трансформаторную подстанции СКТП-100 мощностью $P=100$ кВт

Организация приобъектных складов.

Расчет площадей складов производится в следующей последовательности:

- по календарному плану определяется максимальная суточная потребность с учетом неравномерности поступления и потребления материалов и конструкций
- определяется запас хранимых материалов
- выбирается тип хранения материалов
- рассчитывается потребная площадь (с учетом норм размещения)
- выбирается место для склада на строительной площадке
- производится привязка складов
- осуществляется поэлементное размещение конструкций и изделий на открытых складах

Расчет общей площади склада для каждого отдельного вида конструкций производим по формуле:

$$S_{mp} = \frac{P}{T} n k_1 k_2 q$$

где P - количество потребных материалов и изделий;

T – продолжительность расходования данного материала (в днях);

n=3 дня – норма запаса материала, конструкций или изделий (при перевозке автотранспортом);

k₁=1.1 – коэф. неравномерности поступления материалов на склад;

k₂=1.3 – коэф. неравномерности потребления материалов;

q – норма складирования.

Табл. 4.6. Спецификация зданий

Наименование	Тип склада	Кол-во потребных мат-ов	Норма складир.	Требуемая площадь склада (м²)	Способ хранения
Склад опалубки	открытый	1273 м²	0,07 м²/м	127	штабели
Склад арматуры	открытый	19,2 т	1,2 м²/т	23	штабели
Склад пенобетонных блоков	открытый	5,033 т.шт.	3,5 м²/т.шт.	37	В пачках

Расчет и проектирование водоснабжения.

Сеть временного водопровода предназначена для удовлетворения производственных, хозяйственно-бытовых и противопожарных нужд строительства. Водопровод на объекте размещаем по тупиковой схеме.

Общий расход воды определяем по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{х.б.}} + Q_{\text{пож}}$$

Расход воды на производственные нужды:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{1,2 \Sigma (V_{\text{см}} * q_{\text{ср}} * k_1)}{8 * 3600} = 0,5 \text{ л/с}$$

где $q_{\text{ср}}$ – средний производственный расход воды в смену;

k_1 – коэффициент неравномерности потребления воды в смену.

Расчет ведем в табличной форме (табл. 4.7.)

Табл. 4.7. Расход воды на потребителей

Потребители воды	Ед. Изм.	Кол-во в смену	Удельный расход, л.	Коэф. неравном.	Расход Воды, л/см
1. Штукатурные работы	м ²	503	5	1,6	4024
2. Уст-во цемент. стяжки	м ³	170	25	1,6	6800
3. Малярные работы	м ²	232	1	371	371

Расход на хозяйственно бытовые нужды:

$$Q_{\text{х.б.}} = \left(\frac{N_{\text{max}}}{3600} \right) \left[\frac{q_1}{k_2} + q_2 * k_3 \right] = \left(\frac{23}{3600} \right) \left[\frac{15 * 2,7}{8} + 0,3 * 30 \right] = 0,125 \text{ л/с};$$

где $N_{\text{общ}}=23$ чел. – максимальное кол-во людей на стройплощадке;

$q_1=15$ л – норма потребления воды на одного человека в смену;

$q_2=30$ л – норма потребления воды на прием одного душа;

$k_2=2,7$; $k_3=0,3$.

Расход воды на противопожарные нужды принимается исходя из трехчасовой продолжительности тушения одного пожара. Минимальный расход воды определяют из расчета одновременного действия двух струй из пожарных гидрантов по 5 л/с на каждую струю. $Q_{\text{пож}}=10$ л/с.

Т. к. расход воды для хозяйственно-бытовых и производственных нужд мал и с учетом того, что во время пожара производство работ прекращается принимаем: $Q_{\text{общ}}=Q_{\text{пож}}=10 \text{ л/с}$

Диаметр временного трубопровода определяем по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{общ}} * 1000}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 * 10 * 1000}{3,14 * 1,5}} = 92 \text{ мм}$$

где $V=1,5 \text{ м/с}$ – скорость движения воды по трубам.

Принимаем временный водопровод из стальных труб диаметром 100 мм.

4.5. Основные мероприятия по технике безопасности

Организация строительной площадки, участков работ и рабочих мест должна обеспечивать безопасность труда работающих на всех этапах выполнения работ. Территория строительно-монтажной площадки ограждается со всех сторон во избежание доступа посторонних лиц, т.к. она расположена в черте города. Строительная площадка, участки работ, рабочие места, проезды и проходы к ним в темное время суток освещаются прожекторами согласно расчету освещения строительной площадки. У въезда на строительную площадку установить схему движения транспортных средств, а на обочинах дорог и проездов хорошо видимые дорожные знаки. Скорость движения автотранспорта вблизи мест производства работ не должна превышать 5 км/час. Проезды, проходы и рабочие места необходимо регулярно очищать, а расположенные вне зданий посыпать песком или шлаком в зимнее время. Ширина проходов к рабочим местам и на рабочих местах должна быть не менее 0,6 м, а высота проходов в свету – 1,8 м. Входы в строящееся здание должны быть защищены сверху сплошным навесом шириной не менее 2 м от стены здания. Подача материалов, строительных конструкций и узлов оборудования на рабочие места должна осуществляется в технологической последовательности, обеспечивающей безопасность работ.

Складирование материалов, конструкций и оборудования должно осуществляется в соответствии с требованиями стандартов или технических

условий. Между штабелями на складах должно быть расстояние для прохода шириной не менее 1 м. и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств и погрузочных механизмов. Прислонять материалы и изделия к заборам, временным и капитальным сооружениям недопускается. До начала работы с применением машин руководитель работ должен определить схему движения и место установки машин, места и способы заземления машин, имеющих электропривод, указать способ взаимодействия и сигнализации машиниста с рабочими – сигнальщиками, обслуживающими машины, определить место расположения сигнальщика, а также обеспечить надлежащее освещение территории. В зоне работы машин должны быть установлены знаки безопасности и предупредительные надписи.

Грузоподъемные машины, грузозахватные устройства и средства контейнеризации и пакетирования, должны удовлетворять требованиям гос. стандартов. Строповку грузов следует производить инвентарными стропами и спец. грузозахватными устройствами, изготовленными по утвержденному проекту согласно схемам строповки. Способы строповки должны исключать возможность падения или скольжения застропованного груза. Перед нагрузкой или разгрузкой элементов их монтажные петли должны быть осмотрены, очищены и при необходимости выправлены, без повреждения конструкции.

На участке где ведутся монтажные работы, не допускается выполнение других работ и нахождение посторонних лиц. При возведении зданий и сооружений запрещается выполнять работы связанные с нахождением людей в одной секции на этажах над которыми производится перемещение, установка и временное закрепление элементов сборных конструкций. Элементы монтируемых конструкций должны удерживаться от раскачивания. Для перехода монтажников с одной конструкции на другую следует применять инвентарные лестницы, переходные мостики и трапы имеющие ограждения. Не допускается выполнять монтажные работы на высоте в открытых местах при скорости ветра более 15 м/с и более, а также при

гололедице, грозе, тумане. При перемещении конструкции расстояние между ними и выступающими частями, смонтированного оборудования должно быть не менее 1 м по горизонтали и не менее 0,5 м по вертикали.

При работе грузоподъемной машины не допускается:

- вход на грузоподъемную машину во время ее движения
- нахождение возле работающего крана в избежания зажатия
- подъем груза, засыпанного землей или примерзшего к земле
- подтаскивание груза по земле, оттягивание груза при подъеме
- разгрузка автомашин при нахождении людей в их кабинах



5.Экономика строительства



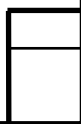
5.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данном дипломном проекте рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г. Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

5.2 Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2017 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания $K=5,74$.



5.3 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты.

При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы, отопление, водоснабжение и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Кроме того, в объектных сметах начисляются: средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР); зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР); резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов); показатель единичной стоимости.

5.4 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного

расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету. На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам. Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости. Затраты по главе 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения» определяются сметными расчетами в соответствии с проектными данными. Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. Определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость. Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам. Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам. Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2 % , производственных зданий – 3 % от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета. После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

5.5. Годовые эксплуатационные расходы

Затраты по эксплуатации объектов представляют собой себестоимость годового объема продукции (работ, услуг), в том числе по содержанию непосредственного объекта [13].

Расчет текущих затрат ведется по номенклатуре статей технологической части проекта производственного объекта или по жилым и общественным зданиям. Однако в курсовом и дипломном проектировании рассчитывается не полная себестоимость продукции (работ, услуг), а только те затраты, которые зависят от объемно-планировочных, конструктивных решений, затрат на содержание необходимого персонала, а также расходов на санитарно-гигиеническое обслуживание объектов. Это достаточный перечень при оценке проектных решений и сравнений вариантов.

- 1) Содержание и ремонт здания: $12,42 \cdot \text{Собщ} \cdot 12 = 12,42 \cdot 11034 \cdot 12 = 1644507,360$ руб/год
- 2) Отопление: $22,771 \cdot \text{Собщ} \cdot 6 = 22,771 \cdot 11034 \cdot 6 = 1544420,304$ руб/год
- 3) Холодное водоснабжение: $14,27 \cdot Q \cdot N \cdot 12 = 14,27 \cdot 1,0 \cdot 400 \cdot 12 = 68496,0$ руб/год
- 4) Горячее водоснабжение: $80,19 \cdot Q \cdot N \cdot 12 = 80,19 \cdot 0,3 \cdot 400 \cdot 12 = 115473,6$ руб/год
- 5) Водоотведение: $9,47 \cdot Q \cdot N \cdot 12 = 9,47 \cdot 1,3 \cdot 400 \cdot 12 = 59092,8$ руб/год
- 6) Электроснабжение: $2,2 \cdot Q \cdot N \cdot 12 = 2,2 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 12 = 211200,0$ руб/год
- 7) Хоз. свет: $0,06 \cdot \text{Собщ} \cdot 12 = 0,06 \cdot 11034 \cdot 12 = 7944,48$ руб/год
- 8) Интернет, телефон: $600 \cdot \text{Ноф} \cdot 12 = 600 \cdot 50 \cdot 12 = 360000,0$ руб/год
- 9) Уборка территории $6000 \cdot N_{\text{раб}} \cdot 12 = 6000 \cdot 10 \cdot 12 = 720000,0$ руб/год

Общая сумма на эксплуатацию равна 4731134,544 руб/год

5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства

№ п/ п	Наименования показателей	Ед.измерени я	Кол-во	Примечание
--------------	--------------------------	------------------	--------	------------

I) Показатели сметной стоимости строительства

№ п/ п	Наименование показателей	Ед.измерени я	Кол-во	Примечание
1	На 1 m^2 общей площади: 537160,158/14809,4	Тыс.руб	36,27	См ст-ть / $S_{общ}$
2	На 1 m^2 офисной площади: 537160,158/11034	Тыс.руб	48,68	См ст-ть / $S_{офис}$
3	Затраты на инженерное оборудование и территории: 18587,090+22127,488	Тыс.руб	40714,578	Гл.6+7 ССР
4	На 1 m^2 общей площади: 40714,578/14809,4	Тыс.руб	2,749	
5	На 1 m^2 офисной площади: 40714,578/11034	Тыс.руб	3,690	

II) Показатели эксплуатационных (текущих) затрат

№ п/ п	Наименование показателей	Ед.измерени я	Кол-во	Примечание
1	Содержание и ремонт	руб/год	1644507,36	
2	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий: -отопление -водоснабжение(х/в) -водоснабжение(г/в) -водоотведение -свет (Эл.снаб) -хоз.свет -интернет, телефон -уборка территории	руб/год	1544420,3 68496,0 115473,6 59092,8 211200,0 7944,48 360000,0 720000,0	
3	Всего текущих затрат (п. 1-2)	руб/год	4731134,54 4	

5.7 Экономическая оценка проектного решения

5.7.1. Расчет чистого дисконтированного дохода при норме дисконта $E=15\%$

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов над интегральными затратами. Величина ЧДД для постоянной нормы дисконта E вычисляется по формуле

$$\text{Э} = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T (R_t - Z_t) \frac{1}{(1+E)^t},$$

где R_t - результаты, достигаемые на t -м шаге расчета; Z_t – затраты, осуществляемые на том же шаге; T – горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта; $\text{Э} = (R_t - Z_t)$ – эффект, достигаемый на t -м шаге; E – постоянная норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.(12%)

Если ЧДД проекта положителен, проект является эффективным (при данной норме дисконта) и может рассматриваться вопрос о его принятии. Чем больше ЧДД, тем эффективнее проект. Если

проект будет осуществлен при отрицательном ЧДД, то инвестор понесет убытки, значит проект неэффективен.

$$K1=100\% \text{ от } C_{\text{см}}=1*537160,158 \text{ тыс.руб} = 537,160 \text{ млн.руб}$$

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 15\%$)

Год существовани я проекта	Резуль -таты	Затраты Z_t , млн.руб		Разница между результатами и затратами	Коэф. дискон- тирова- ния	Чистый дисконт. доход по годам проекта	Ч Д Д с нарастающи м итогом
		Кап. вложения	Экспл. издержки				
t	R_t	K_t	$Э_t$	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{R_t - Z_t}{(1+E)^t}$	$\Sigma \text{ЧДД}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	537,160	0	-537,160	0,87	-467,33	-467,33
2	132,41	0	4,73	127,68	0,756	96,53	-370,80
3	172,13	0	4,73	167,4	0,658	110,15	-260,65
4	211,85	0	4,73	207,123	0,572	118,47	-142,18
5	251,57	0	4,73	246,85	0,497	122,68	-19,50
6	278,05	0	4,73	273,327	0,432	118,08	98,58

Вывод: так как $\text{ЧДД} = 40,944$ млн. руб/год > 0 , проект признается экономически эффективным при заданной норме дисконта $E = 15\%$. По результатам расчета ЧДД выполняем построение жизненного цикла объекта.

5.7.2 Расчёт внутренней нормы доходности (ВНД)

Внутренняя норма доходности (E_p) представляет ту норму дисконта, при которой величина приведенной разности результата и затрат равна приведенным капитальным вложениям. Показатель “внутренняя норма доходности (ВНД)” имеет также другие названия, “внутренняя норма прибыли”, “норма рентабельности инвестиций”, “норма возврата

инвестиций”. ВНД при $R_t = \text{const}$, $3_t = \text{const}$ и единовременных капитальных вложениях равна:

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1}$$

Найдем ЧДД при $E=85\%$:

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 85\%$)

Разница между результатами и затратами	Коэф. дисконтирования	Чистый дисконтированный поток доходов по годам проекта	Ч Д Д с нарастающим итогом
$(R_t - 3_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{R_t - 3_t}{(1+E)^t}$	$\Sigma \text{ЧДД}$
-537,160	0,541	-290,603	-290,603
127,68	0,292	37,283	-253,32
167,4	0,158	26,449	-226,871
207,123	0,081	16,777	-210,101
246,85	0,046	11,355	-198,746
273,327	0,025	6,833	-191,913

Найдем $E_{\text{вн}}$:

$$E_{\text{вн}} = 15 - 98,58 \frac{85 - 15}{-191,913 - 98,58} = 38,75$$

Т.к $E_{\text{вн}}=38,75\% > E=15\%$, проект признается экономически эффективным.

5.7.3 Расчёт индекса рентабельности

Индекс рентабельности инвестиций (Эк) определяется как отношение суммы приведённой разности результата и затрат к величине капитальных вложений. Если капитальные вложения осуществляются за многолетний период, то они также должны браться в виде приведенной суммы. В общем случае индекс рентабельности инвестиционных вложений определяется зависимостью

Найдем $E_{вн}$:

$$E_{вн} = 15 - 98,58 \frac{85 - 15}{-191,913 - 98,58} = 38,75$$

Т.к. $E_{вн} = 38,75\% > E = 15\%$, проект признается экономически эффективным.

$$\mathcal{E}_k = \frac{\sum_{t=0}^{T_p} (R_t - Z_t) \eta_t}{\sum_{t=0}^{T_p} K_t \eta_t} = \frac{35,246 \cdot 0,658 + 35,246 \cdot 0,572 + 35,246 \cdot 0,497}{16,689 \cdot 0,87 + 7,152 \cdot 0,756} = 3,05$$

где R_t – результат в t -й год; Z_t – затраты в t -й год;

K_t – инвестиций в t -й год; η_t – коэффициент дисконтирования;

t – год существования проекта; T_p – расчётный период.

Коэффициент дисконтирования η_t при постоянной норме дисконта E

определяется выражением:

$$\eta_t = \frac{1}{(1+E)^t}$$

Индекс рентабельности инвестиций идентичен показателям, имеющим следующие названия: “индекс доходности (ИД)”, “индекс прибыльности”

Индекс рентабельности инвестиционных вложений тесно связан с интегральным эффектом. Если интегральный эффект инвестиций $\mathcal{E}_{инт}$ положителен, то индекс рентабельности $\mathcal{E}_k > 1$, и наоборот. При $\mathcal{E}_k > 1$ инвестиционный проект считается экономически эффективным. В противном случае ($\mathcal{E}_k < 1$) проект неэффективен.

Вывод: Так как $\mathcal{E}_k = 3,05 > 1$, проект является экономически эффективным.

