МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Южно-Уральский государственный университет
(национальный исследовательский университет)»

Политехнический институт
Факультет механико-технологический
Базовая кафедра техники и технологии

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ
Заведующий кафедрой
_____ А.В.Прохоров
_____2017 г

Торгово-офисное здание

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ
ЮУрГУ– 08.03.01 ДО-574 12-2471-1405 2017 ПЗ ВКР

Консультанты

Раздел Арх.-стр. к.т.н., доцент
С.Н. Погорелов
_____
_____ 2017

Раздел Расч.-констр.
Ю.А. Машков
_____
_____ 2017

Раздел ТСП
Ю.А.Машков
_____
_____ 2017

Раздел ОСП
Ю.А. Машков
_____
_____ 2017

Руководитель ВКР
Ю.А. Машков
_____
_____ 2017

Автор ВКР студент группы ДО-574
Г.Ф.Меркулов
_____
_____ 2017

Нормоконтролер
Е.Д. Минигараева
_____
_____ 2017

Озерск 2017

АННОТАЦИЯ

Пояснительная записка к выпускной квалификационной работе, Меркулова Геннадия Федоровича на тему: «Торгово-офисное здание»,: ЮУрГУ, 2017 Базовая кафедра «Техники и технологии».

Выпускная квалификационная работа содержит четыре основные части. Архитектурная часть работы содержит описания генерального плана строительства, описание основных конструкций, теплотехнический расчет ограждающих конструкций. В расчетной части ВКР представлены расчеты монолитного перекрытия и наружной стены, расчет сечения колонны и фундамента. В разделе технология строительного производства разработана технологическая карта на возведение монолитного каркаса. Раздел организация строительного производства содержит расчет и планирование календарного плана, а также разработку строительного генерального плана с необходимыми расчетами по освещению, водопотреблению, временных зданий и складов. Выпускная квалификационная работа выполнена в соответствии с действующими государственными стандартами, нормами и правилами.

Пояснительная записка содержит:

- 101 страницы
- 124 таблиц
- 9 рисунков

Содержание

1 АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ ЧАСТЬ 12
1.1 Природно-климатические характеристики 12
1.2 Генеральный план 12
1.3 Объемно – планировочное решение 15
1.4 Конструктивные решения 17
1.5 Наружная и внутренняя отделка 21
1.6 Инженерное оборудование 22
1.6.1 Вентиляция 22
1.6.2 Водопровод и канализация 23
1.6.3 Силовое электрооборудование и электроосвещение 24
1.6.4 Связь и сигнализация 25
1.7 Теплотехнический расчёт наружной стены 25
2 РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНАЯ ЧАСТЬ 14
2.1 Монолитное перекрытие с продольными балками. 29
2.1.1 Сбор нагрузок 29
2.1.2 Монолитная многопролетная плита перекрытия 30
2.1.3 Главная балка 32
2.2 Безбалочное монолитное перекрытие 41
2.2.1 Расчетная схема и нагрузки 41
2.2.2 Характеристики прочности бетона и арматуры 44
2.2.3 Расчет условного ригеля по нормальным сечениям 44
2.2.4 Расчет узла сопряжения условного ригель с колонной 45
2.2.5 Расчет прогиба плиты приближенным методом. 47
2.2.6 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси 47
2.3 Расчет сечений колонны рамы 48
2.3.1 Характеристики бетона и арматуры 48
2.3.2 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси колонн цокольного этажа главного корпуса 48

2.3.3 Определение площади сечения арматуры 51
2.4 Расчет наружной монолитной стены 53
2.4.1 Характеристики прочности бетона и арматуры 53
2.4.2 Расчетные усилия 53
2.4.3 Расчет прочности стены на вертикальную нагрузку 54
2.4.4 Расчет прочности стены на горизонтальную нагрузку 55
2.5 Расчет монолитного центрально нагруженного фундамента 56
3 ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА 14
3.1 Технологическая карта на возведение монолитного каркаса 61
3.1.1 Область применения 61
3.1.2 Технология и организация производства работ 61
3.1.3 Контроль качества при бетонных работах 70
3.1.4 Техника безопасности 72
3.1.5 Выбор машин и механизмов для возведения типового этажа 72
4 ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА 14
4.1 Календарный план 76
4.1.1 Общие положения 76
4.1.2 Расчет продолжительности строительства 76
4.1.3 Подсчет объемов и трудоемкости работ 77
4.1.4 Выбор методов производства работ 81
4.1.5 Построение и расчет календарного графика 83
4.1.6 Составление графика движения рабочих 83
4.1.7 Корректировка календарного графика 84
4.1.8 Технико-экономические показатели календарного плана 84
4.2 Строительный генеральный план 86
4.2.1. Подбор монтажного крана 86
4.2.2. Расчет временных зданий и сооружений 87
4.2.3 Расчет складов 89
4.2.4 Расчет потребности в воде. 90

4.2.6.Определение потребной электрической мощности строительной площадки и выбор питающего трансформатора 91
4.2.5 Расчет временного энергоснабжения площадки 93
4.2.7 Временные дороги на строительной площадке. 95
4.2.8 Расчет технико-экономических показателей 95
Библиографический список 97

ВВЕДЕНИЕ

Благовещенск динамически развивается, строится много комфортабельного жилья, с каждым годом растет численность населения, развивается экономика и торговля. Современная торговля немыслима без формата крупных торговых центров, которые начиная с последней трети XX в. фактически определяют динамику ее роста. В то же время торговые центры являются одним из основных источников повышения качества жизни населения, задающих темп и социальную ориентацию развитию большинства из тех хозяйствующих субъектов, которые они вовлекают в активное взаимодействие.

Торговые центры стали заметным явлением и в системе межхозяйственных отношений, расширив круг участников взаимодействия в структуре экономических взаимосвязей.

Торговый центр аккумулирует коммуникативную и социальную деятельность современных потребителей, что позволяет назвать данный формат розничной торговли центром социальной активности населения.

Поэтому торговый центр «Вега» в городе Благовещенске является актуальным проектом в данное время и будет являться экономически выгодным объектом строительства.

Проект выполнен в соответствии с требованиями действующих нормативных документов. Здание состоит из материалов и конструкций не дорогих и не являющихся дефицитными, поэтому стоимость проекта оптимальная. В проекте нет решений, представляющих сложность изготовления, монтажа и удорожающих тем самым стоимость проекта в целом.

1 Архитектурно-строительная часть

1 АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ ЧАСТЬ

1.1 Природно-климатические характеристики

По СП 131.13330.2012 “Строительная климатология” температура наружного воздуха, °С:

а) Среднегодовая 0.1°С;

б) Абсолютная минимальная температура воздуха -45°С;

в) Абсолютная максимальная температура воздуха 41°С ;

г) Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.92 -34°С ;

д) Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.92 -37°С;

е)Период со среднесуточной температурой воздуха ниже или равной 8°С 218сут;

ж) Средняя температура -10.6°С.

1.2 Генеральный план

Земельный участок под размещение « Торгово-офисного комплекса» площадью 9655м² расположен в юго-западной части кв. 189 центрального планировочного района г. Благовещенска. Участок застроен торговыми рядами центрального городского рынка, которые подлежат сносу в границах отведенного участка. По градостроительному зонированию проектируемый участок расположен в зоне О-3 (зона рынков, ярмарок). Участок расположен на территории зон с особыми условиями использовании территории в части охраны объектов культурного наследия. Проектируемое здание расположено на участке в соответствии с градостроительным регламентом.

Проектируемый участок граничит:

с северной стороны – торговым зданием;

с юга - ул. Красноармейской;

с западной – ул. Шевченко;

с восточной – торговым зданием.

Поверхность участка практически ровная с едва заметным уклоном с юга на север, характеризуется абсолютными отметками от 129,73-131,34. Преобладающий ветер северо-западный.

Генеральный план «Торгово-офисного комплекса» решен в соответствии со схемой генерального плана г. Благовещенска.

Основные планировочные решения, выполненные на чертеже генерального плана, обусловлены следующими факторами: выполнение санитарных и противопожарных требований, увязкой проектных решений с существующей застройкой.

На проектируемом участке расположены следующие здания и сооружения:

- два здания торгово-офисного комплекса;
- трансформаторная подстанция;

Подъезд пожарных машин обеспечен со всех сторон проектируемого здания и осуществляется по проездам с твердым покрытием и по участкам спланированной территории. Расстояние от края проезда до стен здания принято 7м и 9м, вдоль центрального фасада с южной и западной сторон.

Доступ пожарных машин с автолестниц обеспечен во все помещения здания.

Горизонтальную разбивку проектируемого здания производить от створа стен существующего пятиэтажного торгового комплекса по ул. Шевченко, разбивку благоустройства от стен здания.

Основные показатели по генплану.

Площадь территории – 0,9655 га

Площадь застройки – 0,60671га

Площадь покрытий – 0,3462 га

Площадь использования - 0,95291 га

Площадь озеленения - 0,01259 га

- коэфициент застройки $K_з = \frac{S_з}{S_{уч}} = \frac{0.60671}{0.9655} = 0.628$;

- коэффциент озеленения $K_{оз} = \frac{S_{оз}}{S_{уч}} = \frac{0.01259}{0.9655} = 0.014$;

- коэффциент дорожных покрытий $K_{д.п.} = \frac{S_{д.п.}}{S_{уч}} = \frac{0.3462}{0.9655} = 0.358$.

Благоустройство и озеленение.

Главный въезд к проектируемому зданию с ул. Красноармейской и ул. Шевченко. Проезд выполняется сквозным. Покрытие проезда – асфальтобетонное, шириной 5.5м. Проектом предусмотрено размещение гостевых автомобильных стоянок вдоль ул. Шевченко на 16 м/мест и с ул. Красноармейской на 16 м/м.

В здании торгового комплекса расположена гостевая автомобильная стоянка в подвальном этаже на 125м/м.

С северного торца торгового комплекса запроектирована отдельная автостоянка для маломобильных групп населения.

Вдоль главного фасада здания и внутри дворовой территории предусмотрен тротуар шириной соответственно 5,0м и 1,5м., выполняется из мелкоштучной плитки с нескользящей поверхностью, приподнятыми над уровнем проездов на высоту 0,15м. Местоположение и ширина тротуаров принята с учетом направления и интенсивности пешеходного движения.

Вдоль пешеходных зон запроектирована установка леерных ограждений индивидуального изготовления.

Мусороудаление с торгово-офисного комплекса предусмотрено через мусоропровод с мусоросборной камерой. Для продовольственного магазина на первом этаже проектируемого здания в осях «10»-«24», вывоз мусора производится по договору с САХ. Для мелкого мусора возле каждого входа в здание предусмотрены урны, которые необходимо прочищать.