5.7.4 Построение жизненного цикла объекта

По результатам расчета ЧДД выполняется построение жизненного цикла объекта.

Жизненный цикл объекта – временной период от момента технико-экономического обоснования необходимости его возведения или обновления до момента физического или морального старения после определенного времени эксплуатации.

Локальная смета

Сметная стоимость 58404,545 тыс. руб.

Нормативная трудоемкость

2523,861 тыс. чел. час.
3812,449 тыс. руб.

Сметная заработная плата

№ п/п	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед.		Общая стоимость, руб.			Зат-ты труда раб-их чел.ч. не занятых обсл-ем машин	
					Всего	Эксплуат. Машин	Всего	Осн-ой зарп-ты	Экспл-и машин/ в т.ч. з.пл	На ед-цу	Всего
					Основной зарплаты	В т.ч. зарплаты					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	01-02-027-02	Планировка площади бульдозером	1000 м ²		<u>96,46</u> -	<u>96,46</u> 14,17	-	-		-	-
2	01-01-013-08	Разработка мокрых грунтов одноковшовым экскаватором с погрузкой на автомобили-самосвалы	1000м ³	1,68	<u>4332,73</u> 86,49	<u>4235,07</u> 487,42	7278,98	145,3	<u>7114,92</u> 818,87	11,14	18,72
3	01-02-057-02	Зачистка дна и стенок котлована вручную с выкидкой грунта	100 м ³	1,68	<u>1167,32</u> 1167,32	- -	1961,1	1961,1	- -	154,0	258,72
4	06-01-012-01	Монтаж и демонтаж мелкощитовой опалубки для устройства монолитных фундаментов	100м ²	1,7	<u>2324,61</u> 788,46	<u>46,28</u> 3,93	3951,84	1340,38	<u>78,68</u> 6,68	95,92	163,06
5	06-01-104-01	Установка арматурных	т.	104,0	<u>5897,58</u>	<u>52,63</u>	613348,32	10414,56	<u>5473,52</u>	13,09	1361,36

		сеток и каркасов для устройства монолитных фундаментов			100,14	5,08			528,32		
6	06-01-001-16	Прием и подача бетонной смеси для устройства монолитной фундаментной плиты	100м³	8,00	<u>122623,56</u> 1829,27	<u>3044,79</u> 394,9	980988,48	14634,16	<u>24358,32</u> 3159,2	220,66	1765,28
7	06-01-087-01	Монтаж и демонтаж опалубки для устройства монолитных стен подземной части	10 м²	104,0	<u>730,39</u> 125,90	<u>521,90</u> 73,08	75960,56	13093,6	<u>54277,6</u> 7600,32	16,61	1727,44
8	06-01-092-01	Устройство сеток и каркасов для устройства монолитных стен подземной части	m	50,0	<u>7339,71</u> 253,37	<u>82,07</u> 9,72	366985,5	12668,5	<u>4103,5</u> 486,0	32,82	1641,0
9	06-01-031-04	Устройство ж/б монолитных колонн	100 м³	2,52	<u>185960,27</u> 9912,17	<u>10966,13</u> 1142,25	468619,88	24978,66	<u>27634,65</u> 2878,47	1166,2	2938,82
10	08-01-003-05	Устройство гидроизоляции фундаментов гидроизолом в 2 слоя на битумной мастике	100м².	7,10	<u>5447,36</u> 432,9	<u>171,22</u> -	38676,26	3073,59	<u>1215,66</u> -	46,8	332,28
11	01-01-033-02	Засыпка бульдозером пазух котлованов с послойным трамбованием пневматическими трамбовками и поливкой водой	1000м³	0,7	<u>567,41</u> -	<u>567,41</u> 128,62	397,19	-	<u>397,19</u> 90,03	-	-
12	06-01-087-01	Монтаж и демонтаж опалубки для	10 м³	2240,6	<u>730,39</u> 125,9	<u>521,9</u> 73,08	1636511,83	282091,54	<u>1169369,14</u> 163743,05	16,61	37216,36

		устройства монолитных колонн надземной части									
13	06-01-092-01	Устройство сеток и каркасов для устройства монолитных колонн надземной части	<i>m</i>	727,0	<u>7339,71</u> 253,37	<u>82,07</u> 9,72	5335969,17	184199,99	<u>59664,89</u> 7066,44	32,82	23860,14
14	06-01-031-04	Устройство ж/б монолитных колонн надземной части	<i>100 м³</i>	40,698	<u>185960,27</u> 9912,17	<u>10966,13</u> 1142,25	7568211,07	403405,5	<u>446299,56</u> 46487,29	1166,2	47462,0
15	08-03-002-01	Кладка отдельных наружных, глухих участков стен толщиной 200 мм из я/бетонных блоков	<i>м³</i>	100,0	<u>1021,24</u> 37,12	<u>45,58</u> 6,38	102124,0	3717,0	<u>4558,0</u> 638,0	4,43	443,0
16	06-01-087-02	Монтаж и демонтаж опалубки для устройства монолитного ж/б безбалочного перекрытия	<i>10 м²</i>	1819	<u>317,96</u> 49,27	<u>227,4</u> 30,74	578369,24	89622,13	<u>413640,6</u> 55916,06	6,5	11823,5
17	06-01-092-04	Устройство арматурных сеток и каркасов для устройства монолитного ж/б безбалочного перекрытия	<i>m</i>	904	<u>7265,52</u> 179,18	<u>82,07</u> 9,72	6668030,08	161978,72	<u>74191,28</u> 8786,88	23,21	20981,84
18	06-01-110-01	Устройство монолитного ж/б безбалочного перекрытия	<i>100 м³</i>	36,38	<u>150944,63</u> 6993,9	<u>3592,52</u> 441,14	5491365,64	25448,08	<u>130695,88</u> 1604867,32	833,6	30326,37

19	12-01-015-01	Устройство пароизоляции	100м ²	86,4	<u>2735,61</u> 160,04	<u>92,52</u> 2,61	236356,7	13827,46	<u>7993,73</u> 225,5	17,51	1512,86
20	12-01-013-03	Утепление наружных стен минераловатными плитами	100 м ³	115,187	<u>5082,46</u> 421,25	<u>149,57</u> 7,98	585433,32	48522,52	<u>17228,52</u> 919,19	42,54	4900,05
21	07-05-014-04	Укладка лестничных маршей массой более 1т без сварки при высоте зданий более 40м до 100м.	100 шт.	0,52	<u>9527,46</u> 2309,08	<u>6889,64</u> 958,16	4954,28	1200,72	<u>3582,61</u> 498,24	261,8	136,14
22	08-02-002-04	Кладка перегородок армированных, толщиной в 1/2 кирпича из (керамического) кирпича при высоте этажа до 4м	100 м ²	31,0	<u>12428,08</u> 1124,62	<u>434,64</u> 59,6	385270,48	34863,22	<u>13473,84</u> 1847,6	135,66	4205,46
23	11-01-027-02	Устройство покрытий из плиток керамических на растворе силикатном кислотоупорном	100 м ²	17,05	<u>7761,86</u> 1018,13	<u>147,52</u> 32,56	132339,71	17359,12	<u>2515,22</u> 555,15	119,78	2042,25
24	10-01-039-01	Установка дверных блоков в наружных и внутренних проемах	100 м ²	7,94	<u>30064,36</u> 931,22	<u>1439,8</u> 164,58	238711,0	7393,89	<u>11432</u> 1306,77	104,28	827,98
25	10-01-034-04	Установка оконных блоков в наружных проемах	100 м ²	123,29	<u>172858,92</u> 1371,31	<u>426,79</u> 8,22	21311776,24	169068,81	<u>52618,94</u> 1013,44	161,33	19890,37
26	15-02-016-03	Штукатурка внутренних поверхностей цементно-известковым раствором	100 м ²	280,14	<u>2051,12</u> 784,58	<u>123,8</u> 69,32	574600,76	219792,24	<u>34681,33</u> 19419,3	85,84	24047,22

27	15-04-002-04	Силикатная окраска водными составами внутри помещения	100 м ²	138,82	<u>304,36</u> 112,67	<u>2,8</u> 0,12	42251,255	15640,849	<u>388,7</u> 16,66	14,19	1969,86
28	15-02-002-01	Высококачественная штукатурка цементно-известковым раствором	100 м ²	86,39	<u>2623,59</u> 1129,42	<u>69,96</u> 37,47	226651,94	97540,59	<u>6045,57</u> 3237,03	117,16	10121,45
29	15-04-013-02	Окраска фасадов	100 м ²	86,39	<u>790,63</u> 121,38	<u>10,26</u> 0	68302,53	10486,02	<u>886,36</u> -	7,03	607,32
30	15-01-063-01	Облицовка стен кассетными панелями из алюминиевого композита	100 м ²	4,02	<u>35162,42</u> 1386,92	<u>247,52</u> 4,21	141352,93	5575,42	<u>995,03</u> 16,92	153,59	617,43
31	12-01-002-07	Покрытие кровли 2-х слоев рубероида	100 м ²	8,10	<u>116114,07</u> 730,93	<u>642,6</u> 28,13	130523,97	5920,53	<u>5205,06</u> 227,85	79,97	647,76
32	12-01-015-04	Устройство обмазочной пароизоляции кровли	100 м ²	1,42	<u>2080,91</u> 89,34	<u>40,05</u> 1,02	2954,89	126,86	<u>56,87</u> 1,45	10,51	14,92
							54020229,14	1880091,059	<u>2580177,17</u> 1932358,03		2523861

1. Сумма зарплаты: 3812449,089
2. Полные прямые затраты: 54020229,14
3. Полные накладные расходы (65 %) от з/платы: 2478091,907
4. Полная сметная прибыль (50 %) от з/платы: 1906224,544
5. Итого по смете в ценах 2001 года: 58404545,59
6. Всего по смете в ценах 2017 (К=5,74): 335242091,69

Объектная смета

на строительство

Сметная стоимость **425528,609** тыс.руб.

Средства на оплату труда **94500,528** тыс.руб

Расчетный измеритель единичной стоимости **27,031** тыс. руб/м²

Составлена в ценах на 2001 г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости, тыс. руб.
			С М Р	оборудо- вания, мебели, инвентаря	прочих затрат	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета №1	Общестроительные работы:	292022,728	35042,727	2920,227	329985,683	79196,564	22,282
С а н и т а р н о – т е х н и ч е с к и е р а б о т ы								
2	Укруп- ненный показатель	Отопление-6,2%:0,062*329985,683	20459,112	2455,093	204,591	23118,797	5548,511	1,561
3		Вентиляция-7,1%:0,071*329985,683	23428,983	2811,478	234,290	26474,751	6353,940	1,788
4		Внутренний водопровод- 1,2%:0,012*329985,683	3959,828	475,179	39,598	4474,606	1073,905	0,302
5		Канализация -1,35%: 0,0135*329985,683	4454,807	534,577	44,548	5033,932	1208,144	0,340
		Итого по сан-тех.работам	52302,731	6276,328	523,027	59102,086	14184,501	3,991
		Накладные расходы: 128% от зар.платы:1,28*14184,501	18156,161	-	-	18156,161	-	-
		Сметная прибыль-83%: 0,83*14184,501	11773,135	-		11773,135	-	-

		Всего по сан-тех.работам	82232,027	6276,328	523,027	89031,382	14184,501	3,991
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	Укруп- ненный показатель	Электроосвещение здания-1,25 %: 0,0125*329985,683	4124,821	494,979	41,248	4661,048	1118,651	0,315
		Накладные расходы:105% от зар.платы: 1,05*1118,651	1174,584	-	-	1174,584	-	-
		Сметная прибыль-60%: 0,6*1118,651	671,191	-	-	671,191	-	-
		Всего по электроосвещению	5970,596	494,979	41,248	6506,823	1118,651	0,439
С л а б о т о ч н ы е у с т р о й с т в а								
7	Укруп- ненный	Устройство телефонизации здания: 28,23 руб.*стр. $V_{зд} * 10^{-3}$	1654,052	198,486	16,541	1869,079	448,579	0,126
8	показатель	Устройство радиофикации здания: 22,86 руб.*стр. $V_{зд} * 10^{-3}$	1339,413	160,730	13,394	1513,537	363,249	0,102
		Итого слаботочные устройства	2993,465	359,216	29,935	3382,616	811,828	0,228
		Накладные расходы: 100% от зар.платы:1*811,828	811,828	-	-	811,828	-	-
		Сметная прибыль-65%: 0,65*811,828	527,688	-	-	527,688	-	-
		Всего слаботочные устройства	4332,981	359,216	29,935	4722,132	811,828	0,319
ВСЕГО ПО ОБЪЕКТУ			380229,684	41814,393	3484,533	425528,609	94500,528	27,031

Главный инженер проекта _____

[подпись (инициалы, фамилия)]

Начальник _____ отдела _____

(наименование)

[подпись(инициалы, фамилия)]

Составил _____

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____

[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Министерство, ведомство _____

Главное управление _____

Утвержден _____

Сводный сметный расчет в сумме 537160,158 тыс.руб.

В том числе возвратных сумм _____ тыс.руб.

(ссылка на документ об утверждении)

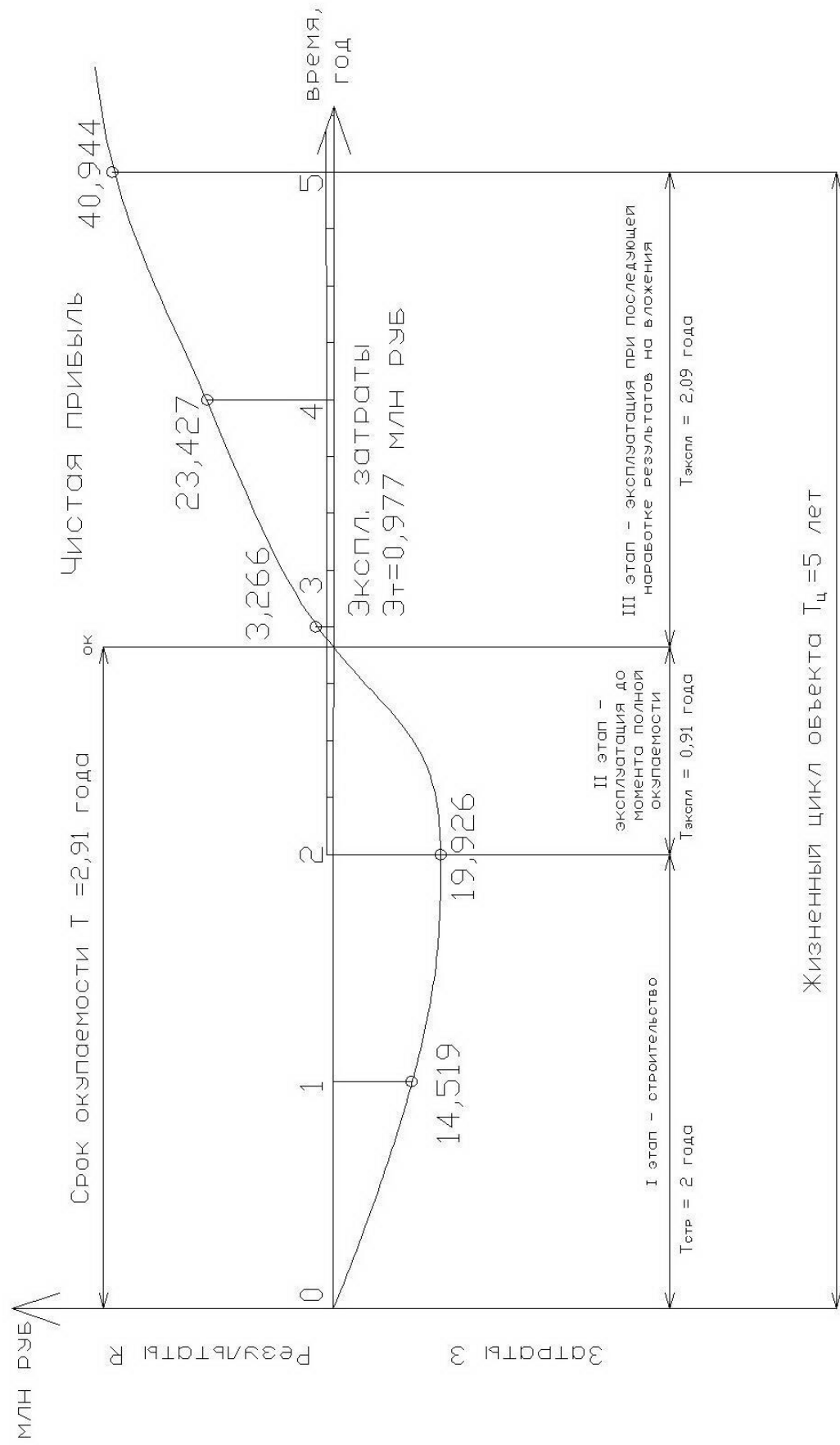
“ ____ ” _____ 2017__ г.

Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах 2001 г.

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			СМР	Оборудования и приспособлений	Прочие затраты	
1	2	3	4	5	6	7
Глава 1. Подготовка территории строительства						
1	Сметный расчет №1	Отвод территории строительства(0,4%):3623,914*0,004	-	-	14,496	14,496
2	Сметный расчет №2	Подготовка территории строительства (2%):442549,754*0,02	8850,995	-	-	8850,995
		Итого по главе 1	8850,995	-	14,496	8865,491
Глава 2. Основные объекты строительства						
	Объектная смета №1	15 ^{тн} этажное здание с подземным паркингом (ОС)	380229,684	41814,393	3484,533	425528,610
Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения						
3	Сметный расчет №3	Объекты подсобного и обслуживающего назначения(4%):0,04*глава 2	15209,187	1672,576	139,381	17021,144
		Итого по главам 2-3	395438,871	43486,969	3623,914	442549,754
Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения						
4	Сметный расчет №4	Наружные сети и сооружение водоснабжения, канализации и газоснабжения (4,2%):0,042*итого 2-3	16608,433	1826,453	152,204	18587,090

Глава 7. Благоустройство и озеленение территории						
5	Сметный расчет №5	Благоустройство территории(5%):0,05*442549,754	22127,488	-	-	22127,488
		Итого по главам 1-7	443025,787	45313,422	3790,614	495920,437
Глава 8. Временные здания и сооружения						
6	Сметный расчет №6	Временные здания и сооружения (1,5%):0,015*443025,787	6645,387	-	-	6645,387
		Итого по главам 1-8	449671,174	45313,422	3790,614	502565,824
Глава 9. Прочие работы и затраты						
7	Сметный расчет №7	Дополнительные затраты на производство работ в зимнее время(2,5%):0,025*449671,174	11241,779	-	-	11241,779
	Итого 1-9	Итого по главам 1-9	460912,953	45313,422	3790,614	513807,603
Глава 12. Проектные и изыскательские работы для типовых объектов						
8	Сметный расчет №8	Проектные и изыскательские работы:0,03*513807,603	-	-	15414,228	15414,228
		Итого по главам 1-12	460912,953	45313,422	19204,842	529221,831
		Резерв средств на непредвиденные расходы(1,5%):0,015*итого1-12	6913,694	679,701	288,073	7938,327
		Итого по главам 1-12+резерв	467826,647	45993,123	19492,915	537160,158
		Возвратные суммы (15% от главы 8):0,15*6645,387 (временные здания и сооружения)	996,808	-	-	996,808



6.Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности

6. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

6.1. Анализ опасных и вредных производственных факторов.

При строительстве объекта будут иметь место опасные и вредные производственные факторы, определенные в соответствии с ГОСТ 12.0.003-2015, которые подразделяются на физические, химические, биологические и психофизиологические.

К физическим факторам относятся: запыленность воздуха рабочей зоны,, вибрация от строительных, транспортных машин и виброинструментов, шум создаваемый транспортными машинами, статическое электричество возникающее в зонах окраски электрокраскопультами и около электротехнического оборудования, ультрафиолетовая радиация возникающая в зонах сварки, электрический ток, движущиеся машины и механизмы, расположение рабочего места на значительной высоте относительно поверхности земли и др.

К химическим факторам относятся: загазованность рабочей зоны (выхлопные газы строительных машин работающих на двигателях внутреннего сгорания, испарения красящих веществ).

К биологическим факторам относятся: патогенные микроорганизмы (бактерии, вирусы, риккетсии, спирохеты, грибы, простейшие) и продукты их жизнедеятельности которые попадают в воздух при разработке грунта.

К психофизиологическим факторам относятся: физические перегрузки (статические -продолжительная работа в неудобной позе и динамические -ручной труд, перенос тяжестей и т.д.) и нервно-психические перегрузки (монотонность труда).

6.2. Классификация производства

Пожарная безопасность здания в значительной мере определяется степенью его огнестойкости, которая зависит от возгораемости строительных материалов и огнестойкости основных конструктивных элементов здания.

Степень огнестойкости – II (здание кирпичное с утеплением трудногорючим утеплителем)

Категория по взрывопожароопасности - Д

Класс конструктивной пожарной опасности – С0.

Здания и части зданий – помещения или группы помещений, функционально связанных между собой, по функциональной пожарной опасности подразделяются на классы в зависимости от способа их использования и от того, в какой мере безопасность людей в них в случае возникновения пожара находится под угрозой, с учетом их возраста, физического состояния, возможности пребывания в состоянии сна, вида основного функционального контингента и его количества. В соответствии с пунктом 5.21 СП112.13330.2011 «Пожарная безопасность зданий и сооружений» проектируемое здание относится к классу Ф3.6 по функциональной пожарной опасности.

6.3. Обеспечение безопасных и санитарно-гигиенических условий труда

6.3.1. Обеспечение безопасных условий производства строительно-монтажных работ

До начала строительства объекта, территория строительной площадки выделяется на местности защитно-охранными ограждениями, предназначенными для предотвращения доступа посторонних лиц на участок строительства и обеспечения сохранности материальных ценностей.

На строительной площадке сооружаются подъездные пути и внутриплощадочные дороги, обеспечивающие свободный и безопасный доступ транспортных средств к строящемуся зданию, складским площадкам. Дороги устраиваются с односторонним движением и с образованием на них специальных уширений для разгрузки транспорта. Скорость движения транспорта по дорогам на стройплощадке не должна превышать 10 км/ч, а

вблизи строящегося объекта и поворотах 5 км/ч. При въезде на стройплощадку устанавливается щит со схемой движения транспорта по площадке и знак запрещающий движение легкового транспорта.

При трассировке дорог устанавливаются следующие (принимаемые не менее требуемых) расстояния: между дорогами и складскими площадками – 0,5 м, между дорогой и зоной поворотной платформы – 6,5 м, между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку – 1,5 м, между дорогой и бровкой траншеи – не менее 1 м.

Места временного и постоянного нахождения работающих (санитарно-бытовые помещения, места отдыха и проходы для людей) располагаются за пределами опасных зон. Места прохода людей в пределах опасных зон оборудуются защитными ограждениями. Проезды, проходы на производственной территории, а также проходы к рабочим местам и на рабочих местах должны содержаться в чистоте и порядке, очищаться от мусора и снега, не загромождаться складываемыми материалами и конструкциями. В местах перехода через траншеи, ямы, канавы устанавливаются переходные мостики шириной 1,2 м, огражденные с обеих сторон перилами высотой не менее 1,2 м,

На строительной площадке для временного хранения материалов и конструкций устраивают открытые и закрытые склады.

До начала строительства на площадке вне опасной зоны работы крана устанавливаются временные санитарно-бытовые помещения, между ними предусмотрены противопожарные разрывы, пожарный щит. Электроснабжение строительной площадки осуществляется от трансформатора подключенный к существующей электросети.

Для обеспечения безопасных условий производства земляных работ соблюдают следующие основные условия безопасного производства работ. Техническое состояние землеройных машин регулярно проверяется с своевременным устранением обнаруженных неисправностей. Экскаватор во время работы располагают на спланированном месте. Во время работы

экскаватора запрещается пребывание людей в пределах призмы обрушения и в зоне разворота стрелы экскаватора. Получающиеся в работе "козырьки" немедленно срезаются.

Загрузка автомобилей экскаватором производится так, чтобы ковш подавался с боковой или задней стороны кузова, а не через кабину водителя. Передвижение экскаватора с загруженным ковшом запрещается.

Опалубку, применяемую для возведения монолитных железобетонных конструкций, необходимо изготавливать и применять в соответствии с проектом производства работ, утвержденным в установленном порядке. Размещение на опалубке оборудования и материалов, не предусмотренных проектом производства работ, а также пребывание людей, непосредственно не участвующих в производстве работ на настиле опалубки, не допускается. Разборка опалубки должна производиться (после достижения бетоном заданной прочности) с разрешения производителя работ, а особо ответственных конструкций (по перечню, установленному проектом) — с разрешения главного инженера.

При укладке бетона из бадей или бункера расстояние между нижней кромкой бадьи или бункера и ранее уложенным бетоном или поверхностью, на которую укладывается бетон, должно быть не более 1 м, если иные расстояния не предусмотрены проектом производства работ.

К монтажу сборных конструкций и производству вспомогательных такелажных работ допускаются рабочие, прошедшие специальное обучение и достигшие 18-летнего возраста. Не реже одного раза в год проводится проверка знаний безопасности методов работ у рабочих и инженерно-технических работников администрацией строительства. Основные решения по охране труда, предусмотренные в проекте организации работ, доводятся до сведения монтажников.

К монтажным работам на высоте допускаются монтажники, прошедшие один раз в году специальное медицинское освидетельствование. При работе на высоте монтажники оснащаются предохранительными

поясами. Под местами производства монтажных работ движение транспорта и людей запрещается.

При работе в темное время монтажная площадка освещается прожекторами расположенными по периметру.

До начала работ проверяется исправность монтажного и подъемного оборудования, а также захватных приспособлений. Все захватные приспособления систематически проверяют в процессе их использования с записью в журнале. Оставлять поднятые элементы на весу на крюке крана на время обеденных и других перерывов категорически запрещается.

Окраска методом пневматического распыления, выполняется с применением респираторов и защитных очков.

6.3.2. Обеспечение электробезопасности

Устройство и техническое обслуживание временных и постоянных электрических сетей на производственной территории следует осуществлять силами электротехнического персонала, имеющего соответствующую квалификационную группу по электробезопасности.

Разводка временных электросетей напряжением до 1000 В, используемых при электроснабжении объектов строительства, должна быть выполнена изолированными проводами или кабелями на опорах или конструкциях, рассчитанных на механическую прочность при прокладке по ним проводов и кабелей, на высоте над уровнем земли, настила не менее, м:

3,5 — над проходами;

6,0 — над проездами;

2,5 — над рабочими местами.

Светильники общего освещения напряжением 220 В устанавливаются на высоте не менее 2,5 м от уровня земли, пола, настила.

Корпуса понижающих трансформаторов и их вторичные обмотки должны быть заземлены.

Применять стационарные светильники в качестве ручных запрещается. Следует пользоваться ручными светильниками только промышленного изготовления.

Выключатели, рубильники и другие коммутационные электрические аппараты, применяемые на открытом воздухе, должны быть в защищенном исполнении в соответствии с требованиями государственных стандартов.

Все электропусковые устройства размещены так, чтобы исключалась возможность пуска машин, механизмов и оборудования посторонними лицами. Запрещается включение нескольких токоприемников одним пусковым устройством.

Распределительные щиты и рубильники имеют запирающие устройства. Защита электрических сетей и электроустановок на производственной территории от сверхтоков следует обеспечить посредством предохранителей с калиброванными плавкими вставками или автоматических выключателей согласно правилам устройства электроустановок.

6.3.3. Требования к естественному и искусственному освещению

Инсоляция является важным оздоравливающим фактором и должна быть использована во всех жилых и общественных зданиях. Оптимальная эффективность инсоляции - ее общеоздоровительного, психофизиологического, бактерицидного и теплового действия достигается при обеспечении ежедневного непрерывного 3—4-часового облучения прямыми солнечными лучами помещений и территорий. Нормирование производится на весенне-осенний период года, с учетом светоклиматических особенностей и характера застройки. Требования норм достигаются

соответствующим размещением, ориентацией и планировкой зданий.

Ограничение избыточного теплового действия инсоляции помещений и территорий в жаркое время года должно обеспечиваться соответствующей планировкой и ориентацией зданий, благоустройством территорий, применением солнцезащитных устройств, а при необходимости - кондиционирования и внутренних систем охлаждения. Ограничение теплового действия инсоляции территорий должно обеспечиваться затемнением от зданий, специальными затеняющими устройствами и рациональным озеленением.

Меры по ограничению избыточного теплового действия инсоляции не должны приводить к нарушению норм естественного освещения помещений. Продолжительность инсоляции помещения рассчитывается по нижнему этажу здания через центральную точку светопроемов, размеры которых соответствуют требованиям норм естественного освещения помещений. При этом необходимо учитывать расположение и размеры элементов здания, затеняющих светопроемы (навесов, балконов, лоджий, жалюзи и т. п.).

В расчетах продолжительности инсоляции для районов севернее 58° с.ш. - не учитывается первые и последние 1,5 часа солнечного сияния.

Искусственное освещение подразделяется на рабочее, аварийное, охранное и дежурное.

Аварийное освещение разделяется на освещение безопасности и эвакуационное.

Искусственное освещение может быть двух систем — общее освещение и комбинированное освещение.

Рабочее освещение следует предусматривать для всех помещений зданий, а также участков открытых пространств, предназначенных для работы, прохода людей и движения транспорта. Для помещений, имеющих зоны с разными условиями естественного освещения и различными режимами работы, необходимо раздельное управление освещением таких зон.

При необходимости часть светильников рабочего или аварийного освещения может использоваться для дежурного освещения.

Нормируемые характеристики освещения в помещениях и снаружи зданий могут обеспечиваться как светильниками рабочего освещения, так и совместным действием с ними светильников освещения безопасности и (или) эвакуационного освещения.

Для освещения помещений следует предусматривать, как правило, разрядные лампы. В случае невозможности или технико-экономической нецелесообразности применения разрядных ламп, а также для обеспечения архитектурно-художественных требований допускается предусматривать лампы накаливания.

Эвакуационное освещение в помещениях следует предусмотреть:

- в проходах и на лестницах, служащих для эвакуации людей, при числе эвакуирующихся более 50 человек;
- в помещениях ресторана и ночного клуба, так как здесь могут одновременно находиться более 100 человек.

Эвакуационное освещение должно обеспечивать наименьшую освещенность на полу основных проходов (или на земле) и на ступенях лестниц: в помещениях — 0,5 лк, на открытых территориях — 0,2 лк.

Неравномерность эвакуационного освещения (отношение максимальной освещенности к минимальной) по оси эвакуационных проходов должна быть не более 40 : 1.

Светильники освещения безопасности в помещениях могут использоваться для эвакуационного освещения.

Для аварийного освещения (освещения безопасности и эвакуационного) следует применять:

- а) лампы накаливания;
- б) люминесцентные лампы — в помещениях с минимальной температурой воздуха не менее 5° С и при условии питания ламп во всех режимах напряжением не ниже 90 % номинального;

в) разрядные лампы высокого давления при условии их мгновенного или быстрого повторного зажигания как в горячем состоянии после кратковременного отключения питающего напряжения, так и в холодном состоянии.

Указатели выходов могут быть световыми, со встроенными в них источниками света, присоединяемыми к сети аварийного освещения, и не световыми (без источников света) при условии, что обозначение выхода (надпись, знак и т.п.) освещается светильниками аварийного освещения.

При этом указатели должны устанавливаться на расстоянии не более 25 м друг от друга, а также в местах поворота коридора. Дополнительно должны быть отмечены указателями выходы из коридоров и рекреаций, примыкающих к помещениям, перечисленным выше.

Осветительные приборы аварийного освещения (освещения безопасности, эвакуационного) допускается предусматривать горящими, включаемыми одновременно с основными осветительными приборами нормального освещения и не горящими, автоматически включаемыми при прекращении питания нормального освещения.

Безопасность труда при производстве строительно-монтажных работ в большой степени зависит от правильно выбранного и организованного естественного и искусственного освещения. Данный вопрос был подробно рассмотрен в разделе «Строительное производство» (см.3.3). При расчете освещения основным нормативным документом является СНиП 2.11.03-03.

6.3.4. Защита от шума и вибраций

Источниками шума и вибраций при производстве строительно-монтажных работ являются компрессоры, насосы, электродвигатели, экскаватор, бульдозер, монтажный кран, копровая установка, электровибраторы, бетоноукладчики и другое технологическое оборудование.

Естественное, возрастное ослабление слуха значительно усугубляется вследствие длительной звуковой нагрузки среды обитания человека.

Значительную часть звуковой нагрузки человек получает, как правило, на производстве. В большинстве случаев надежно защитить человека в условиях производства возможно только с помощью индивидуальных средств защиты от шума - противошумов. Однако противошумы должны обеспечивать не только надежную защиту, но более или менее комфортные и безопасные условия их применения.

Работник, обслуживающий ту или иную технику, не должен быть полностью изолирован от производственной акустической среды. В условиях повышенного шума на слух контролируют работу оборудования, прослушивают ту или иную информацию, в любой момент работник должен услышать сигнал, оповещающий о какой-либо опасности.

Требования к эффективности противошумов сформулированы в ГОСТ 12.4.051 "Средства индивидуальной защиты. Общие технические требования и методы испытаний". Требования к эффективности достаточно высокие, от 5-10 дБ в области частот 125-250 Гц до 30-32 дБ в области частот 4000 - 8000 Гц для противошумов группы Б.

Средства и методы коллективной защиты от шума в зависимости от способа реализации подразделяются на:

- акустические;
- архитектурно-планировочные;
- организационно-технические.

Акустические средства защиты от шума в зависимости от принципа действия подразделяются на:

- средства звукоизоляции;
- средства звукопоглощения;
- средства виброизоляции;
- средства демпфирования;
- глушители шума.

Средства звукоизоляции в зависимости от конструкции подразделяются на:

- звукоизолирующие ограждения зданий и помещений;
- звукоизолирующие кожухи;
- звукоизолирующие кабины;
- акустические экраны, выгородки.

Средства звукопоглощения в зависимости от конструкции подразделяются на:

- звукопоглощающие облицовки;
- объемные (штучные) поглотители звука.

Средства виброизоляции в зависимости от конструкции подразделяются на:

- виброизолирующие опоры;
- упругие прокладки;
- конструкционные разрывы.