Озеленение участка принято в соответствии с требованиями нормативных документов и представляет собой посев газонов из многолетних трав, посадку деревьев, установку цветочниц вдоль центрального фасада торгового комплекса. Проектом предусмотрено устройство цветочницы с восточного торца здания, на проектируемом пандусе-въезде в подземный гараж.

1.3 Объемно – планировочное решение

Торгово-офисного комплекса в плане имеет Г-образную форму с размерами в осях 84,0 х 29,3 х 100,5 х 29,3 м и состоит из четырех блоков разной этажности – 4 и 7 этажей, без учета технических и подземных этажей. Максимальная высота здания от отметки отмостки до верха башенной надстройки составляет 48,5 м.

Здание в плане разделено на два этапа строительства: I этап состоит из двух температурно-усадочных блоков высотой 4 и 7 этажей соответственно; II этап – из двух блоков высотой 4 этажа. В месте сопряжения частей здания выполнен проезд под зданием.

В подземном этаже здания выполнена гостевая автостоянка для легковых автомобилей I категории, работающих на жидком топливе, с обособленными въездами по прямолинейным рампам для каждой очереди строительства. Между блоками здания в стоянке предусмотрены проезды через тамбуры с подпором воздуха при пожаре.

Высота этажа подземной автостоянки 3,9 м. Доступ людей в автостоянку осуществляется через два лифта по торцам здания, семь внутренних лестниц с выходами непосредственно наружу, по трем эскалаторам и одному траволатору и по двум тротуарам рамп.

На первых четырех надземных этажах располагаются продовольственный супермаркет (1 этаж II этап строительства) и торговые секции непродовольственных товаров.

На 5 и 6-м надземных этажах размещены офисные помещения.

Седьмой этаж занимает кафе.

Над верхними этажами здания размещены технические этажи для размещения инженерного оборудования.

Для доступа на 1-й этаж здания имеется необходимое количество входов. Сообщение между этажами осуществляется по девяти внутренним лестничным клеткам, эскалаторам, траволаторам, четырем пассажирским лифтам (приспособленным для транспортировки маломобильных групп населения).

Вертикальная транспортировка грузов предусматривается посредством четырех грузовых лифтов. Доставка продуктов и удаление пищевых отходов из кафе производится двумя малыми грузовыми подъемниками.

Система мусороудаления предусмотрена с использованием вертикального мусоропровода.

Конструктивная система здания – каркасно-стеновая. Выполнена из монолитного железобетона.

Фундаменты – монолитная железобетонная плита толщиной 700 мм.

Перекрытия и покрытие выполнены монолитными железобетонным толщиной 200 мм.

Пространственная жесткость здания обеспечена диафрагмами лестнично-лифтовых блоков, собственной жесткостью конструкций, жесткими узлами сопряжения монолитных конструкций, дисками жесткости перекрытий.

Для предотвращения попадания грунтовых вод в помещения автостоянки предусмотрена оклеечная гидроизоляция стен и подошвы с защитой прижимной кирпичной стенкой. Деформационные швы предусмотрены с использованием гидрошпонок типа АКВАСТОП.

Здание характеризуется следующими основными показателями:

Уровень ответственности – II

Степень огнестойкости – I

Класс функциональной пожарной опасности Ф 3.1, Ф3.2, Ф4.3, Ф5,2

Класс конструктивной пожарной опасности С0.

1.4 Конструктивные решения

Фундамент под зданием выполняется в виде плоской монолитной плиты из бетона класса по прочности на сжатие В25. Толщина плиты принята равной 700 мм. Для увеличения призмы продавливания под наиболее нагруженными колоннами предусмотрены бетонные банкетки, выполняемые совместно с плитой высотой 200 мм и размерами в плане на 400 мм больше соответствующих размеров колонн здания.

Продольное армирование фундаментных плит выполнено арматурой класса AIII диаметром от 16 до 28 мм с шагом 150 – 200 мм.

Поперечное расчетное армирование выполнено пространственными каркасами с арматурой класса AIII ГОСТ 5481-82* диаметром 14 и 16 мм с шагом 200/200 мм в плане. Поддерживающие каркасы выполнены из арматуры класса AI.

Для снижения материалоёмкости плит 6-этажных частей здания в наименее нагруженных участках выполнены прямоугольные проёмы.

Между фундаментными плитами разных захваток здания предусмотрены осадочные швы с гидроизоляционными шпонками «Аквастоп».

Несущие грунты фундаментной плиты – суглинки полутвердые легкие песчанистые с прослойками песков мелких и пески мелкие средней плотности с прослоями суглинков. Ниже расположены гравийные и галечниковые грунты по подстилающему слою – глине.

Давление по подошве фундаментной плиты от 1,2 до 3,0 кгс/см^2 менее расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента 3,5 кгс/см^2.

Несущие стены

Наружные монолитные железобетонные стены подвальной части здания приняты толщиной 400 мм, стены лестнично-лифтовых блоков, входящие в состав ядер или диафрагм жёсткости, приняты толщиной 200 мм при классе бетона В35.

Армирование стен выполнено отдельными арматурными стержнями. Соединение арматуры вязальной проволокой.

Вертикальная арматура класса AIII диаметром 14 мм горизонтальная - класса AIII диаметром 10 мм. Соединительные стержни из арматуры класса AI диаметром 6 мм. Шаг стержней 600 х 600 мм. В местах, ослабленных проёмами, устанавливаются дополнительные стержни Ф14 AIII

Колонны

Монолитные железобетонные колонны, входящие в рамную систему, имеют поперечное сечение прямоугольной и квадратной формы от 800 х 600 до 500 х 300 мм с изменением на 100 – 150 мм. При этом по высоте здания сечение колонн уменьшается от подземного этажа к верху.

Колонны выполняются из бетона В35.

Армирование колонн выполнено отдельными арматурными стержнями класса AIII диаметром от 16 до 32 мм с хомутами из арматуры класса AI диаметром 6 мм. Шаг вязанных хомутов 150 – 200 мм. Соединение рабочей арматуры в стык сваркой ванношовной.

Плиты перекрытий и покрытий

Железобетонные плиты перекрытий и покрытий включают в себя монолитные ригели рам и жёстко связаны с опорными конструкциями - колоннами и стенами.

Балки внутренней части здания сечением 600 х 600 мм, по периметру здания по наружным стенам 600 х 700 (h).

Толщины плит приняты 200 мм. Плиты выполняются из бетона класса В25 над всеми этажами.

Армирование балок перекрытий выполнено отдельными арматурными стержнями класса AIII диаметром 18 и 25 мм с хомутами из арматуры класса AIII диаметром 12 мм. Шаг вязанных хомутов 100 мм на приопорных участках и 200 мм в пролёте. Соединение арматуры вязальной проволокой.

Армирование плит перекрытий выполнено отдельными арматурными стержнями класса AIII диаметром 10 и 14 мм с основным шагом 150 мм. В зонах усиления шаг арматурных стержней сгущается до 75 мм. Соединение арматуры вязальной проволокой.

Максимальный прогиб плит (на участках скрытых для обзора) 32,3 мм (нагрузка полная) менее предельного прогиба 46,7 мм (7000/150 = 46,7) в соответствии с табл. 19 СП 20.13330.2011.

Наружные стены, перегородки.

Ограждающие наружные стены - самонесущие, опирающиеся на каркас здания. Стены из керамического полнотелого керамического кирпича КОРПо 1,0НФ/1,8/35/ ГОСТ 530-2007. Утепление наружных стен выполнено по системе вентилируемых фасадов «Краспан ВА» с утеплителем из базальтового волокна толщиной 110 мм и облицовкой алюминиевыми композитными панелями и керамическими панелями. Светопрозрачное заполнение фасадов (фальшвитражи) выполнено по системе СИАЛ КП50. Деформационный шов между очередями строительства выполнен с применением прижимной стенки из кирпича керамического толщиной 120 мм.

Внутренние основные перегородки толщиной 120 мм выполняются гипсоволокнистых листов по стальному оцинкованному каркасу с шумоизоляцией из базальтового волокна толщиной 50 мм.

Внутренние разделительные перегородки торговых секций выполняются по серии офисных перегородок АН.МСК «AlHan» высотой 3 м толщиной 80 мм. Перегородки подвального, технического этажей и ограждение шахт вентканалов из керамического полнотелого кирпича толщиной 120 мм Перемычки кирпичных перегородок железобетонные брусковые по серии 1.038.1-1 вып. 1.

Гидроизоляция и пароизоляция

Гидроизоляция подземной части здания выполнена для исключения проникания грунтовых вод и верховодки в помещения автостоянки из двух слоёв рулонного битумного материала Техноэластмост Б ТУ 5774-004-17925162-2003 с защитной мембраной по стенам PLANTER-standart ГОСТ 16337-77.

Гидроизоляция кровли выполнена для защиты от атмосферных осадков из двух слоёв рулонного кровельного материала Стекломаст-К и Стекломаст-П ТУ 21-2744710-599-92.

Гидроизоляция полов влажных и мокрых помещений выполнена гидроизолирующей мастикой для последующей укладки керамической плитки.

Конструктивная пароизоляция выполнена для защиты утеплителя от намокания парами воздуха помещений для утеплителя потолочного пространства автостоянки под крыльцами входов из пароизоляционной пленки ИЗОСПАН D ТУ 5774-003-18603495-2004, для покрытия из одного слоя рубероида ГОСТ 10923-93 на битумной мастике.

Крыша

Крыша здания – плоская рулонная с защитным слоем гравия и разуклонкой из гравия керамзитового с утеплителем из базальтового волокна плотностью 175 кг/м^3, Водосток организованный внутренний.

Лестницы и лифты

В здании предусмотрены девять внутренних лестничных клеток типа Л1 и четыре пассажирских лифта (все с возможностью транспортировки маломобильных групп населения). Два лифта предусматривают транспортировку из подвального этажа. Лифты семиэтажной части здания предназначены для транспортировки пожарных подразделений.

Кроме пассажирских лифтов предусмотрены грузовые лифты.

Все лифты производства ОАО «Щербинский лифтостроительный завод» по серии А32-00.00-03 и А31-00.00-03.

Эскалаторы и траволатор производства ЗАО «ЛАТРЭС»

Окна, двери

Окна из ПВХ профилей ГОСТ 30674-99 с двухкамерными стеклопакетами.

Двери из алюминиевых профилей ГОСТ 21519-2003, стальные ГОСТ 31173-2003, деревянные ГОСТ 6629-88, противопожарные «DoorHan» и по серии 1.036.2-3.02 вып. 1.

Ворота секционные «DoorHan» обычные и противопожарные.

1.5 Наружная и внутренняя отделка

Отделка стен – окраска высококачественными декоративными красками типа «Крастоун», водоэмульсионная окраска, для вспомогательных помещений и автостоянки – известковая окраска, для влажных помещений – керамическая плитка.