Глушители шума в зависимости от принципа действия подразделяются на:

- абсорбционные;
- реактивные (рефлексные);
- комбинированные.

Архитектурно-планировочные методы защиты от шума включают в себя:

- рациональные акустические решения планировок зданий и генеральных планов объектов;
- рациональное размещение технологического оборудования, машин и механизмов;

- рациональное размещение рабочих мест;
- рациональное акустическое планирование зон и режима движения транспортных средств и транспортных потоков;
- создание шумозащищенных зон в различных местах нахождения человека.

Организационно-технические методы защиты от шума включают в себя:

- применение малошумных технологических процессов (изменение технологии производства, способа обработки и транспортирования материала и др.);
- оснащение шумных машин средствами дистанционного управления и автоматического контроля;
- применение малошумных машин, изменение конструктивных элементов машин, их сборочных единиц;
- совершенствование технологии ремонта и обслуживания машин;
- использование рациональных режимов труда и отдыха работников на шумных предприятиях.

Средства индивидуальной защиты от шума в зависимости от конструктивного исполнения подразделяются на:

- противошумные наушники, закрывающие ушную раковину снаружи;
- противошумные вкладыши, перекрывающие наружный слуховой проход или прилегающие к нему;
- противошумные шлемы и каски;
- противошумные костюмы.

6.3.5. Бытовые помещения

Расчет бытовых помещений в проектируемом здании для обслуживающего персонала и посетителей принимаем по СП к СНиП 2.08.02-89. Количество унитазов в уборных для посетителей принимаем 4 унитаза, из расчета 1 унитаз на каждые 60 мест.

Расчет бытовых помещений при производстве строительно-монтажных работ подробно рассмотрен в разделе «Строительное производство» (см. п. 3.3.).

Все рабочие на строительной площадке обеспечиваются средствами индивидуальной защиты: касками, спецодеждой (сапоги или ботинки, перчатки или рукавицы и комбинезон). Монтажники при работе на высоте дополнительно обеспечиваются монтажными поясами. Кровельщики дополнительно получают очки и респираторы при работе с минватой. Маляры при покраске получают респираторы, очки и резиновые перчатки.

6.4. Стройгенплан

Проектирование стройгенплана произведено в разделе «ТОСП», где подробно рассмотрены вопросы по обеспечению безопасных условий труда, по взрывоопасности, охране окружающей среды, включающие в себя:

- ограждение строительной площадки
- рациональное размещение складов материалов и площадок для временного хранения сборных элементов и изделий, выбор способов безопасного складирования
- помещения для санитарно-бытового обслуживания рабочих
- организация безопасного движения транспорта и людей, устройство дорог и проездов

- определение подвижных и постоянных зон, связанных с применением основных строительных машин и средств механизации
- разработка стройгенплана с максимальным сохранением существующих зеленых насаждений.

6.5. Мероприятия по предотвращению чрезвычайных ситуаций

Факторы возникновения чрезвычайных ситуаций.

Под чрезвычайной ситуацией понимается возможность возникновения пожара, взрыва или удар молнии.

Обеспечение пожаробезопасности

Система предотвращения пожара

Важнейшим комплексом мероприятий на строительстве является соблюдение правил противопожарной безопасности. Строители обязаны строго соблюдать требования пожарной безопасности на всех стадиях строительства, начиная с подготовительных работ.

В этих целях временные здания и сооружения, возводимые в подготовительный период, следует строить строго по проектам организации строительства и производства работ, предварительно согласовав их с органами пожарной охраны.

На строительных площадках необходимо: обеспечивать правильное складирование материалов и изделий с тем, чтобы предотвратить загорание легковоспламеняющихся и горючих материалов, ограждать места производства сварочных работ, своевременно убирать строительный мусор, разрешать курение только в специально отведенных местах, строго соблюдать другие правила пожарной безопасности. А так же содержать в постоянной готовности все средства пожаротушения (линии водопровода с

гидрантами, огнетушители, сигнализационные устройства пожарный инвентарь).

Осуществление мероприятий направленных на обеспечение пожарной безопасности возлагаются на руководителей предприятия, начальника участка. Они несут ответственность за организацию пожарной безопасности и охраны, за выполнение в установленные сроки необходимых противопожарных средств на площадке. Согласно основного закона РФ об охране труда работодатели и должностные лица, виновные в нарушении законодательных и иных нормативных актов об охране труда, в невыполнение обстоятельств установленных коллективными договорами или соглашениями по охране труда, либо препятствующих деятельности представителей органов госнадзора и контроля, атак же общественного контроля привлекаются к административной, дисциплинарной и уголовной ответственности в порядке установленном законом РФ.

Лица, ответственные за противопожарное состояние, обязаны обеспечивать своевременное выполнение предлагаемых органов государственного пожарного надзора мероприятий, таких как:

- контроль за правильностью складирования и хранения строительных материалов;
- наблюдение за эксплуатацией огнедействующих установок;
- наблюдение за дорогами и подъездными путями для беспрепятственного подъезда пожарных машин.

На стройплощадке временные здания и склады различных материалов располагаются с таким расчетом, чтобы возникший пожар на одном из складов не мог беспрепятственно перейти на соседние склады или здания.

Территорию стройплощадки надлежит содержать в чистоте, все отходы складировать в специально отведенном месте, а затем вывозить. На стройплощадке устанавливается пожарный щит со всеми необходимыми инструментами.

Щит располагается около бытовых помещений по пути следования на объект. На стройплощадку проводится временный водопровод для хозяйственно-бытовых нужд. Пожаротушение с устройством пожарных гидрантов в количестве двух штук, располагаются в непосредственной близости от строящегося объекта и дороги.

Система пожарной защиты

Здание ресторана быстрого питания с ночным клубом будет иметь автоматическую телефонную связь, будет радиофицировано и оборудовано пожарной и охранной сигнализацией, оповещателями о пожаре. Запроектированы внутренняя и наружная системы пожаротушения от существующих и ранее запроектированных пожарных гидрантов на сетях водопровода. К воде, расходуемой на пожаротушение, особых требований не предъявляется. Внутреннее пожаротушение будет осуществляется из пожарных кранов диаметром 65 мм, размещаемых в шкафчиках в комплекте с льяным рукавом $l=20\text{м}$ и пожарными стволами с диаметром spryska 19мм. Пожарные краны устанавливаются на высоте 1,35м над полом. Пожарные шкафы устанавливаются по НПБ 151-2000 и предусматривают возможность размещения в них ручных огнетушителей. Обеспечен подъезд пожарных машин и доступ пожарных в любое помещение здания.

Молниезащита

Установка молниеприемников или наложение молниеприемной сетки не требуется для зданий и сооружений с металлическими фермами при условии, что в их кровлях используются негорючие или трудногорючие утеплители и гидроизоляция.

На зданиях и сооружениях с металлической кровлей в качестве молниеприемника должна использоваться сама кровля. При этом все

выступающие неметаллические элементы должны быть оборудованы молниеприемниками, присоединенными к металлу кровли, в. также соблюдены требования п. 2.6 РД34.21.122-87.

Токоотводы от металлической кровли или молниеприемной сетки должны быть проложены к заземлителям не реже чем через 25 м по периметру здания.

Соединение металлической кровли с токоотводами предусматривается на болтах и саморезах по всему периметру.

Воздействие на почву

Проектом предусмотрена рекультивация нарушенных земель. Перед производством планировочных работ с участка убирается плодородный грунт толщиной 0,2 м и в количестве 1483,7м³ помещается в отвал за пределы площадки. Из них 483,7м³ используют при производстве работ по озеленению, а 1000м³ необходимо вывезти за пределы строительной площадки для озеленения городских территорий.

Основные мероприятия по охране почвы:

- ограждение объекта;
- вывоз образующегося хозбытового мусора;
- озеленение участка застройки и прилегающих территорий;
- благоустройство участка застройки и прилегающей территории, устройство проездов, стоянок, тротуаров и дорожек.

Строительство и ввод в действие проектируемого объекта не противоречит требованиям природоохранного законодательства, так как его строительство и эксплуатация не нарушает экологическую ситуацию в районе строительства. В результате эксплуатации объекта загрязнения почвы отходами не происходит.

Воздействие на гидросферу

Объект строительства расположен в городе Когалыме в застроенном районе на техногенно-нарушенной территории и воздействия на поверхностные водные объекты не произойдет.

Возможными источниками загрязнения поверхностных и подземных вод являются:

- неочищенные или недостаточно очищенные производственные и бытовые сточные воды;
- поверхностный сток с селитебных территорий;
- места хранения отходов.

Данный объект реконструкции расположен вне водоохраных зон рек и озер. Данным проектом забор пресных вод из поверхностных источников не предусматривается, сброс сточных вод в поверхностные водоемы и поглощающие горизонты отсутствует.

Система хозяйственно-бытовой канализации предусматривает отвод сточных вод поликлиники в существующую сеть канализации. Трубопровод хозяйственно-бытовой канализации предусматривается выполнить из труб чугунных с шаровидным графитом Ø100-200 мм ТУ 14-161-183-200 на бетонном основании с охватом труб 120°.

Переход под проезжей частью предусматривается по типу "труба в футляре". Трубопроводы из труб чугунных с шаровидным графитом Ø150, 200 мм проложены в футлярах Ø350, Ø530 мм. Футляр проложен с уклоном, обеспечивающим сток воды.

Трубопровод напорной канализации планируется выполнить из труб стальных электросварных прямошовных Ø45 мм по ГОСТ 10704-91*. Трубопровод теплоизолирован минераловатными матами толщиной 100 мм с гидрозащитным покрытием всех трубопроводов листами из алюминиевого листа марки АДО по ГОСТ 21631-76. На сети предусмотрено устройство канализационных колодцев Ø1000, 1500 мм.

Для предотвращения загрязнения поверхностных и подземных вод на проектируемом объекте предусмотрены следующие мероприятия:

- централизованное тепловодоснабжение и канализация ресторана быстрого питания с ночным клубом от существующих сетей;
- предусмотрена утилизация всех видов отходов;
- исключается сброс загрязненных вод на рельеф.

Таким образом, отрицательного воздействия на поверхностные и подземные воды не происходит при условии выполнения предусмотренных проектом мероприятий.

Мероприятия по охране окружающей среды

На период строительно-монтажных работ разработаны следующие мероприятия по защите окружающей среды.

Защита атмосферы

Рекомендуется применять механизмы в основном с электроприводом (монтажные краны, подъемники, эл. компрессор и др.), как наиболее экологически чистые для уменьшения объема выбросов загрязняющих веществ в атмосферу. Не допускается сжигание на строительной площадке отходов и остатков материалов, интенсивно загрязняющих воздух. Сбрасывание с высоты здания отходов и мусора возможно только с применением бункеров-накопителей. На территории площадки не допускается не предусмотренное проектной документацией сведение древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарников.

Защита гидросферы.

Особое внимание необходимо уделить мероприятиям, направленным на предотвращение переноса загрязнения со стройплощадки на сопредельные территории. В связи с этим предусматривается:

- производство работ строго в зоне, отведенной стройгенпланом;

- упорядоченная транспортировка и складирование сыпучих и жидких материалов;
- перед выездом со стройплощадки оборудовать пункт мойки колес авто-транспорта, на котором производится очистка колес и внешних сторон кузова от грязи. После мойки колес загрязненная вода попадает в бак-накопитель и по мере накопления вывозится илососной машиной за пределы стройплощадки.
- сбор в специальные поддоны, устанавливаемые под специальные механизмы, отработанных нефтепродуктов, моторных масел и т.п. и их утилизацию.

Кроме того:

- регулярно вывозить строительный мусор;
- организовать механизированную уборку территории стройплощадки;
- после окончания строительства все временные сооружения разбираются и вывозятся.

Для уменьшения загрязнения подземных вод атмосферными осадками предусматривается минимальное по времени нахождение на территории строительной площадки открытых котлованов и траншей.

Удаление и утилизация всех видов отходов осуществляется централизованно. Длительное хранение их на территории объекта не предусматривается, что значительно снижает возможность загрязнения подземных вод.

Защита почвы.

Одним из мероприятий по охране окружающей среды является рекультивация земель.

Рекультивация – комплекс работ по восстановлению продуктивности и ценности нарушенных земель и улучшению окружающей среды, дающих возможность дальнейшего их использования. Исходными данными для разработки проекта рекультивации являются:

- акт выбора площадки строительства, в котором обуславливается необходимость рекультивации;
- технические условия на рекультивацию, выданные земельными органами, определяющие условия приведения земель в пригодное для дальнейшего использования плодородного слоя состояние, толщину снимаемого слоя почвы, способы снятия, хранения;
- схема участка.

При проведении вертикальной планировки проектные отметки территории назначаются исходя из условий максимального сохранения естественного рельефа, почвенного покрова и существующих древесных насаждений, отвода поверхностных вод со скоростями, исключающими возможность эрозии почвы, минимального объема земляных работ с учетом использования вытесняемых грунтов на площадке строительства.

Строительным генеральным планом разработаны размеры и границы строительной площадки, которые должны неукоснительно соблюдаться для предотвращения порчи почвы на прилегающих территориях.

Природный слой почвы до начала основных земляных работ должен быть снят. По данным материалов инженерных изысканий плодородный слой залегает на площадке слоем и срезается на глубину 0.3 м бульдозером, затем перемещается на временное хранение в валки, на свободную территорию. Плодородный слой должен быть снят, как правило, в талом состоянии. При снятии, складировании и хранении природного слоя почвы должны приниматься меры, исключающие ухудшение его качеств (смежевание с

подстилающими породами, загрязнение жидкостями и материалами и др.), а также предотвращающие размыв и продувание складированного плодородного слоя почвы путем закрепления поверхности отвала.

Часть растительного грунта используется для дальнейшего озеленения площадки, излишний грунт вывозится. Подлежащая восстановлению почва используется в дальнейшем путем планировки с последующей укладкой растительного грунта, разравниванием его и посевом трав.

Находящуюся на строительной площадке древесно-кустарниковую растительность необходимо пересадить.

7. Научно-исследовательская работа

7. Научно-исследовательская работа

Расчет плиты на продавливание

1. Определение координат поперечного армирования плиты

в зоне продавливания при высоте плиты 25 см

1) находим размеры сторон 1 контура

$$a_1 = a + 2m; b_1 = b + 2m, \text{ где } h_0 / 3 < m < h_0 / 2$$

$$h = 25 \text{ см}; h_0 = 22 \text{ см}$$

$$h_0 / 3 = r_2 / 3 = 7,33 \text{ см}; 10 \text{ мм} = h_0 / 2 = 11 \text{ см}$$

$$a_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

$$b_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

2) задаемся шагом поперечных смещения внутри 1-го контура из условия

$$S \leq 0,25a; S \leq 0,25b, s \leq 0,25 \cdot 40 = 10 \text{ см.}$$

$$s = 10 \text{ см}$$

3) находим размеры сторон 2 контура

$$a_2 = a + 2n; b_2 = b + 2n, \text{ где } n = 0,5 h_0, a_2 = 40 + 2 \cdot 11 = 62 \text{ см}$$

$$n = 0,9 \cdot h_0 = 11 \text{ см}$$

4) находим размеры сторон 3 контура

$$a_3 = a + 2n; b_3 = b + 2n, \text{ где } n_1 = h_0, a_3 = 40 + 2 \cdot 22 = 84 \text{ см}$$

$$b_3 = 40 + 2 \cdot 22 = 84 \text{ см}$$

5) находим размеры сторон 4 контура

$$a_4 = a + 2(m + 4S_1); b_4 = b + 2(m + 4S_1), \text{ где условия: } S_1 \leq h_0 / 3; m + 4S_1 \geq 1,5h_0, a_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 7,33) = 118,64 \text{ см}$$

$$b_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 7,33) = 118,64 \text{ см}$$

6) находим размеры сторон 5 контура

$$a_5 = a_4 + h_0, b_5 = b_4 + h_0, a_5 = 118,64 + 22 = 140,64 \text{ см}$$

$$a_5 = 140,64 \text{ см}$$

7) задаемся классом и диаметром поперечных стержней.

$$A-240: R_s = 215 \text{ МПа}; R_{sw} = 285 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа}$$

2. Расчет на продавливание для плиты высотой 25 см

$$M_y^e = M_g^e = 37 \text{ кН} \cdot \text{м} ; a = 40 \text{ мм}; b = 40 \text{ мм}.$$

$$h = 250 \text{ см}; h_0 = 22 \text{ см}; R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} ; F = 2590,44 \text{ кН}$$

$$M_y^H = M_d^H = 32,2 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Периметр конструктора 1-го расчетного сечения (конструктора 2)

$$U = 2(a + b + 2h_0) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 22) = 248 \text{ см}$$

Погонный момент в направлении M_x .

$$W_{ax} = (b + h_0)((b + h)/3 + a + h_0) = (0,4 + 0,22) / ((0,4 + 0,22)/3 + 0,4 + 0,22) = 0,5125 \text{ м}^3$$

Погонный момент в направлении M_y .

$$W_{ay} = (a + h_0)((b + h)/3 + b + h_0) = (0,4 + 0,22) / ((0,4 + 0,22)/3 + 0,4 + 0,22) = 0,5125 \text{ м}^3$$

Полусумма верхнего и нижнего моментов.

$$M_x = M_x^e + M_x^H = 34,6 \text{ кН},$$

$$M_y = M_y^e + M_y^H = 34,6 \text{ кН}.$$

Проверка условия:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} \leq F / u$$

$$34,6 / 0,5125 + 34,6 / 0,5125 \leq 2590,44 / 2,48$$

$$67,51 + 67,51 \leq 1044$$

135,03 < 1044 - следовательно необходимо установить в плите поперечную арматуру.

1) назначают шаг поперечной арматуры из условия $s \leq 0,25a$; $s_1 \leq h_0 / 3$

$$S = 10 \text{ см}; S_1 = 10 \text{ см}$$

2) назначают величину m (см. рисунок) из условия $h_0 / 3 \leq m \leq h_0 / 2$

$$m = 10 \text{ см}.$$

1) на расстоянии $0,5 h_0$ на обе стороны контура 2 размещают два поперечных стержня (см. рисунок)

2) назначают диаметр и класс поперечных стержней, находят

$$g_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S = 170 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} = 277 \text{ кН/м}$$

3) Проверяют условие:

$$0,25 R_{bt} \cdot h_0 \leq 0,8 g_{sw} \leq R_{bt} \cdot h_0$$

$$71,5 \leq 213,52 \leq 286$$

4) Проверяют условие:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} + F / U \leq R_{bt} + 0,8 g_{sw}$$

244,47+9,8+9,8<1528,8, следовательно окончательно принимаем класс бетона для плиты В30, и класс поперечной арматуры А240.

5) Проверяют прочность плиты на расстоянии $0,5h_0$ за границей раскалывания поперечной арматуры.

а) проверяют условие $M + 4S_1 \geq 1,5h_0$, $10+4 \cdot 7=38\text{см}>33\text{ см}$

б) находят размеры сторон контура «нового» рассеченного сечения (контур 5).

$$a_5 = a + 2(m + 4S_1) + h_0, a_5=140,64;$$

$$b_5 = b + 2(m + 4S_1) + h_0, b_5=140,64\text{ см.}$$

в) находят геометрические характеристики «нового» сечения.

$$U_1 = 2(a_5 + b_5 + 2h_0) = 2(140,64+140,64+2 \cdot 22)=650,56\text{ см}$$

$$W_{ax}(1)=(b_5 + h_0)((b+h)/3+a_5+h_0)=(140,64+22)((140,64+22)/3+140,66+22)=3,53\text{ м}^2$$

$$W_{ay}(1)=(a_5+h_0)((b+h)/3+b_5+h_0)=(140,64+22)((140,64+22)/3+140,66+22)=3,53\text{ м}^2.$$

Проверяют условия:

$$M_x / W_{ax}(1) + M_y / W_{ay}(1) + F / U_1 \leq R_b \cdot h_0$$

$$1590,44/6,5056+34,6/3,53+34,6/3,53 \leq 17 \cdot 0,22 \cdot 10^3$$

264,07<3740 кН/м-прочность обеспечена.

При высоте плиты 25 см, необходима поперечная арматура 10 мм.

**3. Определение координат поперечного армирования плиты
в зоне продавливания при высоте плиты 20 см**

8) находим размеры сторон 1 контура

$$a_1 = a + 2m; b_1 = b + 2m, \text{ где } h_0 / 3 < m < h_0 / 2$$

$$h = 20 \text{ см}; h_0 = 17 \text{ см}$$

$$h_0 / 3 = r_2 / 3 = 7,33 \text{ см}; 10 \text{ мм} = h_0 / 2 = 8,5 \text{ см}$$

$$a_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

$$b_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

9) задаемся шагом поперечных смещения внутри 1-го контура из условия

$$S \leq 0,25a; S \leq 0,25b, s \leq 0,25 \cdot 40 = 10 \text{ см.}$$

$$s = 10 \text{ см}$$

10) находим размеры сторон 2 контура

$$a_2 = a + 2n; b_2 = b + 2n, \text{ где } n = 0,5 \cdot h_0, a_2 = 40 + 2 \cdot 8,5 = 57 \text{ см}$$

$$n = 0,9 \cdot h_0 = 15,3 \text{ см}$$

11) находим размеры сторон 3 контура

$$a_3 = a + 2n; b_3 = b + 2n, \text{ где } n_1 = h_0, a_3 = 40 + 2 \cdot 17 = 74 \text{ см}$$

$$b_3 = 40 + 2 \cdot 17 = 74 \text{ см}$$

12) находим размеры сторон 4 контура

$$a_4 = a + 2(m + 4S_1); b_4 = b + 2(m + 4S_1), \text{ где условия: } S_1 \leq h_0 / 3; m + 4S_1 \geq$$

$$1,5h_0, a_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 7,33) = 118,64 \text{ см}$$

$$b_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 7,33) = 118,64 \text{ см}$$

13) находим размеры сторон 5 контура

$$a_5 = a_4 + h_0, b_5 = b_4 + h_0, a_5 = 118,64 + 17 = 135,64 \text{ см}$$

$$a_5 = 135,64 \text{ см}$$

14) задаемся классом и диаметром поперечных стержней.

$$A-240: R_s = 215 \text{ МПа}; R_{sw} = 285 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

4. Расчет на продавливание для плиты высотой 25 см

$$M_y^e = M_g^e = 37 \text{ кН} \cdot \text{м} ; a = 40 \text{ мм}; b = 40 \text{ мм}.$$

$$h = 20 \text{ см}; h_0 = 17 \text{ см}; R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} ; F = 2590,44 \text{ кН}$$

$$M_y^H = M_d^H = 32,2 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Периметр конструктора 1-го расчетного сечения (конструктора 2)

$$U = 2(a + b + 2h_0) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 17) = 228 \text{ см}$$

Погонный момент в направлении M_x .

$$W_{ax} = (b + h_0)((b + h)/3 + a + h_0) = (0,4 + 0,17) / ((0,4 + 0,17)/3 + 0,4 + 0,17) = 0,75 \text{ м}^3$$

Погонный момент в направлении M_y .

$$W_{ay} = (a + h_0)((b + h)/3 + b + h_0) = (0,4 + 0,17) / ((0,4 + 0,17)/3 + 0,4 + 0,17) = 0,75 \text{ м}^3$$

Полусумма верхнего и нижнего моментов.

$$M_x = M_x^e + M_x^H = 34,6 \text{ кН},$$

$$M_y = M_y^e + M_y^H = 34,6 \text{ кН}.$$

Проверка условия:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} \leq F / u$$

$$34,6 / 0,75 + 34,6 / 0,75 \leq 2590,44 / 2,48$$

$$46,13 + 46,13 \leq 1044$$

92,26 < 1044 - следовательно необходимо установить в плите поперечную арматуру.

1) назначают шаг поперечной арматуры из условия $s \leq 0,25a$; $s_1 \leq h_0 / 3$

$$S = 10 \text{ см}; S_1 = 10 \text{ см}$$

2) назначают величину m (см. рисунок) из условия $h_0 / 3 \leq m \leq h_0 / 2$

$$m = 10 \text{ см}.$$

6) на расстоянии $0,5 h_0$ на обе стороны контура 2 размещают два поперечных стержня (см. рисунок)

7) назначают диаметр и класс поперечных стержней, находят

$$g_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S = 170 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} = 384,2 \text{ кН/м}$$

8) Проверяем условие:

$$0,25 R_{bt} \cdot h_0 \leq 0,8 g_{sw} \leq R_{bt} \cdot h_0$$

$$81,57 \leq 307,36 \leq 326,3$$

9) Проверяют условие:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} + F / U \leq R_{bt} + 0,8 g_{sw}$$

244,47+6,7+6,7<1825,3, следовательно окончательно принимаем класс бетона для плиты В30, и класс поперечной арматуры А240.

10) Проверяют прочность плиты на расстоянии $0,5h_0$ за границей раскалывания поперечной арматуры.

а) проверяют условие $M + 4S_1 \geq 1,5h_0$, $10+4 \cdot 7=38\text{см}>33\text{ см}$

б) находят размеры сторон контура «нового» рассеченного сечения (контур 5).

$$a_5 = a + 2(m + 4S_1) + h_0, a_5=140,64;$$

$$b_5 = b + 2(m + 4S_1) + h_0, b_5=140,64\text{ см.}$$

в) находят геометрические характеристики «нового» сечения.

$$U_1 = 2(a_5 + b_5 + 2h_0) = 2(140,64+140,64+2 \cdot 17)=630,56\text{ см}$$

$$W_{ax}(1)=(b_5+h_0)((b+h)/3+a_5+h_0)=(140,64+22)((140,64+17)/3+140,66+17)=3,13\text{ м}^2$$

$$W_{ay}(1)=(a_5+h_0)((a+b)/3+b_5+h_0)=(140,64+22)((140,64+17)/3+140,66+17)=3,13\text{ м}^2.$$

Проверяют условия:

$$M_x / W_{ax}(1) + M_y / W_{ay}(1) + F / U_1 \leq R_b \cdot h_0$$

$$1590,44/6,5056+34,6/3,13+34,6/3,13 \leq 17 \cdot 0,17 \cdot 10^3$$

236,16<2890 кН/м-прочность обеспечена.

При высоте плиты 20 см, необходима поперечная арматура 12 мм.

**5. Определение координат поперечного армирования плиты
в зоне продавливания при высоте плиты 30 см**

15) находим размеры сторон 1 контура

$$a_1 = a + 2m; b_1 = b + 2m, \text{ где } h_0 / 3 < m < h_0 / 2$$

$$h = 30 \text{ см}; h_0 = 27 \text{ см},$$

$$h_0 / 3 = r_2 / 3 = 7,33 \text{ см}; 10 \text{ мм} = h_0 / 2 = 13,5 \text{ см}$$

$$a_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

$$b_1 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}$$

16) задаемся шагом поперечных смещения внутри 1-го контура из условия

$$S \leq 0,25a; S \leq 0,25b, s \leq 0,25 \cdot 40 = 10 \text{ см.}$$

$$s = 10 \text{ см}$$

17) находим размеры сторон 2 контура

$$a_2 = a + 2n; b_2 = b + 2n, \text{ где } n = 0,5 \cdot h_0, a_2 = 40 + 2 \cdot 8,5 = 57 \text{ см}$$

$$n = 0,9 \cdot h_0 = 24,3 \text{ см}$$

18) находим размеры сторон 3 контура

$$a_3 = a + 2n; b_3 = b + 2n, \text{ где } n_1 = h_0, a_3 = 40 + 2 \cdot 27 = 94 \text{ см}$$

$$b_3 = 40 + 2 \cdot 27 = 94 \text{ см}$$

19) находим размеры сторон 4 контура

$$a_4 = a + 2(m + 4S_1); b_4 = b + 2(m + 4S_1), \text{ где условия: } S_1 \leq h_0 / 3; m + 4S_1 \geq 1,5h_0, a_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 13,5) = 168,0 \text{ см}$$

$$b_4 = 40 + 2 \cdot (10 + 4 \cdot 13,5) = 168,0 \text{ см}$$

20) находим размеры сторон 5 контура

$$a_5 = a_4 + h_0, b_5 = b_4 + h_0, a_5 = 168,0 + 27 = 195,0 \text{ см}$$

$$a_5 = 195,0 \text{ см}$$

21) задаемся классом и диаметром поперечных стержней.

$$A-240: R_s = 215 \text{ МПа}; R_{sw} = 285 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа.}$$

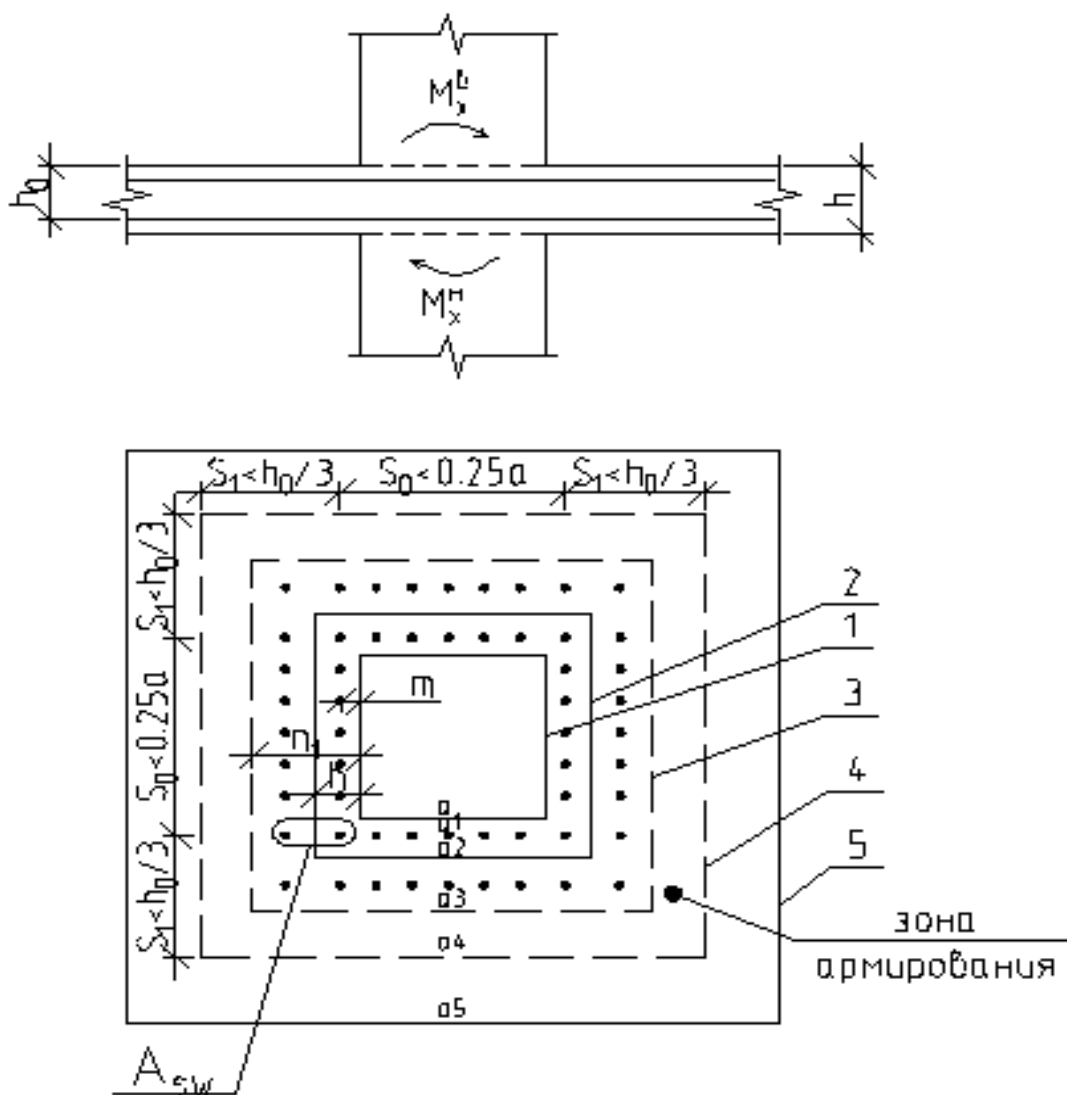


Рис.4. К определению координат поперечного армирования в зоне продавливания

- 1 – контур расположения поперечных стержней 1 ряда;
- 2 – контур первого расчетного сечения;
- 3 – контур зоны, где поперечная арматура учитывается в расчете;
- 4 – контур (граница) расположения поперечных стержней последнего ряда;
- 5 – контур второго (нового) расчетного сечения за каждым стержнем поперечная арматура;

Условные обозначения.

S – шаг направленных стержней.

h – толщина плиты.

h_c – полезная высота плиты.

6. Расчет на продавливание для плиты высотой 25 см

$$M_y^e = M_g^e = 37 \text{ кН} \cdot \text{м} ; a = 40 \text{ мм}; b = 40 \text{ мм}.$$

$$h = 30 \text{ см}; h_0 = 27 \text{ см}; R_{bt} = 1,15 \text{ МПа} ; F = 2590,44 \text{ кН}$$

$$M_y^H = M_d^H = 32,2 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Периметр конструктора 1-го расчетного сечения (конструктора 2)

$$U = 2(a + b + 2h_0) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 27) = 268 \text{ см}$$

Погонный момент в направлении M_x .

$$W_{ax} = (b + h_0)((b + h)/3 + a + h_0) = (0,4 + 0,27) / ((0,4 + 0,27)/3 + 0,4 + 0,27) = 0,85 \text{ м}^3$$

Погонный момент в направлении M_y .

$$W_{ay} = (a + h_0)((b + h)/3 + b + h_0) = (0,4 + 0,27) / ((0,4 + 0,27)/3 + 0,4 + 0,27) = 0,85 \text{ м}^3$$

Полусумма верхнего и нижнего моментов.

$$M_x = M_x^e + M_x^H = 34,6 \text{ кН},$$

$$M_y = M_y^e + M_y^H = 34,6 \text{ кН}.$$

Проверка условия:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} \leq F / u$$

$$34,6 / 0,85 + 34,6 / 0,85 \leq 2590,44 / 2,48$$

$$40,71 + 40,71 \leq 1044$$

81,42 < 1044 - следовательно необходимо установить в плите поперечную арматуру.