Отделка потолков – подвесные потолки типа «Армстронг», реечные типа «Люксалон», окраска высококачественными декоративными красками типа «Крастоун», известковая окраска.

Отделка помещений и конструкция полов принята в соответствии с технологическими процессами помещений.

Защита строительных конструкций от коррозии, огнезащита.

Мероприятия по антикоррозийной защите строительных конструкций зданий и сооружений приняты в соответствии с требованиями СП 28.1330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».

При проектировании выполнялись требования СП 20.13330.2012 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии».

Защиту от коррозии стальных арматурных и закладных деталей и соединительных элементов железобетонных конструкций, не защищенных бетоном, следует предусматривать лакокрасочными покрытиями, металлизацией.

Мероприятия по энерго- и ресурсоснабжению.

Строительные решения приняты в соответствии с СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» и ТСН 23-328-2001 Амурской области «Энергетическая эффективность зданий».

На основании теплоэнергетического паспорта назначены характеристики теплозащиты.

1.6 Инженерное оборудование

1.6.1 Вентиляция

Вентиляция помещений торгового центра запроектирована приточно-вытяжная с механическим и естественным побуждением.

Отдельные системы приточно-вытяжной вентиляции приняты для следующих помещений: санитарных узлов, служебных помещений. Воздуховоды систем вентиляции изготавливаются из листового металла по ГОСТ 19903-74.

В целях снижения шума и вибрации при работе вентиляционных установок осуществляется виброизоляция, путем установки упругих

элементов – аммортизаторов в виде мягких прокладок между колеблющимися элементами установок и конструкциями.

1.6.2 Водопровод и канализация

Проектом предусматривается хозяйственно-противопожарный водопровод.

В здании предусмотрено 2 ввода водопровода закольцованных между собой.

Прокладка магистральных трубопроводов производится под полом первого этажа. Приготовление горячей воды централизованное в скоростном водопрогревателе, расположенном в тепловом узле. Циркуляция горячей воды осуществляется с помощью циркуляционного насоса.

На вводе водопровода выполнено устройство водомерного узла с установкой счетчика холодного воды ВСХ-20. На случай пожара на обводной линии водомерного узла установлена задвижка с электроприводом N=0,18 квт, открываемая от кнопок, установленных у пожарных кранов. Пожарные краны Ø 50 мм установлены из расчета 1 струя 2,5 л/сек, комплектуются 2 огнетушителями ОВП-10.01.

Трубопроводы водоснабжения, изолируются полносборной теплоизоляционной конструкцией, марки КТП-МП-РСТ по ТУ 36-1180-85, толщиной $\delta = 40$ мм с покровным слоем из рулонного стеклопластика, марки РСТ по ТУ 6-11-145-80.

Материал теплоизоляционного слоя – плиты минераловатные, марки М-75. Трубопровод холодного водоснабжения покрывается пароизоляцией из одного слоя пергамина.

Проектом предусматривается хозяйственно-фекальная канализация с отводом стоков в дворовую канализационную сеть.

Внутренняя сеть канализации монтируется из чугунных канализационных труб Ø 50 и 100 мм по ГОСТ 6942-80. Стояки водопровода и канализации прокладывается в основном в бороздах.

1.6.3 Силовое электрооборудование и электроосвещение

Силовыми электроприёмниками торгового центра являются: электродвигатели сантехнических, вентиляционных систем, технологическое оборудование.

Напряжение распределительной сети принято 380/220, защита электроприемников осуществляется автоматическими выключателями, тепловыми реле пускателей, плавкими вставками предохранителей.

Заземление выполняется согласно СН 102-76.

Проектом предусматривается рабочее, эвакуационное, аварийное и ремонтное освещение.

Электрооборудование здания запроектировано на основании СП 52.13330.2011«Естественное и искусственное освещение ».

Проектом предусматривается отключение вентиляции при пожаре и защита калориферов от замораживания.

Электроосвещение в проекте выполняется светильниками с люминесцентными лампами типа ЛСО04 и РАС236 и с лампами накаливания типа НПП03, НПП04 и НПО30. Светильники устанавливаются на потолке. Сеть освещения выполняется кабелем марки ВВГнгLS , прокладываемым открыто по строительным конструкциям в подвале и скрыто под штукатуркой, за подшивным потолком.

Управление освещением выполнятся выключателями, устанавливаемыми на стенах открыто и скрыто.

Все открытые проводящие части электроустановки присоединяются к нулевому защитному проводнику.

1.6.4 Связь и сигнализация

Проектом предусматривается радиофикация, телефонизация проектируемого центра. Крытый конькобежный центр оборудуется звонковой сигнализацией и пожарно-охранной сигнализацией. Приборы охранно-пожарной сигнализации устанавливаются на первом этаже здания, в помещении дежурной охраны. Распределительная сеть выполняется прокладкой провода марки ТРП $1\times2\times0.5$. Для пожарной сигнализации используются извещатели типа ИМ 101-2 и ДИП – 3, а для охранной устанавливаются датчики СМК-1; СМК-3; ВК-211.

1.7 Теплотехнический расчёт наружной стены

Характеристики района строительства даны в таблице 2.1

Режим в здании - нормальный. Влажность до 50%.Определим градусо – сутки отопительного периода по формуле

$$ГСОП = (t_в - t_{от.п}) \times z_{от.пер} \quad (1.1)$$

где : $t_в$ - температура внутреннего воздуха ;

$t_{от.п}$ - температура отопительного периода средняя ниже 8°С;

$z_{от.пер}$- продолжительность отопительного периода.

$$ГСОП = (18+10.6)\cdot 218 = 6234.8$$

По определённым выше значениям ГСОП, определяем нормативное сопротивление теплопередаче согласно , предварительно проинтерполировав значения , получим нормативное сопротивление

R =3,07 $м^2 \times °С/Вт$

Таблица 1.1 - Характеристики района строительства района строительства

№	Наименование характеристики	Характеристика	Источник
1	Место строительства	г. Благовещенск	
2	Клим, район и подрайон стр-ва	1В	СП 131.13330.2012
3	Зона влажности района	нормальная	СП 50.13330.2011
4	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, средняя	-34	СП 131.13330.2012

	температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92		
3	Норм. глубина промерзания гр. м	3,0	
4	Вес снегового покрова кПа (кг/м^2)	0,8	СП 20.13330.2012
5	Сейсмичность района	6	СП 131.13330.2012
6	Средняя температура наружного воздуха по месяцам, ^{0}С	-24,1 -18,7 -9,1 2,7 11,1 17,9 21,4 19,1 12,2 2,2 -11,5 -21,8	СП 131.13330.2012
7	Продолжительность периода со средней суточной температурой tn+8^{0}С, сут.	218	СП 131.13330.2012
8	Температура периода со средней суточной температурой tn+8^{0}С, ^{0}С	-10,6	СП 131.13330.2012

Определим величину слоя утеплителя по формуле

$$\delta_{УТ} = \lambda_{УТ} \cdot (R_0^{ТР} - \frac{1}{a} - \sum \frac{\delta}{\lambda} - R_{ВН} - \frac{1}{a_m}) \qquad (1,2)$$

где : $R_0^{тр}$ - требуемое сопротивление теплопередачи;

$R_{замк}$ - термическое сопротивление замкнутых воздушных прослоек;

$\lambda_{утп}$ - коэффициент теплопроводности утеплителя;

$\delta_{ут}$ - толщина слоя утеплителя (минимальная);

α - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

δ - толщина ограждающих слоёв;

λ - коэффициент теплопроводности каждого из слоёв ограждающей конструкции;

$R_{замк}$ - термическое сопротивление замкнутых воздушных прослоек.

$$\delta_{УТ} = 0.05 \cdot (3.07 - \frac{1}{8.7} - \frac{0.38}{0.81} - \frac{0.001}{0.042} - \frac{1}{23}) = 0.12 м$$

Принимаем слой утеплителя равный 0,14м.

Определим фактическое значение теплопередачи ограждающей консрукции по формуле

$$R_{Ф} = \sum \frac{\gamma}{\lambda} \qquad (1.3)$$

где : λ – коэффициент теплопроводности итого слоя ограждающей конструкции;

$R_{ф}$ - фактическое значение теплопередачи ограждающей конструкции.

$$R_{Ф} = \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,14}{0,05} + \frac{0,001}{0,042} = 3,29 м^2 \cdot {}^0 C / Вт$$

Полученные данные занесём в таблицу 1.2

Теплотехнические характеристики материалов - Таблица 1.2

Материал слоя	Кирпич обыкнове-нный.	Утепли тель. Пенопо листирол	Ветро защи тная плёнка.
Толщина слоя,м	0,38	0,14	0,001
Удельная плотность,$кг/м^3$	1800	45	0,21
Коэффициент теплопроводн ости,Вт/м°С	0,81	0,05	0,042
Термическое сопротивление, $м^2 \times °С/Вт$	0,469	2,8	0,023

2 Расчетно-конструктивная часть

2 РАСЧЕТНО КОНСТРУКТИВНАЯ ЧАСТЬ

2.1 Монолитное перекрытие с продольными балками.

2.1.1 Сбор нагрузок

Монолитное ребристое перекрытие компонуется с продольными балками.

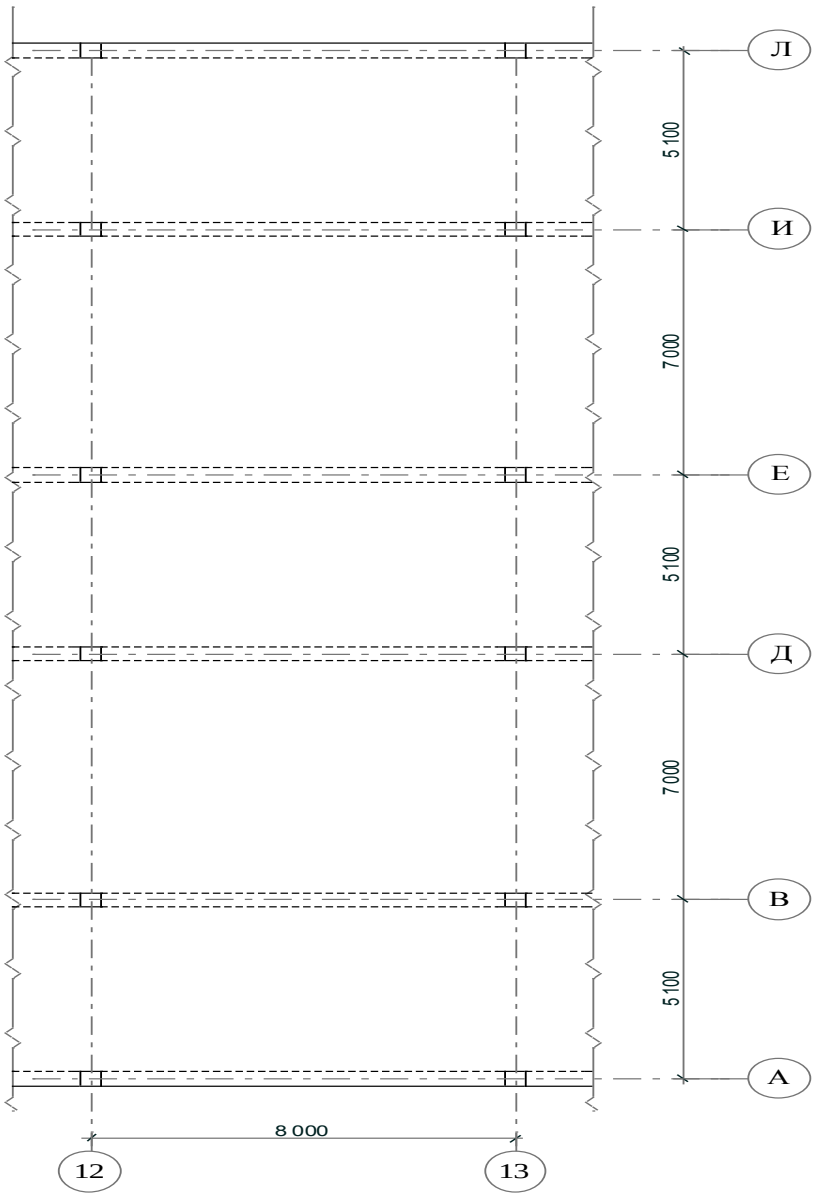


Рис. 2.1 – План монолитного ребристого перекрытия

Предварительно задаемся размером сечения балок:

- главная балка $h = l/12 = 800/12 = 66см,\ b = 40см;$

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия -Таблица 2.1

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м^2
От перекрытия:			
покрытие пола – плитка керамогранитная $\delta = 14\ мм = 0.014 м,\quad \rho = 24000\ Н/м^3$;	336	1,1	370
цементный раствор $\delta = 40\ мм = 0.04 м,\quad \rho = 20000\ Н/м^3$;	800	1.3	1040
монолитная плита $\delta = 200\ мм = 0.2 м,\quad \rho = 25000\ Н/м^3$.	5000	1,3	6500
Итого	6136		7910
Временная нагрузка	*4000*	*1.2*	*4800*
длительная	2600	*1.2*	3120
кратковременная	1400	*1.2*	1680
Итого полная нагрузка	10136		12710

Временная нагрузка принята в соответствии со СП 20.133330.2011 «Нагрузки и воздействия»

2.1.2 Монолитная многопролетная плита перекрытия

2.1.2.1 Расчетный пролет и нагрузки

Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между гранями ребер $l_0 = 5.1 - 0.4 = 4.7 м.$ и $l_0 = 7 - 0.4 = 6.6 м.$ Отношение пролетов $8.0/4.7 = 1.7 < 2$ и $8.0/6.6 = 1.21 < 2$ – плиту рассчитываем, как работающую по короткому направлению. Принимаем толщину плиты 20 см.

Для расчета многопролетной плиты выделяем полосу шириной 1м, при этом расчетная нагрузка на 1м длины плиты $12710 Н/м^2$. С учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1.1$ нагрузка на 1м составит $12710 \cdot 1.1 = 13.98 кН/м^2$.

2.1.2.2 Изгибающие моменты

Определяются как для многопролетной плиты с учетом перераспределения моментов.

- в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \frac{13.98 \cdot 7^2}{16} = 42.81\,кНм; \qquad (2.1)$$

- в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = \frac{13.98 \cdot 5.1^2}{11} = 33.05\,кНм. \qquad (2.2)$$

2.1.2.3 Характеристики прочности бетона и арматуры

<u>Бетон</u> – тяжелый класса по прочности на сжатие В25. $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$. Начальный модуль упругости $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа. – при естественном твердении.

<u>Арматура:</u>

- продольная ненапрягаемая класса А-III, $R_s = 365$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа

2.1.2.4 Подбор сечений продольной арматуры

В средних пролетах и на средних опорах

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \qquad (2.3)$$

где M - изгибающий момент в средних пролетах и на средних опорах, $Нсм$;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, $МПа$;

b - расчетная ширина сечения, $см$;

h_0 - расчетная толщина сечения, $h_0 = h - a = 20 - 3 = 17см.$

$$\alpha_m = \frac{42.81 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 14.5 \cdot 17^2 \cdot 100} = 0.11.$$

Тогда $\eta = 0.945$

$$A_S = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}, \qquad (2.4)$$

где A_S - площадь сечения продольной арматуры, $см^2$;

R_S - расчетное сопротивление растяжению, $МПа$.

$$A_S = \frac{42.81 \cdot 10^5}{365 \cdot 0.945 \cdot 17 \cdot 100} = 7.3 см^2.$$

Принимаем $5\varnothing 16$ $A-III$ с $A_S = 10.05 см^2$

В первом пролете и на первой промежуточной опоре при $h_0 = 17 см.$

$$\alpha_m = \frac{33.05 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 14.5 \cdot 17^2 \cdot 100} = 0.087$$

Тогда $\eta = 0.96$

$$A_S = \frac{33.05 \cdot 10^5}{365 \cdot 0.96 \cdot 17 \cdot 100} = 5.54 см^2$$

принимаем $5\varnothing 14$ $A-III$ с $A_S = 7.69 см^2$

2.1.3 Главная балка

2.1.3.1 Расчетный пролет и нагрузки

Нагрузка на балку от монолитного перекрытия считается равномерно распределенной. Ширина грузовой полосы на ригель равна половине пролета плиты справа и слева от балки, в нашем случае –(5,1+7)/2 =6,05метра.

Постоянная нагрузка (g):

-от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0{,}95$

$g = 7.910 \cdot 6.05 \cdot 0{,}95 = 45.46 êÍ \ / ì$;

-от веса ригеля: 0,4 ·0,6·25·1,1·0,95=6,27 кН/м.

Итого: $g + g_{â} = 45.46 + 6.27 = 51.73$ êÍ /ì

Временная нагрузка (ϑ) с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0{,}95$

$u = v \cdot l \cdot \gamma_n$

Окончательно $u = 4.8 \cdot 6.05 \cdot 0{,}95 = 27.6 êÍ \ / ì$.

Полная нагрузка: $(g+u)=51.73+27.6=79.33$ кН/м.

2.1.3.2 Определение расчетных усилий в ригеле

Вычисление изгибающих моментов в ригеле

Сечение ригеля принято 60х40 см, колонны 40х40 см.

Моменты на опорах определим по формуле $M=(\alpha g+\beta \upsilon)l^2$ (2.5)

где α и β табличные коэффициенты (В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. Железобетонные конструкции . Приложение XI таблица 2) зависящие от k

$$k=I_{bm}l_{col}/I_{col}l_{bm}=40\cdot 60^3\cdot 450/40\cdot 40^3\cdot 800=1.9 \quad (2,6)$$

Вычисление моментов сведем в таблицу 3.3.2.

Пролетные моменты ригеля:

В крайнем пролете – схема загружения 1+2, опорный момент

$\grave{I}_{12}=-293.4\hat{E}\acute{i}\cdot\grave{i}$ $\grave{I}_{21}=-428.0\hat{E}\acute{i}\cdot\grave{i}$

Нагрузка $g+v=79.33\hat{E}\acute{i}/\grave{i}$.

Поперечная сила $Q=79.33\cdot 8.0/2-(-293.4+428.0)/8.0=300.5\hat{E}\acute{i}$ (2,7)

Максимальный пролетный момент

$$\grave{I}=Q^2/2\cdot(g+v)+M_{12}=300.5^2/2\cdot 79.33-293.4=275.7\hat{E}\acute{i}\cdot\grave{i} \quad (2,9)$$

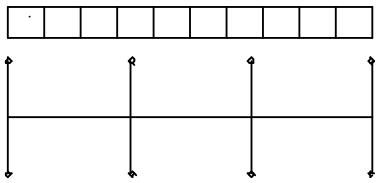
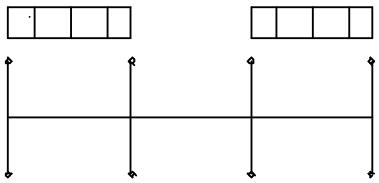
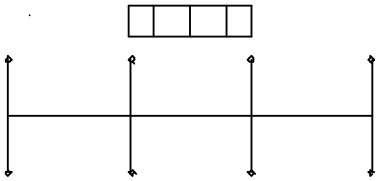
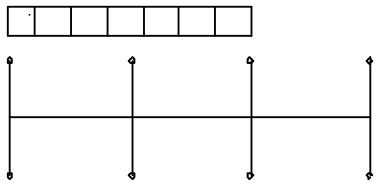
В среднем пролете – схема загружения 1+3 опорные моменты

$\grave{I}_{23}=\grave{I}_{32}=-409.9\hat{E}\acute{i}\cdot\grave{i}$

Максимальный пролетный момент

$$\grave{I}=(g+v)l^2/8+M_{23}=79.33\cdot 8.0^2/8-409.9=224.7\hat{E}\acute{i}\cdot\grave{i} \quad (2,10)$$

Моменты неразрезной балки - Таблица 2.2

Схема загружения	Опорные моменты			
	M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
g=51.73 	-0,055x51,73x8,0^2=-182.1	-0,093x51,73x8,0^2=-307.9	-0,087x51,73x8,0^2=-288.0	-0,087x51,73x8,0^2=-288.0
u=27.6 	-0,063x27.6x8,0^2=-111.3	-0,068x27,6x8,0^2=-120.1	-0,018x27,6x8,0^2=-31.8	-0,018x27,6x8,0^2=-31.8
u=27.6 	0,008x27.6x8,0^2=14.1	-0,024x27,6x8,0^2=-42.4	-0,069x27,6x8,0^2=-121,9	-0,069x27,6x8,0^2=-121,9
u=27.6 	-0,053x27.6x8,0^2=-93.6	-0,100x27,6x8,0^2=-176.6	-0,098x27,6x8,0^2=-173.1	-0,059x27,6x8,0^2=-104.2
Расчетные схемы для опорных моментов	1+2 -293.4	1+4 -484.5	1+4 -461.1	-461.1
Расчетные схемы для пролетных моментов	1+2 -293.4	1+2 -428.0	1+3 -409.9	-409.9

Загружения для расчета балки перекрытия принимаются отдельно для постоянной и временной нагрузок. Постоянная нагрузка (вес конструкций плиты, балки и пола) участвует во всех вариантах загружения, а временная прикладывается к различным пролетам. В дальнейшем расчете определим

при какой комбинации нагрузок усилия будут максимальными т на эти усилия произведем расчет прочности конструкций.

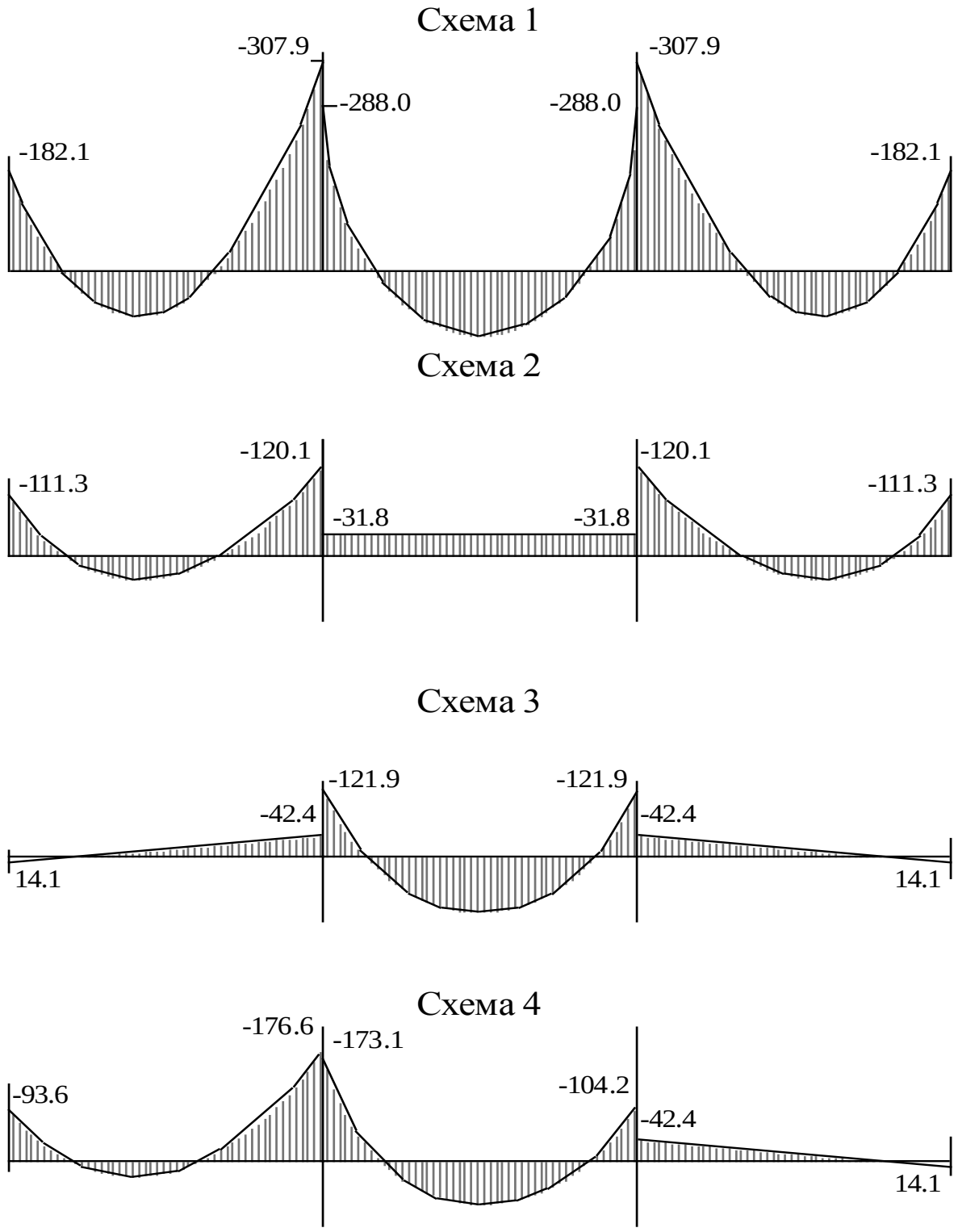
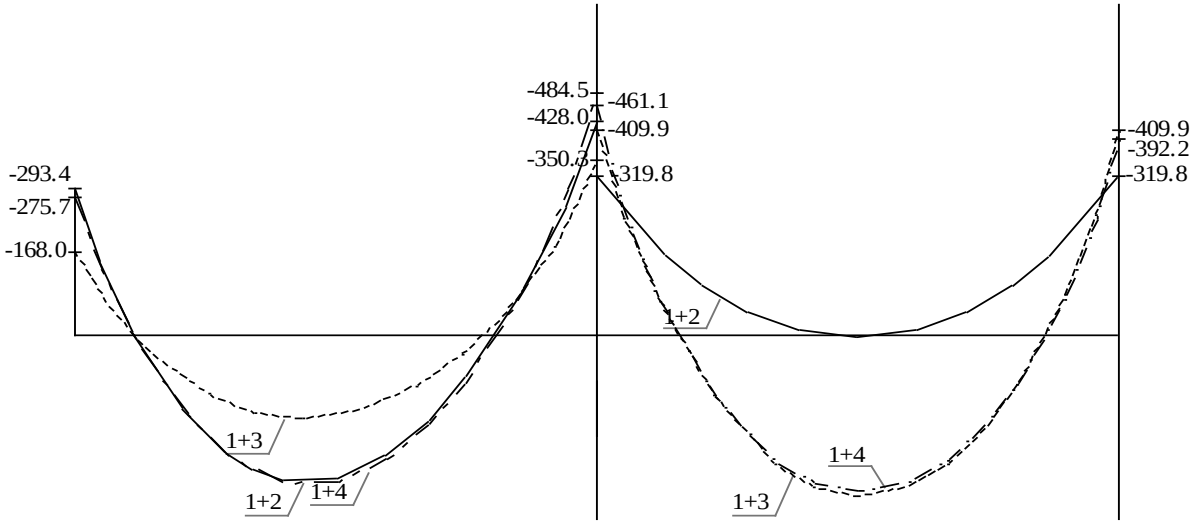


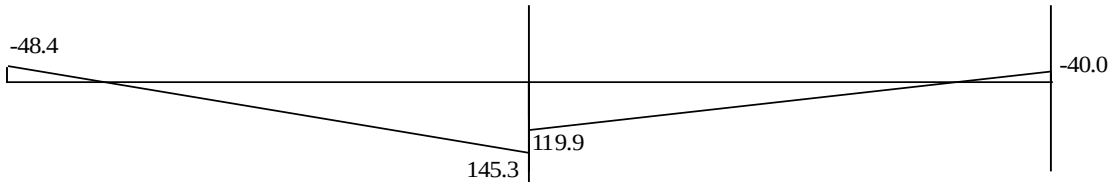
Рис. 2.2- Эпюры моментов ригеля

На рисунке 2.2. Изображены эпюры изгибающих моментов ригеля (балки) для каждого варианта загружения

Эпюра моментов ригеля



Выравнивающая эпюра



Эпюра моментов ригеля после перераспределения

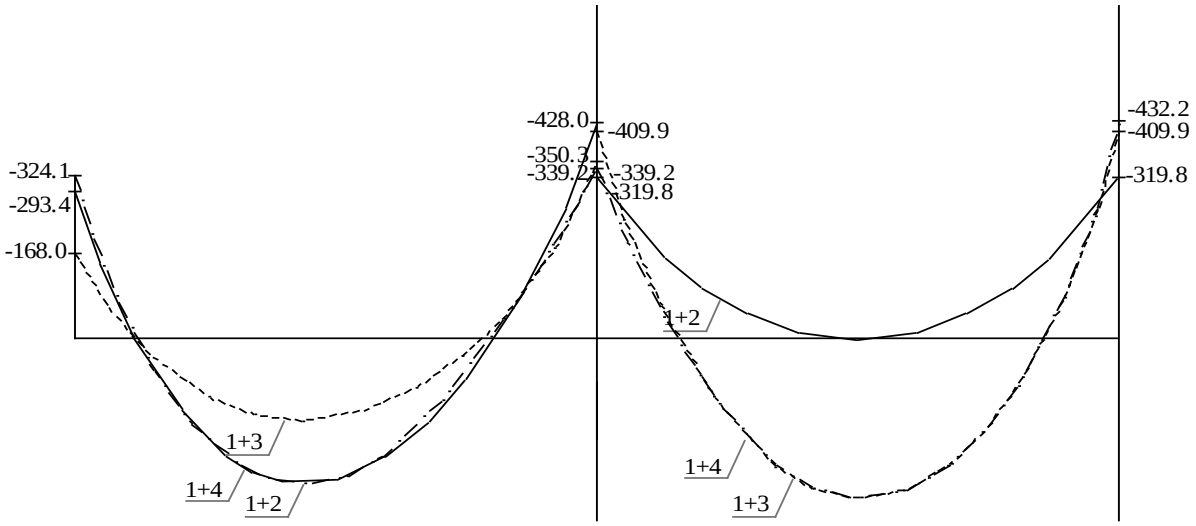


Рис. 2.3 - Перераспределение моментов

Перераспределение моментов под влиянием образования пластических шарниров в ригеле. Сущность метода заключается в уменьшении опорного момента по схеме загружения 1+4. К эпюре 1+4 добавляют выравнивающую эпюру для того чтобы уравнялись опорные моменты M_{21} и M_{23} для удобства армирования опорного узла.

Ординаты выравнивающей эпюры моментов $\Delta Ì_{21} = 0,3 \cdot 484.5 = 145.3 Êí \cdot ì$

Пролетные моменты после перераспределения 1+4 могут превысить значения 1+2 и 1+3 тогда они будут расчетными.

Опорные моменты ригеля по грани колонны

Опорный момент по грани средней колонны слева $M_{(21)1}$ по схеме 1+2

$Ì_{(21)1} = Ì_{21} - Q_2 \cdot h_{col} / 2$

$Q_2 = (g+v)l/2 - (M_{21} - M_{12})/l = 79.33 \cdot 8.0/2 - (-428 + 293.4)/8.0 = 334.1 Êí$

$Ì_{(21)1} = 428.0 - 334.1 \cdot 0,4/2 = -361.2 Êí \cdot ì$

Опорный момент по грани средней колонны слева $M_{(21)1}$ по схеме 1+4

$Q_2 = (g+v)l/2 - (M_{21} - M_{12})/l = 79.33 \cdot 8.0/2 - (-339.2 + 324.1)/8.0 = 319.2 Êí$

$Ì_{(21)1} = 339.2 - 319.2 \cdot 0,4/2 = -275.36 Êí \cdot ì$

Опорный момент по грани средней колонны слева $M_{(21)1}$ по схеме 1+3

$Q_2 = (g+v)l/2 - (M_{21} - M_{12})/l = 79.33 \cdot 8.0/2 - (-350.3 + 168.0)/8.0 = 340.1 Êí$

$Ì_{(21)1} = 350.3 - 340.1 \cdot 0,4/2 = -282.3 Êí \cdot ì$

Для расчета опорный момент по грани колонны примем $Ì_{(21)1} = -361.2 Êí \cdot ì$

Поперечные силы ригеля:

На средней опоре слева по 1+4

$Q_2 = 79.33 \cdot 8.0/2 - (-324.1 - 339.2)/8.0 = 319.2 Êí$

На средней опоре справа по 1+4

$Q_2 = 79.33 \cdot 8.0/2 - (-339.2 + 432.2)/8.0 = 305.7 Êí$

Характеристики материалов ригеля:

Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие В25. $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$. Начальный модуль упругости $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа. – при естественном твердении.