1) назначают шаг поперечной арматуры из условия $s \leq 0,25a$; $s_1 \leq h_0 / 3$

$$S = 10 \text{ см}; S_1 = 10 \text{ см}$$

2) назначают величину m (см. рисунок) из условия $h_0 / 3 \leq m \leq h_0 / 2$

$$m = 10 \text{ см}.$$

11) на расстоянии $0,5 h_0$ на обе стороны контура 2 размещают два поперечных стержня (см. рисунок)

12) назначают диаметр и класс поперечных стержней, находят

$$g_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / S = 170 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4} = 171,7 \text{ кН/м}$$

13) Проверяем условие:

$$0,25 R_{bt} \cdot h_0 \leq 0,8 g_{sw} \leq R_{bt} \cdot h_0$$

$$77,62 \leq 137,36 \leq 310,5$$

14) Проверяют условие:

$$M_x / W_{ax} + M_y / W_{ay} + F / U \leq R_{bt} + 0,8 g_{sw}$$

244,47+5,3+5,3<1623,4, следовательно окончательно принимаем класс бетона для плиты В30, и класс поперечной арматуры А240.

15) Проверяют прочность плиты на расстоянии $0,5h_0$ за границей раскалывания поперечной арматуры.

а) проверяют условие $M + 4S_1 \geq 1,5h_0$, $10+4 \cdot 7=38\text{см} > 33\text{ см}$

б) находят размеры сторон контура «нового» рассеченного сечения (контур 5).

$$a_5 = a + 2(m + 4S_1) + h_0, a_5=140,64;$$

$$b_5 = b + 2(m + 4S_1) + h_0, b_5=140,64\text{ см}.$$

в) находят геометрические характеристики «нового» сечения.

$$U_1 = 2(a_5 + b_5 + 2h_0) = 2(140,64+140,64+2 \cdot 27)=670,56\text{ см}$$

$$W_{ax}(1)=(b_5 + h_0)((b+h)/3+a_5+h_0)=(140,64+27)((140,64+27)/3+140,66+27)=3,26\text{ м}^2$$

$$W_{ay}(1)=(a_5+h_0)((b+h)/3+b_5+h_0)=(140,64+27)((140,64+27)/3+140,66+27)=3,26\text{ м}^2.$$

Проверяют условия:

$$M_x / W_{ax}(1) + M_y / W_{ay}(1) + F / U_1 \leq R_b \cdot h_0$$

$$1590,44/6,5056+34,6/3,26+34,6/3,26 \leq 17 \cdot 0,17 \cdot 10^3$$

236,16<2890 кН/м-прочность обеспечена.

При высоте плиты 30 см, необходима поперечная арматура 8 мм.

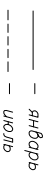
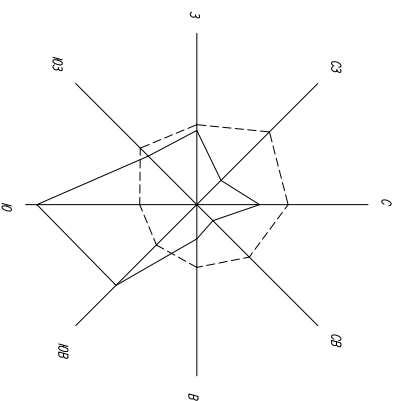
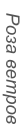
Вывод

При анализе поперечного армирования в плите при расчете на продавливание мы получили результаты, что при увеличении высоты плиты поперечная арматура уменьшается.

Список литературы

- 1.) СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., 1988 г.
- 2.) СНИП 23-01-99. Строительная климатология. – М.: НИИСФ Госстроя России, 2000 г.
- 3.) СНиП 21-02-99. Стоянки автомобилей. М., 1999 г.
- 4.) СНиП 21-01-97. Пожарная безопасность зданий и сооружений. М., 1997 г.
- 5.) СНиП II.3-79. Строительная теплотехника. М., 1998 г.
- 6.) В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991 г.
- 7.) СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции; НИИЖБ Госстроя СССР, 1992 г
- 8.) Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*). М., 1989 г.
- 9.) А.П. Мандриков ” Примеры расчёта железобетонных конструкций ”
- 10.) Воронов А. А., И. Т. Мирсаяпов ” Расчет фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов.
- 11.) СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя , 1985 г.
- 12.) СНиП 2.02.01-83. Основания здания и сооружений. Нормы проектирования. -М.: 1985 г.
- 13.) Сорочан Е.А.,Трофименкова Ю.Г. ”Справочник проектировщика”.
- 14.) СНиП 2.08.01-89*. Жилые здания; ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры, 1993 г.
- 15.) Воронов А. А., И. Т. Мирсаяпов ” Конструирование железобетонных фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов зданий и сооружений: Методические указания к выполнению графической части курсового и дипломного проектов” .

- 16.) "Проектирование подпорных стен и стен подвалов". Справочное пособие к СНиП 2.09.03 – 85.
- 17.) А.Н. Драновский, А.Б.Фадеев "Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве".
- 18.) Дикман Л. Г. Организация строительного производства. М.: Высшая школа, 2003 г.
- 19.) А.Н. Драновский, О.П. Калашникова "Буронабивные сваи и фундаменты типа стена в грунте в сложных инженерно – геологических условиях".
- 20.) Литвинов О. О. Технология строительного производства. К.: Вища школа, 1985 г.
- 21.) Орлов В. Я Огнестойкость железобетонных конструкций:
- 22.) Правила пожарной безопасности в Российской Федерации ППБ 01-93*
- 23.) Установки пожаротушения и сигнализации. Нормы и правила проектирования НПБ 88-2001.
- 24.) [M.Y.H Bangash «Structural Details in Concrete» 1992.](#)
- 25.) [Jose Calavera «Manual for Detailing Reinforced Concrete Structures to EC2» 2012.](#)
- 26.) [Standard Method of Detailing Structural Concrete \(A manual for best practice\) Third edition 2006.](#)
- 27.) [ACI Detail Manual – 2004 \(Details and Detailing of Concrete Reinforcement \(ACI 315-99\)\)](#)
- 28.) [Manual for Design and Detailing of Reinforced Concrete to the Code of Practice for Structural Use of Concrete 2013.](#)
- 29.) [Construcción de estructuras. Hormigón armado, 3ra Ed. - Pascual Urbán Brotons.](#)



Поз.	Наименование	Координаты
1	Проектируемое здание	$x=0A+54$ м, $y=0A+55$ м
2	Площадка для автомобилей	$x=0A+53$ м, $y=0A+87$ м
3	Площадка для легковых авто	$x=0A+17$ м, $y=0A+48$ м
4	Площадка для стоянки взрослых	$x=0A+17$ м, $y=0A+48$ м
5	Существующий ТТЛ	$x=0A+25$ м, $y=0A+9$ м
6	Существующая стоянка	$x=0A+39$ м, $y=0A+15$ м
7	Существующие объекты	$x=0A+67$ м, $y=0A+15$ м

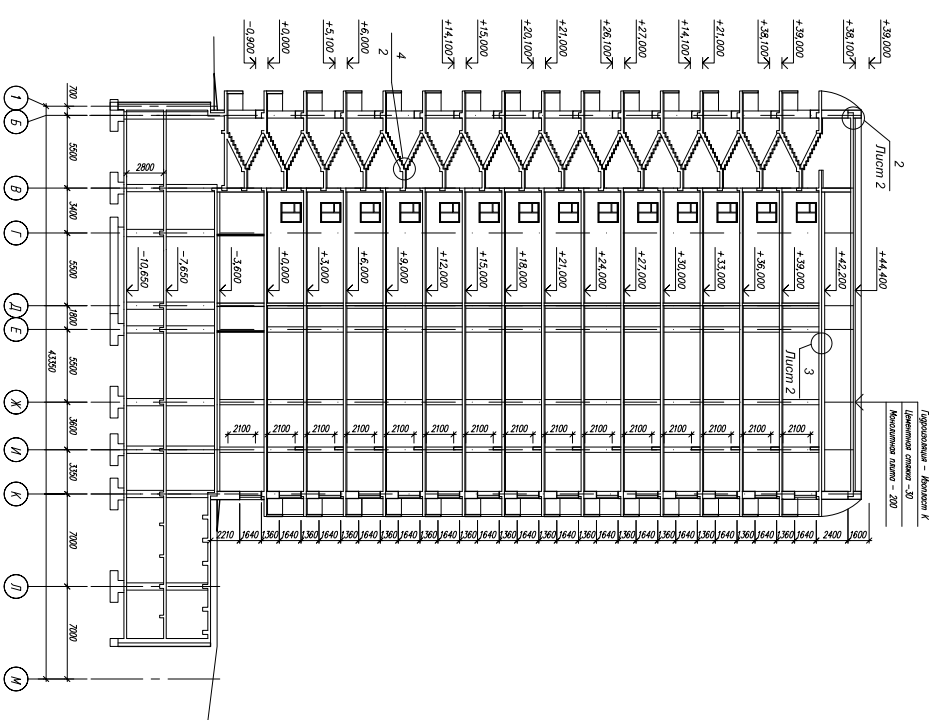
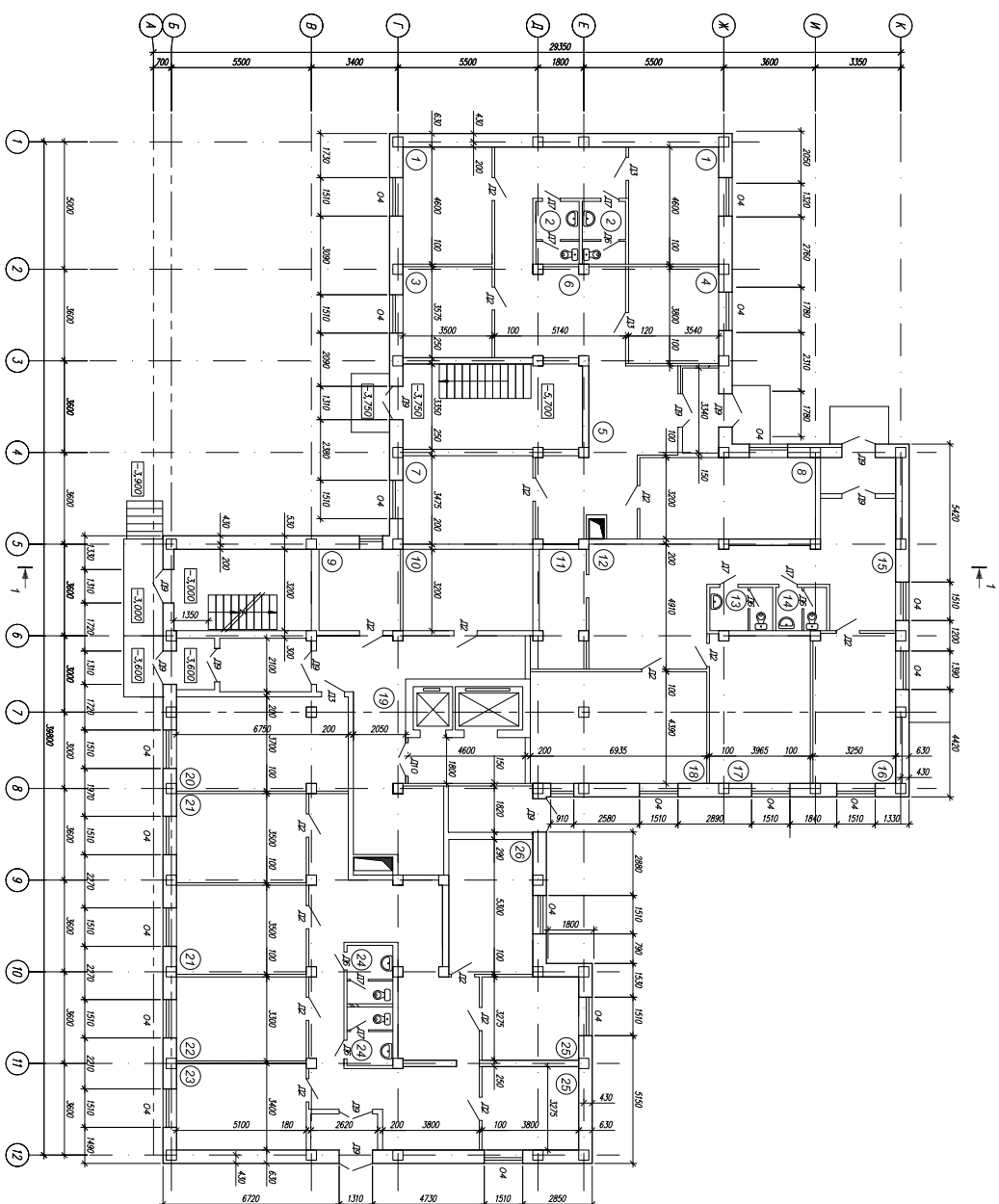
Экспликация зданий и сооружений

Условные обозначения	
	проектируемое здание
	лиственные деревья
	кустарники, редовой посадок
	зеленость
	красная линия
	пешеходные дорожки
	предназначенные коммуникации
	оптос

Показатель	Значение
Площадь участка	3990 м ²
Площадь застройки	736 м ²
Площадь асф. покрытия	1560 м ²
Площадь озеленения	1430 м ²
Коэффициент застройки	0,184
Коэф. асф. покрытия	0,391
Коэффициент озеленения	0,358

[illegible]

План цокольного этажа на отм. -3,600



Разреш 1 - 1

Номера пунктов	Наименование	Площадь, м ²
1	Кабинет	16,20
2	Сал. зал	4,17
3	Кабинет	12,20
4	Кабинет	19,38
5	Хол	18,20
6	Хол	45,92
7	Кабинет	17,34
8	Кабинет	22,0
9	Служебное помещение	10,2
10	Служебное помещение	16,2

Номера пунктов	Наименование	Площадь, м ²
11	Кабинет	8,94
12	Хол	23,4
13	Сан. узел	4,19
14	Сан. узел	3,4
15	Хол	14,66
16	Кабинет	18,5
17	Кабинет	22,9
18	Кабинет	30,4
19	Хол	34,0
20	Эп. Шпозов	24,97

Номера пунктов	Наименование	Площадь, м ²
21	Кабушев	17,85
22	Кабушев	16,83
23	Кабушев	17,34
24	Сам. усад.	4,14
25	Кабушев	12,44
26	Кабушев	17,5

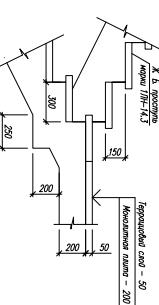
Обозначение	Машина	Кон-со
<i>D2</i>	<i>DT 21-9</i>	16
<i>D3</i>	<i>DT 21-9m</i>	3
<i>D6</i>	<i>DT 21-7</i>	5
<i>D7</i>	<i>DT 21-7m</i>	7
<i>D9</i>	<i>DT 21-13</i>	12
<i>D10</i>	<i>DT 21-13</i>	1
<i>O4</i>	<i>OP 16-15</i>	19

[illegible]

Экспликация помещений



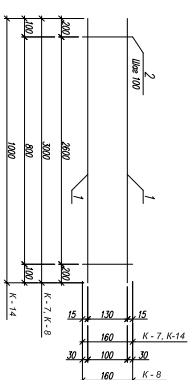
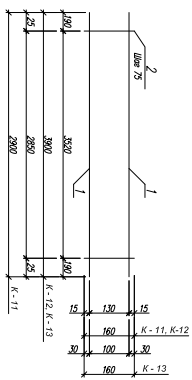
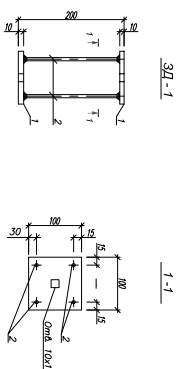
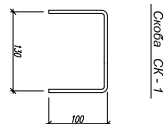
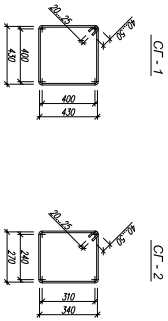
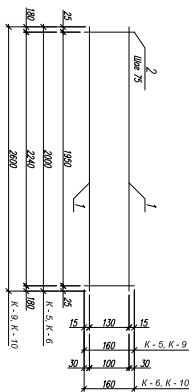
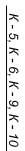
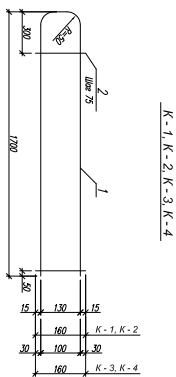
Номера пунктов	Наименование	Площадь м ²
23	Холл	9,54
24	Кухня столовая	16,77
25	Сал, уаел	4,78
26	Бытком	4,58
27	Общая комната	19,38
28	Холл	7,95
29	Кухня столовая	11,51
30	Сал, уаел	4,36
31	Бытком	3,84
32	Спальня	13,65
33	Спальня	13,75
34	Холл	18,92
35	Сал, уаел	2,52
36	Сал, уаел	4,14
37	Бытком	6,12
38	Общая комната	18,15
39	Спальня	12,44
40	Холл	8,08
34	Кухня столовая	10,59
42	Сал, уаел	1,64
43	Сал, уаел	3,24
44	Бытком	8,48



1. За отн. 0,000 принята отн. чистого пола первого этажа
2. Перегородки выполняются из пенобетонных блоков.