Арматура:

- продольная ненапрягаемая класса А-III, $R_s = 365$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа
- поперечная ненапрягаемая класса Вр-I, $R_s = 410$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа, $E_s = 17 \cdot 10^4$ МПа

2.1.3.2 Расчет прочности ригеля по нормальному сечению

Определяем высоту сечения ригеля по опорному моменту

Задаемся $\xi = 0,35$ тогда $\alpha_m = 0.289$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = = \sqrt{\frac{361.2 \cdot 10^5}{0,289 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 14.5 \cdot 100}} = 48.93 \text{ ñì}$$ – рабочая высота (2,11)

сечения ригеля;

Где $h = h_0 + a = 48.93 + 4 = 52.93$ ñì .Примем 60 см.

М – изгибающий момент ригеля

α_m - коэффициент условий работы (зависит от марки бетона и геометр. характеристик сечения)

R_b - Расчетное сопротивление бетона сжатию

b - ширина сечения балки

Произведем подбор сечений арматуры в расчетных сечениях ригеля.

1) Сечение в первом пролете (крайнем) М=275.7 кН·м; $h_0 = 54$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{275.7 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 40(100) \cdot 54^2} = 0.18 \qquad (2,12)$$

по табл. III.1. находим $\varsigma = 0.9$

$$A_s = \frac{275.7 \cdot 10^5}{365 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 54} = 15.54 \text{ см}^2. \qquad (2,12)$$

Принимаем 6∅20 А-III с $A_s = 18.85$ см^2.

2) Сечение во втором пролете: М=224,7 кНм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{224.7 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 40(100) \cdot 54^2} = 0.147$$

по табл. III.1. находим $\varsigma = 0.92$

$$A_s = \frac{224.7 \cdot 10^5}{365 \cdot 100 \cdot 0.92 \cdot 54} = 12.4 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6∅18 А-III с 15,27 см^2.

3) Сечение на средней опоре $\grave{I} = 361.2 \hat{E}\acute{i} \cdot \grave{i}$ $h_0 = h - a = 60 - 6 = 54\tilde{n}\grave{i}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{361.2 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 40(100) \cdot 54^2} = 0.237$$

по табл. III.1. находим $\varsigma = 0.865$

$$A_s = \frac{361.2 \cdot 10^5}{365 \cdot 100 \cdot 0.865 \cdot 54} = 21.18 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6∅25 А-III с $A_s = 29.45$ см^2.

В первом и во втором пролете в верхней части сечения ригеля принимаем конструктивно арматуру 3∅25А-III с $A_s = 14.73$ см^2.

2.1.3.3 Расчет прочности ригеля по наклонному сечению.

На средней опоре поперечная сила Q=319,2 кН. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось по формуле

$$\hat{A} = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2; \qquad (2,13)$$

здесь $\varphi_f = \varphi_n = 0.$

R_{bt} - Расчетное сопротивление бетона растяжению

b -ширина сечения

h_0 - Рабочая высота сечения

$\hat{A} = 2 \cdot 0.9 \cdot 1.05 \cdot 40 \cdot 54^2 (100) = 220.4 \cdot 10^5 \acute{I} \ / \tilde{n}\grave{i}$ (2,14)

В наклонном расчетном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, отсюда

$c = B/(0.5 \cdot Q) = (220.4 \cdot 10^5)/0.5 \cdot 319200 = 138.1 c\grave{i}$. (2,15)

Условие $\tilde{n} = 138.1 > 2h_0 = 2 \cdot 54 = 108 \tilde{n}\grave{i}$

- следовательно, условие удовлетворяется.

Вычисляем: $Q_{sw} = Q/2 = 319200/2 = 159600 \acute{I}$; (2,16)

$q_{sw} = Q_{sw}/c = 159600/108 = 1478 \acute{I} \ / \tilde{n}\grave{i}$ (2,17)

Диаметр поперечных стержней устанавливается из условия сварки с продольной арматурой диаметром d=25 мм и принимается равным $d_{sw} = 8\,мм$, с площадью $A_{sw} = 0.503\,см^2$. Арматуру для поперечных стержней примем А-III.

При классе А-III Ф8 мм. $R_{sw} = 365$ МПа, вводится коэффициент условий работы $\gamma_{s2} = 0,9$, и тогда $R_{sw} = 328 \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a}$. Число каркасов 3, при этом $A_{sw} = 3 \cdot 0.395 = 1.18\ \tilde{n}\grave{i}^{\ 2}$

Шаг поперечных стержней $s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 328 \cdot 1.18(100)/1478 = 26.18 \tilde{n}\grave{i}$ принимаем шаг $S \le \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20.0 \tilde{n}\grave{i}$, отсюда S=20 см. На всех приопорных участках длиной l/4 принимаем S=20см, в средней части пролета шаг $S \le \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 60}{4} = 45\,\tilde{n}\grave{i}$. Примем 40 см.

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами:

$\mu_w = A_{sw}/bs = 1.18/40 \cdot 20 = 0.00147$ (2,18)

$v = E_s / E_b = 200000/27000 = 7.4$ (2,19)

$\varphi_{w1} = 1 + 5v\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 0.00147 \cdot 7.4 = 1.054$ (2,20)

$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 R_b = 1 - 0.01 \cdot 14,5 \cdot 0.9 = 0.87$ (2,21)

$Q = 319200 \acute{I} \ \le 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1.054 \cdot 0.87 \cdot 14,5 \cdot 40 \cdot 54 \cdot 0.9 \cdot 100 = 775435 H$ (2,22)

Условие удовлетворяется.

Вывод: Принятое поперечное армирование сечения «На всех приопорных участках длиной l/4 принимаем S=20см, в средней части пролета шаг $S \le \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 60}{4} = 45$ ñì . Примем 40 см. Поперечная арматура - $d_{sw} = 8$ *мм*» достаточно.

2.2 Безбалочное монолитное перекрытие

2.2.1 Расчетная схема и нагрузки

Каркас здания образован монолитными колоннами жестко сопряженными с диском перекрытия и в данном случае с условными ригелями, являющимися частью плит перекрытия.

Таким образом, для расчета плиты выделяем две полосы опорную шириной 3.0 м и пролетную размерами 5,0х4,0 м. Для расчета примем ячейку плиты перекрытия с самыми большими размерами. Размеры в осях 7,0х8,0 м.

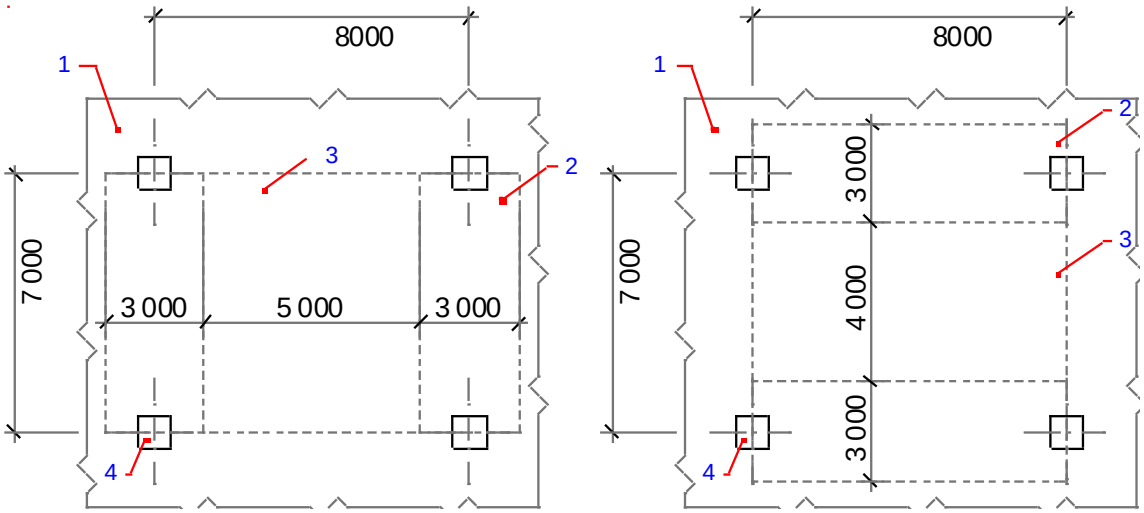


Рис. 2.4– Расчетная схема монолитной плиты:

1-монолитная плита; 2-опорная полоса плиты; 3-пролетная полоса плиты; 4-колонна.

Вычислим расчетную нагрузку на 1м длины условного ригеля.

Постоянная нагрузка с учетом коэффициента надежности по назначению здания для II уровня ответственности $\gamma_n = 1.0$

$$q = 11160 \cdot 1.0 \cdot 3.0 = 33.48 кНм.$$

Нагрузки на 1 м^2 перекрытия -Таблица 2.3

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м^2
От перекрытия:			
покрытие пола – плитка керамогранитная $\delta = 14\ мм = 0.014 м,\quad \rho = 24000\ Н/м^3$;	336	1,1	370
цементный раствор $\delta = 40\ мм = 0.04 м,\quad \rho = 20000\ Н/м^3$;	800	1.3	1040
монолитная плита $\delta = 300\ мм = 0.3 м,\quad \rho = 25000\ Н/м^3$.	7500	1,3	9750
Итого	8636		11160
Временная нагрузка	*4000*	*1.2*	4800
длительная	2600	*1.2*	3120
кратковременная	1400	*1.2*	1680
Итого полная нагрузка	12636		15960

Временная с учетом $\gamma_n = 1.0$

$v = 4.8 \cdot 1.0 \cdot 3.0 = 14.4 кНм;$

- длительная $3.36 \cdot 1.0 \cdot 3.0 = 10.08 кНм;$

- кратковременная $1.44 \cdot 1.0 \cdot 3.0 = 4.32 кНм.$

Полная нагрузка

$q + v = 33.48 + 14.4 = 47.88 кНм.$

Полная нормативная

$q + v = 12.636 \cdot 1.0 \cdot 3.0 = 37.91 кНм.$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях условного ригеля

- межколонная плита

$$M = \frac{(q+v)l^2}{8}, \qquad (2.23)$$

где q - постоянная расчетная нагрузка, $кН/м$;

ν - временная нагрузка, $H/м^2$;

l - расчетный пролет плиты, $м$.

$$M = \frac{47.88 \cdot 7.4^2}{8} = 327.74 кНм.$$

В середине пролета

$$M_{пр} = \frac{M}{2} = 327.74/2 = 163.87 кНм \qquad (2,24)$$

На опоре

$$M_{оп} = \frac{M}{2} = 327.4/2 = 163.87 кНм$$

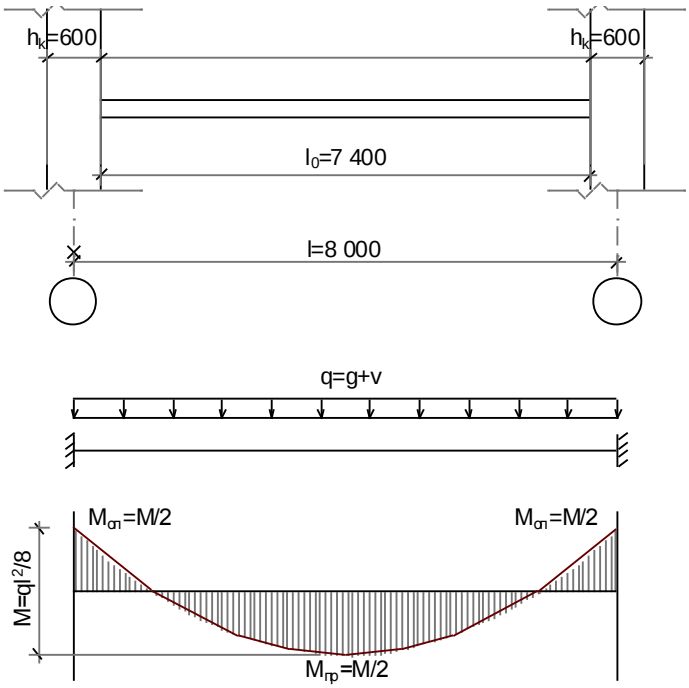


Рис. 2.5 – Усилия в плите.

- пролетная плита

За счет монолитного соединения, изгибающие моменты пролетной плиты составят около 60% изгибающих моментов опорной плиты.

На опоре и в середине пролета

$$M' = 0.6 \cdot 163.87 = 98.3 кНм. \qquad (2,25)$$

2.2.2 Характеристики прочности бетона и арматуры

Бетон класса В25 с расчетным сопротивлением $R_b = 14.5 МПа$. Арматура продольная класса А-III с $R_s = 365 МПа$.

2.2.3 Расчет условного ригеля по нормальным сечениям

Сечение в пролете и на опоре при $M = 163.87 кНм$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \qquad (2.26)$$

где M - изгибающий момент в сечении, $H \cdot см$;

b - расчетная ширина плиты, $см$;

h_0 - расчетная высота сечения, $см$.

$h_0 = 30 - 3 = 27 см$

$$\alpha_m = \frac{16387000}{0.9 \cdot 14.5 \cdot 300 \cdot 27^2 \cdot 100} = 0.057.$$

По таблице III.1 [4] определяем $\zeta = 0.97$, тогда площадь продольной арматуры определится по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0},$$

$$A_s = \frac{16387000}{365 \cdot 0.97 \cdot 27 \cdot 100} = 17.14 см^2.$$

Принимаем $15\varnothing 14\ A - III$ с $A_s = 23.1 см^2$.

Арматуру назначаем с шагом 200 мм. Для полосы шириной 300 см – 15 стержней .

Сечение в среднем пролете и на опоре плиты при $M' = 98.3 кНм$

$$\alpha_m = \frac{9830000}{0.9 \cdot 14.5 \cdot 400 \cdot 27^2 \cdot 100} = 0.025.$$

$\zeta = 0.987$, тогда площадь продольной арматуры определится по формуле

$$A_s = \frac{9830000}{365 \cdot 0.987 \cdot 27 \cdot 100} = 10.1 см^2.$$

Принимаем $20\varnothing 10\ A-III\ c\ A_s = 15.7 см^2$. Арматуру назначаем с шагом 200 мм. Для полосы шириной 400 см –20 стержней.

2.2.4 Расчет узла сопряжения условного ригель с колонной

Расчет на продавливание плит безбалочного перекрытия, в зоне примыкания к монолитной колонны, без поперечного армирования должен производится из условия

$$Q \le Q_b = \alpha \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0, \qquad (2.27)$$

где Q - продавливающая сила, реакция на колонну от плиты $кН$;

α - коэффициент, зависящий от вида бетона, для тяжелого бетона $\alpha = 1$;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, $МПа$;

U_m- среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения плиты, $мм$;

h_0- рабочая высота сечения условного ригеля, $мм$.

В месте сопряжения плиты и ригеля выполним капитель высотой сечения 300 мм шириной больше зоны расположения каркасов.

Определим средний периметр пирамиды продавливания

$$U_m = 2(a + b + 2h_0), \qquad (2.28)$$

где $a\ и\ b$ - соответственно ширина и высота сечения колонны, $мм$.

$$U_m = 2(600 + 600 + 2 \cdot 270) = 3480 мм.$$

Определим продавливающую силу

$$Q = (q + v)l^2, \qquad (2.29)$$

$$Q = 15.96 \cdot 1.0 \cdot 7.0 \cdot 8.0 = 893.76 кН > 0.8 \cdot 1.05 \cdot 27 \cdot 3480 = 789.2 кН$$

Условие не соблюдается, следовательно, необходимо в пределах пирамиды продавливания установить поперечное армирование

Устанавливаем по 2 каркаса в двух взаимно перпендикулярных направлениях из арматуры стержней класса А-II диаметром 10мм с шагом

60мм. Сумма всех хомутов в зоне продавливания равна $2(4\cdot 2)=16шт,\quad \sum A_{sw}=0.785\cdot 16=12.56см^2=1256мм^2$.

Производим проверку на продавливание в зоне пирамиды продавливания плиты с поперечным армированием.

$$Q_{sw}=225\sum A_{sw}\,, \tag{2.30}$$

$$Q_{sw}=\frac{225\cdot 1256}{1000}=282.6кН\,.$$

$$Q=Q_b+0.8Q_{sw}, \tag{2.31}$$

$$Q=789.2+282.6\cdot 0.8=1015.3кН\geq Q=893.76кН.$$

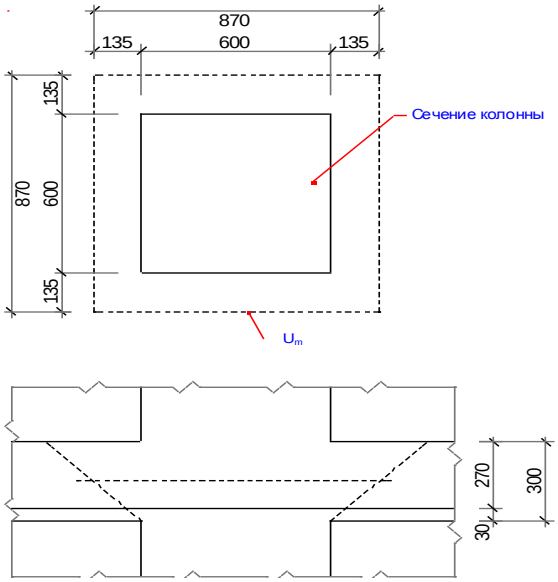


Рис.2.6 – Участок примыкания плиты к колонне средних рядов

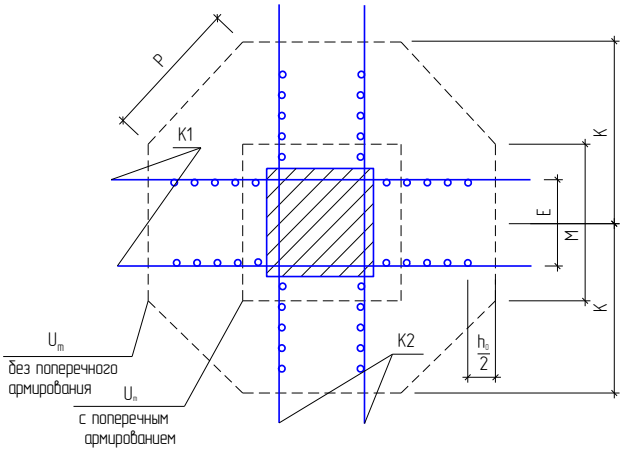


Рис. 2.7 – План размещения каркасов поперечного армирования

2.2.5 Расчет прогиба плиты приближенным методом.

Необходимо соблюдение условия

$$f \le f_{lim}, \qquad (2.32)$$

где f_{lim} - предельный прогиб, для покрытия с плоским потолком $f_{lim} = 3см$,

Проверим условие

$$\frac{l}{h_0} + \frac{18h_0}{l} \le \lambda_{min}, \qquad (2.33)$$

где λ_{min} - коэффициент, зависящий от $\mu\alpha = 0.07$, определяется по таблице

Таким образом, $\lambda_{\min} = 35$ при $\varphi_f = 1, \mu\alpha = 0.03$, тогда

$$\frac{800}{22} + \frac{18 \cdot 27}{800} = 34.9 \le 35.$$

Следовательно, расчет прогибов не требуется.

2.2.6 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Данный расчет производим для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин.

$$M \le M_{crc}, \qquad (2.34)$$

где M - изгибающий момент от полной нормативной нагрузки,

$$M_{on} = \frac{37.91 \cdot 8.0^2}{16} = 151.64 кНм.;$$

M_{crc}-момент образования трещин, *кНм*.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}, \qquad (2.35)$$

где $R_{bt,ser}$ - нормативное сопротивление бетона при растяжении, $R_{bt,ser} = 1.6 МПа$;

W_{pl} - упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне, *см*^{3}.

$$W_{pl} = b(h - x) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6}\right) + 2\nu A_s \left(h_0 - \frac{x}{3}\right), \qquad (2.36)$$

где x - высота сжатой зоны бетона, *см*;

ν - коэффициент, отношения модулей упругости, $\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200 \cdot 10^3}{30 \cdot 10^3} = 6.67$;

$$\xi = \frac{x}{h}; \quad (2.37)$$

$$\xi = 1 - \frac{1}{2(1+\nu\mu)}; \quad (2.38)$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh}. \quad (2.39)$$

Подставим (2.24) и (2.25) в выражение (2.23), получим

$$x = h - \frac{h}{2\left(1 + \frac{\nu A_s}{bh}\right)}; \quad (2.40)$$

$$x = 25 - \frac{25}{2\left(1 + \frac{6.67 \cdot 23.1}{800 \cdot 25}\right)} = 12.59 см.$$

Тогда имеем

$$W_{pl} = 80(30 - 12.59) \cdot \left(\frac{30}{2} + \frac{12.59}{6}\right) + 2 \cdot 6.67 \cdot 23.1\left(27 - \frac{12.59}{3}\right) = 30843.8 см^3,$$

$$M_{crc} = 1.6 \cdot 100 \cdot 30843.8 = 493.5 кНм \geq 151.64 кНм.$$

Трещины не образуются, Расчет произведен для сечения с наибольшим моментом

2.3 Расчет сечений колонны рамы

2.3.1 Характеристики бетона и арматуры

Бетон тяжелый класса В25, расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 14.5\ МПа$, арматура из стали класса А-III, расчетное сопротивление арматуры сжатию $R_{cs} = 365\ МПа$, $\gamma_{b2} = 0.9$ - коэффициент условий работы бетона.