[illegible]

[illegible]



Спецификация к схеме расположения колонн

om omm. -7,650 до -3,800 m

(начало)			
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол. Примечание
		Колонна КС 1 (I=3850)	13
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 16 А400 L = 4400	4 6,94 кг
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³
		Колонна КС 2 (I=3850)	2
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 22 А400 L = 4500	4 13,4 кг
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³
		Колонна КС 3 (I=3850)	13
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 16 А400 L = 4400	8 6,94 кг
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³
		Колонна КС 4 (I=3850)	8
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 16 А400 L = 4400	8 8,79 кг
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³
		Колонна КС 5 (I=3850)	7
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 20 А400 L = 4500	8 11,1 кг
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³
		Колонна КС 6 (I=3850)	5
		Сборочные единицы:	
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20 0,73 кг
		Детали:	
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 22 А400 L = 4500	8 13,4
		Материалы:	
		Бетон тж. кл. В 25	1,16 м³

Спецификация к схеме расположения колонн

om omM. -7,650 do -3,800 M

(ОКОНЧАНИЕ)				
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		<u>Колонна КС 7 (П=3850)</u>	2	
		<u>Сборочные элементы</u>		
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	18	0,73 кг
		<u>Детали</u>		
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 25 А400 L = 4600	8	17,7
		<u>Материалы</u>		
		Бетон трж. кл. В 25		1,16 м³
		<u>Колонна КС 8 (П=3850)</u>	1	
		<u>Сборочные элементы</u>		
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	20	0,73 кг
		<u>Детали</u>		
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 28 А400 L = 4700	8	22,7 кг
		<u>Материалы</u>		
		Бетон трж. кл. В 25		1,16 м³
		<u>Колонна КС 9 (П=3850)</u>	11	
		<u>Сборочные элементы</u>		
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	16	0,73 кг
		<u>Детали</u>		
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 25 А400 L = 4600	12	17,7 кг
		<u>Материалы</u>		
		Бетон трж. кл. В 25		1,16 м³
		<u>Колонна КС 10 (П=3850)</u>	4	
		<u>Сборочные элементы</u>		
Лист 9		Стержень, гнутый СГ - 1	16	0,73 кг
		<u>Детали</u>		
ГОСТ 5781 - 82*		Ø 28 А400 L = 4700	12	22,7 кг
		<u>Материалы</u>		
		Бетон трж. кл. В 25		1,16 м³

Спецификация к схеме расположения колонн

от 000. -7,650 до -4,300 м (к нулю 10)

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		<u>Коплонна КС 1 (П-3350)</u>	17	
		<u>Сборные фойшлы.</u>		
	Плшт 9	Смеркжн, глутыл СГ - 1	18	0,73 кг
		<u>Делалы.</u>		
	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 16 А400 L = 3350	4	5,29 кг
		<u>Матералы.</u>		
		Бетон тжж. кл. В 25		1,01 м³

Спецификация арматурных изделий

(начало)

Матрица исполь- зова- ния	Точ.	Наименование	Комп. объ- ем, ус- ре	Матрица исполь- зова- ния
K-1	1	Ø 16 A40 L = 300	1 5,52	
K-3	2	Ø 5 B500 L = 160	19 0,025	6,00
K-2	1	Ø 14 A400 L = 3500	1 4,23	
K-4	2	Ø 8 A240 L = 160	19 0,025	4,71
K-5	1	Ø 16 A400 L = 2000	2 3,16	
K-6	2	Ø 8 A240 L = 160	27 0,025	7,00
K-7	1	Ø 14 A400 L = 2000	2 2,42	
K-8	2	Ø 8 A240 L = 160	27 0,025	5,52
K-9	1	Ø 14 A400 L = 2600	2 3,14	
K-10	2	Ø 8 A240 L = 160	31 0,025	7,08

Спецификация арматурных изделий

(окончание)

Наименование изделия	Таблица	Наименование	Конструкция	Материал
K-11	1	Ø 14A400 L=3900	2	3,50
	2	Ø 8A240 L=160	39	0,025
K-12	1	Ø 14A240 L=3900	2	3,50
	2	Ø 8A240 L=160	48	0,025
K-13	1	Ø 14A400 L=1000	2	1,21
	2	Ø 8A240 L=160	9	0,025
K-14	1	Ø 14A400 L=1000	2	1,21
	2	Ø 8A240 L=160	9	0,025
CF-1	1	Ø 8A240 L=1850	1	0,73
	2	Ø 8A240 L=1850	1	0,73
CF-2	1	Ø 8A240 L=1350	1	0,54
	2	Ø 8A240 L=350	1	0,14
CK-1	1	Ø 12A400 L=185	4	0,04
	2	— 100x8 L=100	2	0,63
3A-1	1	Ø 12A400 L=185	4	0,04
	2	— 100x8 L=100	2	0,63

Ведомость расхода стали на элемент, кг

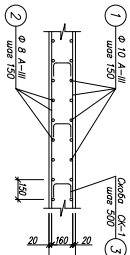
Наименование конструкции	Исходные данные															Общий расход
	Арматура класса А400															
	ГОСТ 5781-82*															
	ГОСТ 5781-82*															
	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø18	Ø20	Ø22	Ø25	Ø28	Итого	Ø8	Итого	Ø5	Итого	Всего
Котлы на отп. от -7,650 м до -3,800 м	-	-	-	-	1443	553	622	643	2619	1278	6808	1141	1141	-	-	8309
Перекрытия пилового лага	4167	6463	11	2279	305	568	765	-	-	-	14518	988	988	226	226	15732

Технико-экономические показатели

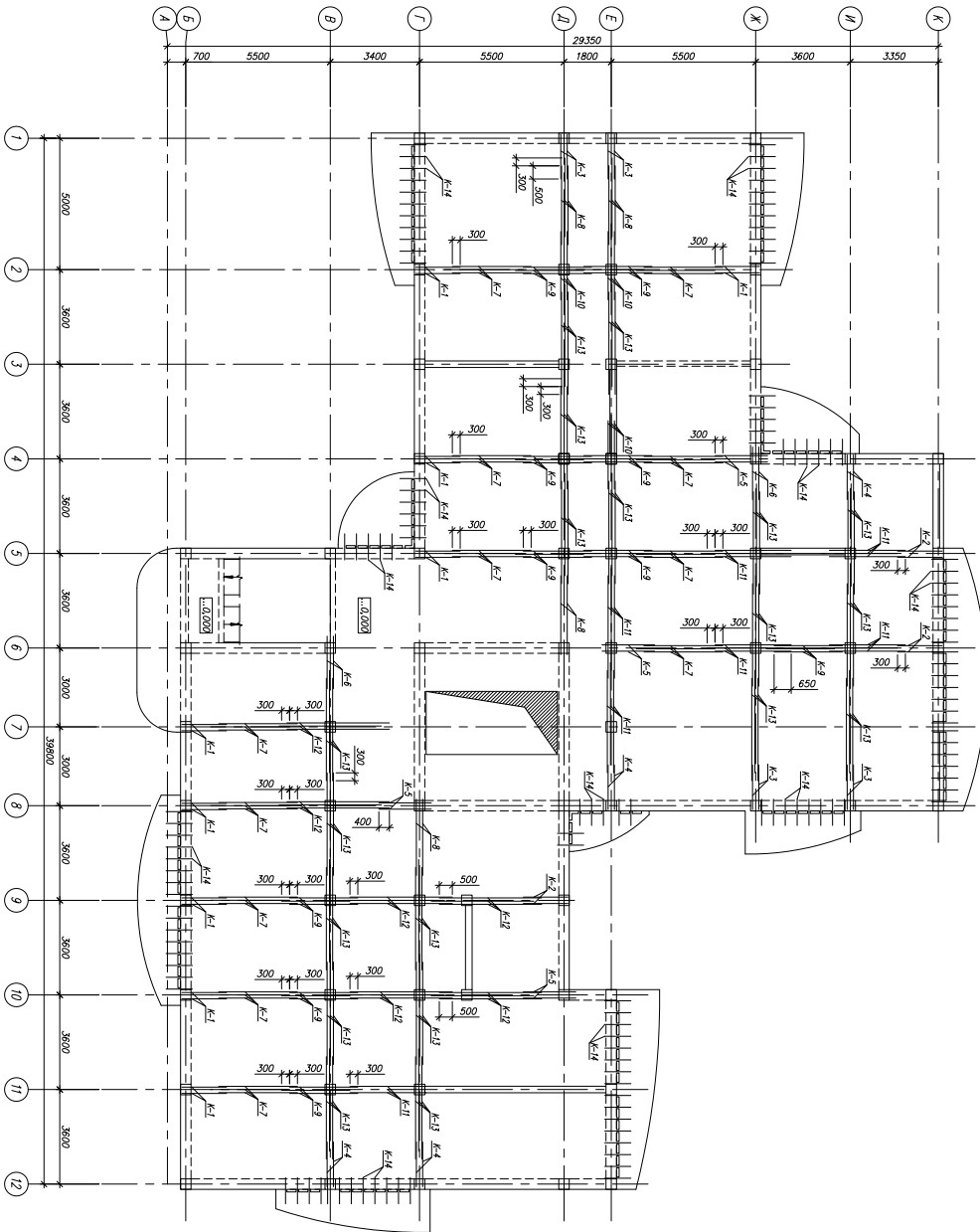
Марка Элементы	Расход бетон		Расход стали, кг	
	класс	объем (м³)	на 1 м³	на элемент
Колонны	B 25	76,5	110	8309
Перекрытия	B 25	163	96,5	15732

1. Первые поперечные срезы (комплеты) марки СТ в средней части туловища пациента устанавливали в шассе 250 мм. В нижнем и верхнем частях комплета на участках 0,24 м (1/4 расстояния) комплеты вращали вокруг комплета на участках 0,24 м.
2. Проводили радиальную пилюю. Должны выходить за верхнюю проекционную границу поперечного сечения позвоночника на высоту не менее 24,4 (два с половиной) продольных диаметра, а за верхнюю последнюю поперечную границу позвоночника в завершающей части комплета - на 250 мм, которую до герметизации срезу вращать вокруг среза комплета под углом 90°.
3. Общий расход бетона на монолитные комплеты по листу 9 - 75,5 м³.

[illegible]

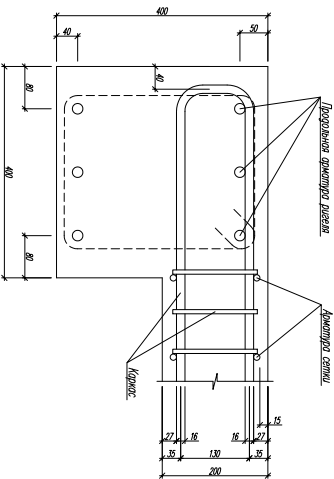
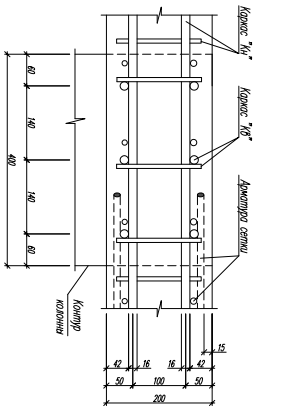
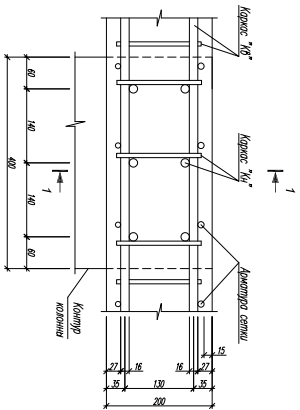


Спецификация монолитного перекрытия
на отм. от -0,260 до +4,1, 740 м



Сопрежение каркасов в монолитной плите

1 - 1



- Указания по армированию монолитной плиты перекрытия
1. Сетки для армирования плиты устанавливаются по месту из арматурных стержней Ø10 А400 для верхней сетки и Ø8 А400 для нижней. Арматурные стержни сетки укладываются в нижней и верхней зонах в продольном и поперечном направлении с шагом 150 мм. Расход арматуры на 1 кв.м - 14,2 кг.
 2. В местах перегиба стержней сетки связать вязальной проволокой с нахлестом не менее 300х300 мм.
 3. Защитный слой бетона для арматуры сетки не менее 15 мм.
 4. Стерж. СК - 1. Расход стерж. СК - 1 на 1 кв.м - 4 шт.
 5. Концы верхней арматуры сетки над крайними рядами (балками) загибать вниз (см. армирование стеной ригелями).
 6. Плитой, перекрытия типового этажа составляет 813 кв.м. Расход бетона на плиту, перекрытия - 163 м³.
 7. По контуру плиты установить закладные детали ЗД - 1 с привязкой 160 мм к краю плиты и с шагом 1,5 м.

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		Сборочные единицы		
		Каркас плиты К - 1	18	6,00 кг
		Каркас плиты К - 2	6	4,71 кг
		Каркас плиты К - 3	8	6,00 кг
		Каркас плиты К - 4	8	4,71 кг
		Каркас плиты К - 5	8	7,00 кг
		Каркас плиты К - 6	4	5,52 кг
		Каркас плиты К - 7	36	7,92 кг
		Каркас плиты К - 8	10	7,92 кг
		Каркас плиты К - 9	30	7,06 кг
		Каркас плиты К - 10	9	7,06 кг
		Каркас плиты К - 11	20	7,98 кг
		Каркас плиты К - 12	18	8,20 кг
		Каркас плиты К - 13	57	8,20 кг
		Каркас плиты К - 14	123	2,65 кг
		Сюда СК - 1	3252	0,14 кг
3		Закладные узлы ЗД - 1	68	1,42 кг
		Детали		
1		Ø 10 А-III SL = 10474 по м		6463 кг
2		Ø 8 А-III SL = 10474 по м		4138 кг
		Материалы		
		Бетон т.м. кл. В 30		163 м ³

№ п/п	Наименование	Вместе	Всего	Всего
1	Каркас плиты К - 1	18	6,00	6,00
2	Каркас плиты К - 2	6	4,71	4,71
3	Каркас плиты К - 3	8	6,00	6,00
4	Каркас плиты К - 4	8	4,71	4,71
5	Каркас плиты К - 5	8	7,00	7,00
6	Каркас плиты К - 6	4	5,52	5,52
7	Каркас плиты К - 7	36	7,92	7,92
8	Каркас плиты К - 8	10	7,92	7,92
9	Каркас плиты К - 9	30	7,06	7,06
10	Каркас плиты К - 10	9	7,06	7,06
11	Каркас плиты К - 11	20	7,98	7,98
12	Каркас плиты К - 12	18	8,20	8,20
13	Каркас плиты К - 13	57	8,20	8,20
14	Каркас плиты К - 14	123	2,65	2,65
15	Сюда СК - 1	3252	0,14	0,14
16	Закладные узлы ЗД - 1	68	1,42	1,42
17	Детали			
18	Ø 10 А-III SL = 10474 по м		6463	6463
19	Ø 8 А-III SL = 10474 по м		4138	4138
20	Материалы			
21	Бетон т.м. кл. В 30		163	163

Инженерно-геологический разрез I - I

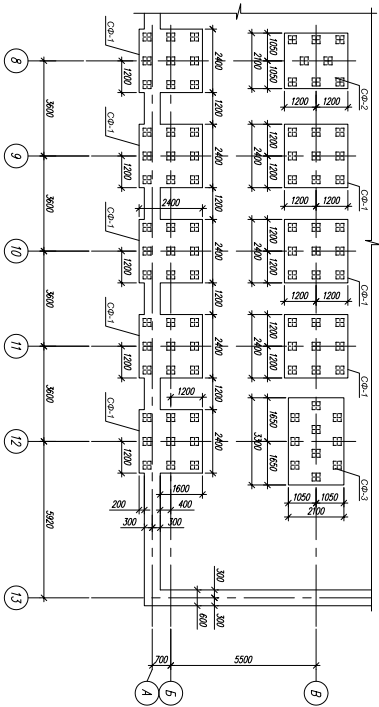
Берм. 1:200; соп. 1:500

Инженерно-геологический разрез II - II

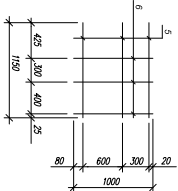
сепм. 1:200; зор. 1:500

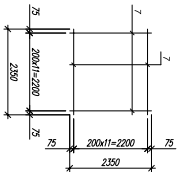
Спецификация арматурных изделий

Фрагмент плана свайных фундаментов между осями 8 - 13 и А - В

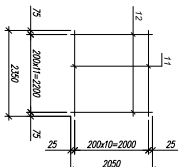


KP - 1

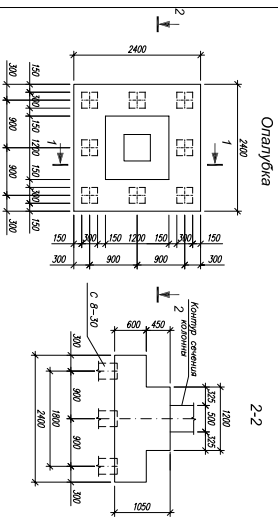


C-1

C-2

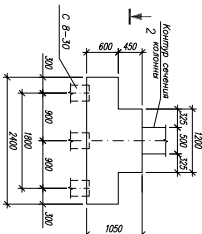


Свайный фундамент СФ - 1

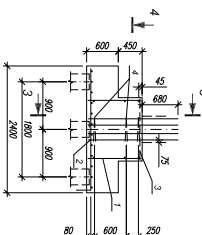


Опалубка

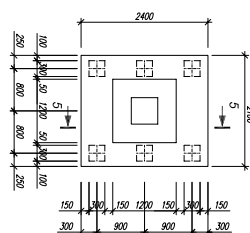
2-2



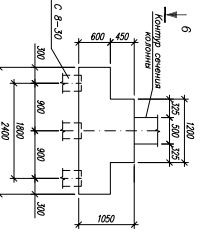
Армизирование



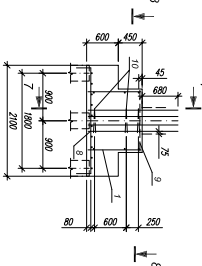
Опалубка



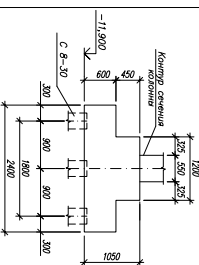
6-6



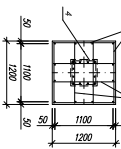
Армирование



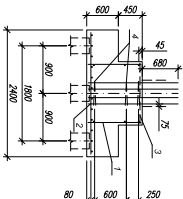
1-1



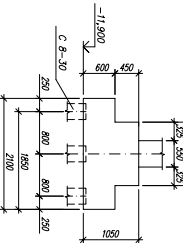
4-4



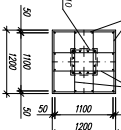
3-3



5-5



8-8



7-7

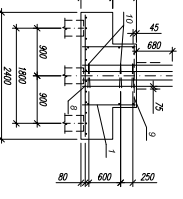


Figure 1 consists of two cross-sectional diagrams of a dam structure. The top diagram shows a dam with a water level of 75.00m on the left and a downstream slope with a crest at 75.00m. The bottom diagram shows a similar dam structure with a water level of 75.00m on the left and a downstream slope with a crest at 75.00m. Both diagrams include elevation markers, slope angles, and labels for different materials and components.

Top Diagram Details:

- Water level: 75.00m
- Downstream slope crest: 75.00m
- Left slope: 1:0.75
- Right slope: 1:0.75
- Internal slope: 1:0.75
- Labels: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

Bottom Diagram Details:

- Water level: 75.00m
- Downstream slope crest: 75.00m
- Left slope: 1:0.75
- Right slope: 1:0.75
- Internal slope: 1:0.75
- Labels: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

Поз.	Обозначение	Наименование	Кон.	Масса ед. из.	Приме- чание
		<u>Салыный дүңгемт СФ-1</u>			
		Сороочык еңилүүсү			
1		Карага тоспоол КР - 1	4	4,02	16,1
2		Семга алаптурган С - 1	1	112,7	112,7
		<u>Дөмүз</u>			
3	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 8 A L=150	4	0,45	1,80
4		Степачык зыгуулу СГ - 1	3	0,73	2,19
		<u>Магнитулы</u>			
		Бейтот мж. ил. В 30		4,10	M ³
5	ГОСТ 5781 - 82*	Карага тоспоол КР - 1	3	0,89	2,67
		Ø 12 A400 L=1000			
6	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 8 A240 L=1150	3	0,45	1,80
		Семга алаптурган С - 1			
7	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 18 A400 L=2350	24	4,70	112,7
		<u>Осалың дүңгемт СФ-2</u>			
		Сороочык еңилүүсү			
1		Карага тоспоол КР - 1	4	4,02	16,1
8		Семга алаптурган С - 2	1	80,0	80,0
		<u>Дөмүз</u>			
9	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 8 A240 L=1150	4	0,45	1,80
10		Степачык зыгуулу СГ - 1	3	0,73	2,19
		<u>Магнитулы</u>			
		Бейтот мж. ил. В 30		3,67	M ³
11	ГОСТ 5781 - 82*	Семга алаптурган С - 2	12	3,71	44,5
		Ø 16 A400 L=2050			
12	ГОСТ 5781 - 82*	Ø 16 A400 L=2350	11	3,23	35,6

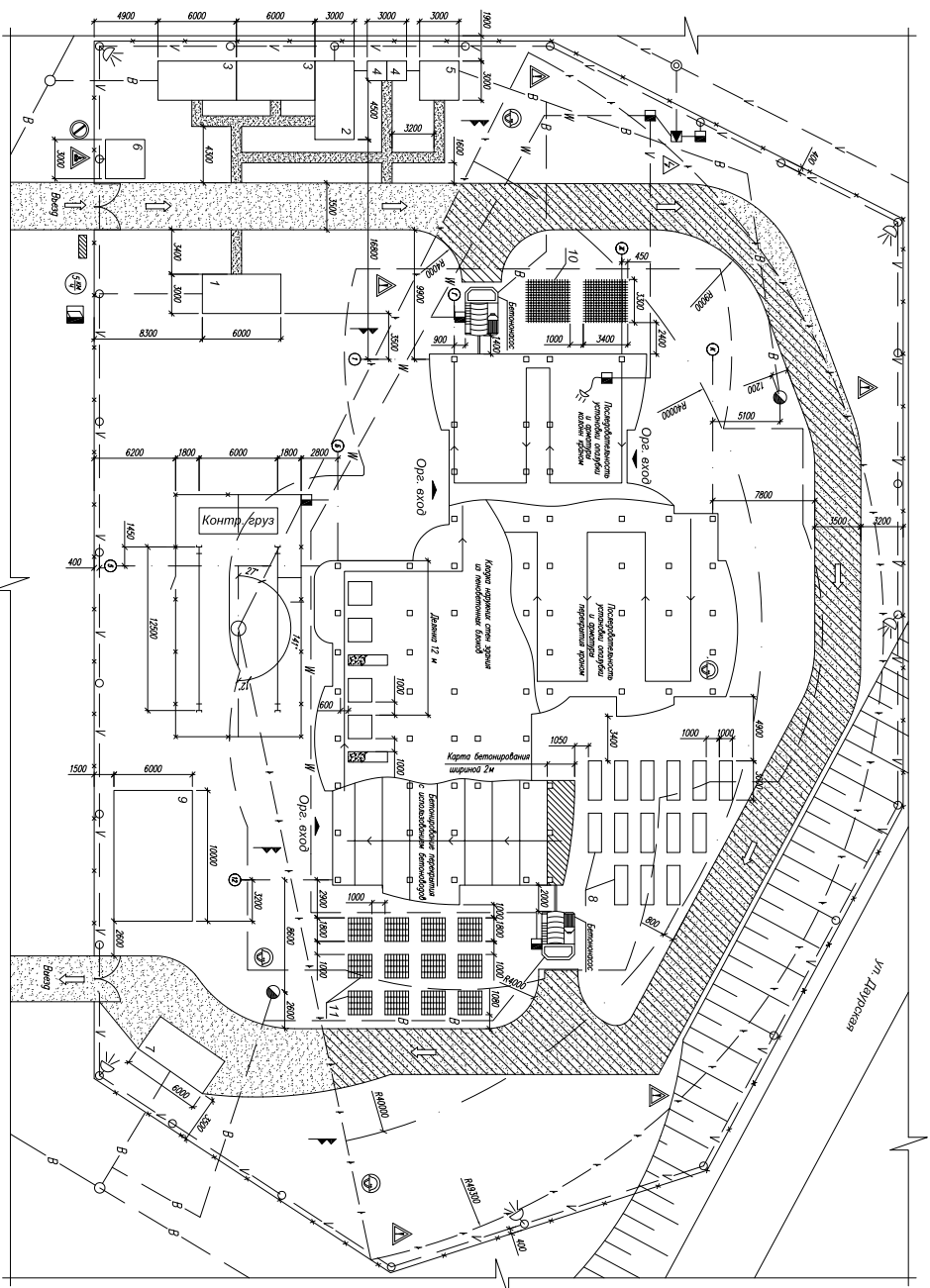
Ведомость расхода стали и бетона на элемент

Марка Элементы	Исходные параметры				Всего
	А 400		А 240		
	ГОСТ 5781-82*		ГОСТ 5781-82*		
СФ - 1	113	-	10,7	123,7	-
СФ - 2	-	80	-	10,7	90,7
Марка Элементы	Рассход бернов		Рассход стали, кг		на 1 м ²
СФ - 1	класс	объем (м ³)			на элемент
СФ - 2	В 25	4,10	32,4	132,7	
	В 25	3,67	27,2	99,7	

1. За оптимальную стоимость 0,000 м прикупить уровень, чашечку пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 83,00 м.
2. Под фундаментом предпринять бетонная подложная из бетона класса В10 толщиной 100 мм.
3. Покрытые свои производств. осыпками.
4. Количество вырубку арматуры из расширенных колонн и их размещение в плане привязывать к соответствию с фактическим количеством (см. лист 5), стержни диаметром 028 класса А400 L=1900 мм.

[illegible]

Строительный генплан

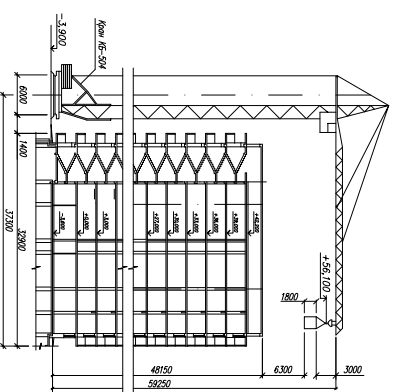


Поз.	Наименование	Площ. м ²
1	Поросёнок	18
2	Гарбушонка	18
3	Комната прехая плшш и оборава	36
4	Сив. уелл	6
5	Душевая	9
6	Контрольно-пропускной пункт	9
7	Модня колес автотранспорта	18
8	Штребелл опалубок	130
9	Зеркальнй ослепл минераловатный плит	60
10	Штребелл сеток	25
11	Платейл неподвижных блоков	70

Изображение	Смысловое значение
	Силы сопротивления воздуха
	Конную ступицу колеса
	Временное подпорочное здание
	Трубопроводы трубопровода
	Временные дорожки
	Кратчайшие пути
	Зона действия огня
	Открытая зона огня
	Открытая зона падения груза со здания
	Направление дыма, аэротранспорта
	Полностью излучаем
	Временная подпорочная сеть
	Временная опора, опора
	Трансформаторная подстанция
	Электросеть, распределитель, шум
	Проектор

Поз.	Наименование	Ед. изм.	Значение
1	Протяда стирательной машины	м ²	2811
2	Протяды постоянных сооружений	м ²	736
3	Протяды временных сооружений	м ²	116
4	Протяженность автодорог	п.м.	184
5	Протяженность элеваторов	п.м.	376
6	Протяженность овражков	п.м.	431
8	Протяженность водопровода	п.м.	83
9	Протяженность элеваторов	п.м.	376
10	Протяженность овражков	п.м.	431
11	Протяды выходов	м ²	285
12	Коэффициент элеваторы	—	0,282

Схема габаритной привязки крана



**Схема монтажа опалубки колонн
и перекрытия**

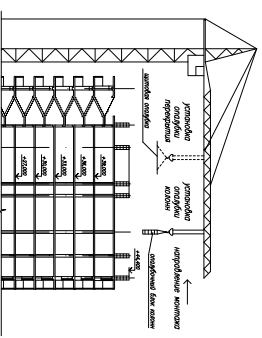


Схема бетонирования перекрытия

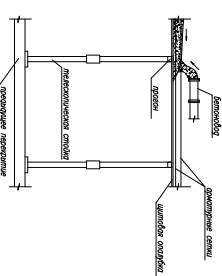


Схема кладка наружных стен из пенобетонных блоков

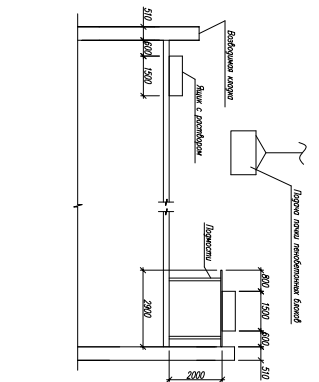
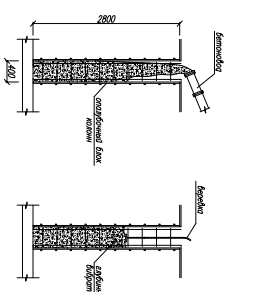


Схема бетонирования колонн



Поперечный профиль рельсового пути

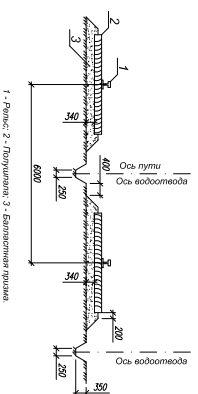
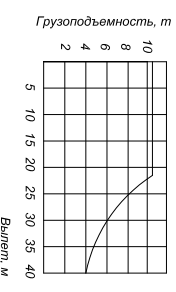


Диаграмма грузоподъемность - вылет
для башенного крана КБ-504

[illegible]

[illegible]

Сметная стоимость строительства цен на 2017г. – 84,571 млн. руб.

Продолжительность строительства – 8,4 мес.

Общая трудоемкость строительства – 9677,5 чел.-гн.

Общая машиноёмкость строительства – 635,9 маш.-см.

Удельная трудоемкость – 0,94 чел.-гн./м²

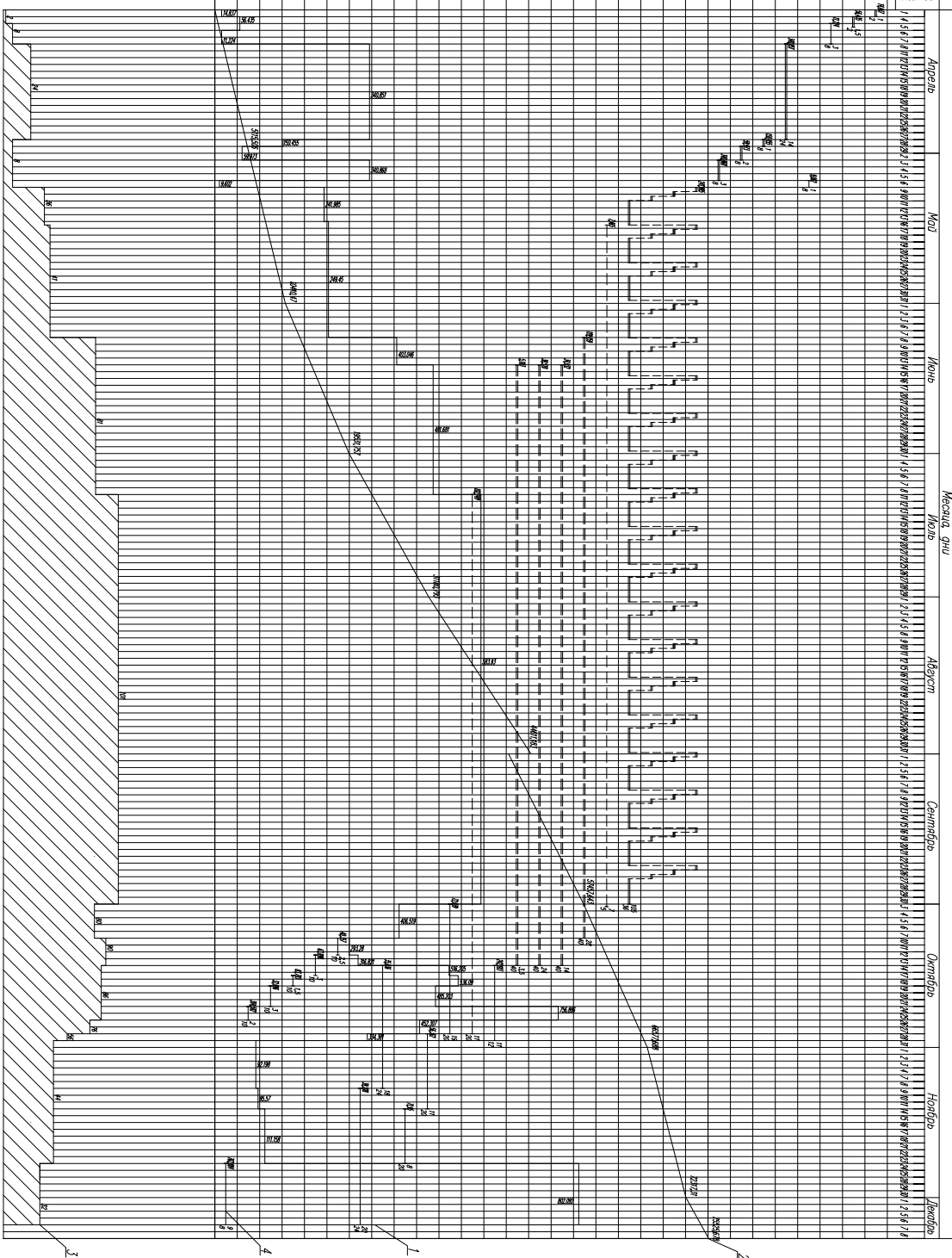
Удельная машинемкость — $0,06$ маш.-см./м²

Бројкама на овим местима – 78 мисли овде/овде – су

Уровень механизации – 58%

Коэффициент смещения работ – 1,92

- 1 – Дифференциальный график освоения капитальных вложений
- 2 – Интегральный график освоения капитальных вложений
- 3 – Дифференциальный график движения рабочей силы
- 4 – График продолжительности работ

[illegible]