2.3.2 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси колонн цокольного этажа главного корпуса

Для сбора нагрузок на колонну используем таблицу 2.4.

Расчетная длина колонн $l_0 = 3.9\,м$. Грузовая площадь на колонну К-1 равна $S = 6.05 \cdot 8.0 = 48.4 м^2$.

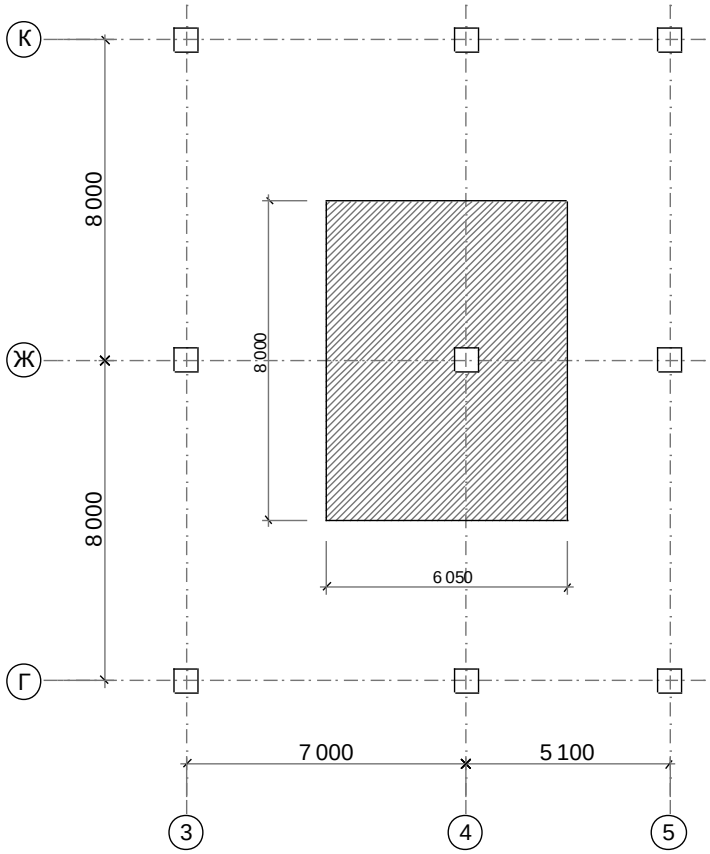


Рис. 2.8- Сечение колонны 600х600 мм

Расчетная нагрузки на 1м^2 - Таблица 2.4

Виды нагрузки	Продольная сила	
	полная, Н/м^2	в том числе длительная, Н/м^2
Постоянная от веса: Перекрытий (8 этажей) и покрытия	7910*8+8100= =71 380	71 380
Временная от перекрытий	4800*8=38400	3120*8=24960
Снеговая	800	560
Итого	110580	96900

$$q = 110580 \cdot 48.4 = 5352.0 кН;$$

$$q_{ld} = 96900 \cdot 48.4 = 4690.0 кН.$$

Собственный расчетный вес колонны на один этаж составит

$$G = b \cdot h \cdot H_f \cdot \rho \cdot \gamma_f,$$

где b, h - соответственно ширина и высота сечения колонны, $м$;

H_f - высота этажа, $м$;

ρ - плотность железобетона, $25000\ Н/м^3$;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке.

$G_1 = 0.6 \cdot 0.6 \cdot 3.9 \cdot 25 \cdot 1.1 + 0.6 \cdot 0.6 \cdot 4.5 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 4 + 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3.6 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 3 + 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.1 \cdot 25 \cdot 1.1 = 38.61 + 178.2 + 74.25 + 9.24 = 300.3 кН;$

Тогда нагрузка на колонну составит

$$N = 5325.0 + 300.3 = 5625.3 кН;$$

$$N_{ld} = 4690.0 + 300.3 = 4990.3 кН;$$

Определение моментов колонны от расчетных нагрузок.

При действии длительных нагрузок:

$$M_{21} = (\alpha \cdot g + \beta \cdot u) \cdot l^2$$

$$M_{21} = -(0.093 \cdot 51.73 + 0.068 \cdot 18.87)8.0^2 = -390 кНм.$$

$$M_{23} = -(0.087 \cdot 51.73 + 0.018 \cdot 18.87)8.0^2 = -309.8 кНм.$$

При действии полных нагрузок:

$$M_{21} = -390 - 0.068 \cdot 10.16 \cdot 8.0^2 = -434.2 кНм.$$

$$M_{23} = -309.8 - 0.018 \cdot 10.16 \cdot 8.0^2 = -321.5 кНм.$$

Определенные значения моментов могут отличаться от значений рассчитанных для балки так как производились вручную аналитическим методом (машинные расчеты имеют более высокую точность) и и служат только для определения изгибающих моментов колонны.

Разность абсолютных значений в узлах рамы при действии длительных нагрузок:

$$M = 390.0 - 309.80 = 80.2 кНм$$

При действии полной нагрузки:

$$M = 434.2 - 321.5 = 112.7 кНм$$

Изгибающий момент колонны от длительных нагрузок:

$$M_{id} = 80.2 \cdot 0.6 = 48.12 кНм$$

Изгибающий момент колонны от полной нагрузки:

$$M = 112.7 \cdot 0.6 = 67.62 кНм$$

2.3.3 Определение площади сечения арматуры

Вычисляем вспомогательные величины и коэффициенты

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad (2.41)$$

$$\alpha = \frac{200}{30} = 6.67 \quad (2.42)$$

эксцентриситет, $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6762}{5625.3} = 1.2 см$ (2.43)

Найдем значение моментов в сечении относительно оси, проходящей через центр тяжести наименее сжатой (растянутой) арматуры.

При длительной нагрузке:

$M_{1ld} = M_{ld} + N_{ld}(h/2 - a) = 48.12 + 4990.3 \cdot 0,26 = 1345,6$ кН·м.

При полной нагрузке:

$M_1 = 67.62 + 5625.3 \cdot 0,26 = 1530.2$ кН·м.

Отношение l_0/r = 390/17.34 = 22.5 > 14 – следует учитывать влияние прогиба колонны, где r = 0,289h = $0,289 \cdot 60 = 17.34$ см – радиус ядра сечения.

Критическую продольную силу при прямоугольном сечении с симметричным армированием $A_s = A_s'$ (без предварительного напряжения) с учетом того, что

$I_b = r^2A$, $I_s = \mu_1 A(h/2 - a)^2$, $\mu_1 = 2A_s/A$ определим по формуле:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_bA}{l_0^2}\left[\frac{r^2}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\delta}+0,1\right)+\nu\mu_1\left(\frac{h}{2}-a\right)^2\right] \quad (2.44)$$

Расчетная длина колонн многоэтажных зданий при жестком соединении ригелей с колоннами в сборных перекрытиях принимается равной высоте этажа $l_0 = l = 3.9$ м.

Для тяжелого бетона $\varphi_l = 1 + M_{1ld}/ M_1 = 1 + 1345.6/1530.2 = 1,88$.

Значение $\delta = e_0/h = 1.2/60 = 0,02 < \delta_{min} = 0,5 + 0,01\ l_0/h - 0,01R_b = 0,5+0,01\cdot 390/60 - 0,01\cdot 14,5 = 0,42$. Принимаем $\delta = 0,42$.

Отношение модулей упругости $\nu = E_s/E_b = 200000/30000 = 6,67$.

Задаемся коэффициентом армирования $\mu_1 = 2A_s/A = 0,020$ и вычисляем критическую силу:

$$N_{cr} = \frac{6,4\cdot 30000\cdot 60\cdot 60}{390^2}\left[\frac{17.34^2}{1,88}\left(\frac{0,11}{0,1+0,42}+0,1\right)+6.67\cdot 0,020\cdot 26^2\right] = 626213 \text{ кН}.$$

Вычисляем коэффициент η по формуле:

$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 5625.3 /626213) = 1,001$

Значение $e = e_0\ \eta + h/2 - a = 1.2*1,001 + 60/2 - 4 = 27.2$ см.

Определяем граничную высоту сжатой зоны по формуле:

$\xi_y = \omega/[1 + (\sigma_{s1}/ \sigma_{s2})(1 - \omega/1,1)] = 0,745/[1 + (365/500)(1 - 0,745/1,1)] = 0,6$, здесь $\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008\cdot 0,9\cdot 14,5 = 0,745$

Вычисляем:

$$\bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{5625300}{0,9\cdot 14,5\cdot 60\cdot 56\cdot 100} = 1.28 > \xi_y = 0,6;$$

$$\xi = \frac{\bar{n}(1-\xi_y)+2\alpha\xi_y}{1-\xi_y+2\alpha},$$

где $\alpha = \dfrac{\bar{n}(e/h_0 - 1 + \bar{n}/2)}{1-\delta'}$;

$\delta' = a/h_0 = 4/56 = 0{,}07$

$$\alpha = \frac{1.28(27.2/56 - 1 + 1.28/2)}{1 - 0{,}07} = 0.17 > 0$$

$$\xi = \frac{1.28(1 - 0.6) + 2 \cdot 0.17 \cdot 0.6}{1 - 0.6 + 2 \cdot 0.17} = 0.96 > \xi_y = 0{,}6.$$

Определяем площадь арматуры по формуле:

$$A_s = A_s' = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e/h_0 - \xi/\bar{n}(1 - \xi/2)}{1 - \delta'} = \frac{5625300}{365 \cdot 100} \cdot \frac{27.2/56 - (0{,}96/1.28)(1 - 0{,}96/2)}{1 - 0{,}11} =$$

$=44.28$ см^2.

Принимаем 6∅32 AIII с $A_s = 48.26$ см^2 $\mu_1 = 2 \cdot 48.26/60 \cdot 60 = 0{,}0268$.

2.4 Расчет наружной монолитной стены

Расчет стены производим как центрально сжатого элемента при действии горизонтальной (давление грунта) и вертикальной (нагрузка от покрытия) нагрузок.

Нагрузка от покрытия принимается по таблице 2.2.

Размер сечения наружной стены 500×1000 *мм*.(для расчета выделяем участок шириной 1 м)

2.4.1 Характеристики прочности бетона и арматуры

Бетон класса В25, призменная прочность $R_b = 14.5$ *МПа*, прочность при осевом растяжении $R_{bt} = 1.05$ *МПа*. Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0.9$.

Арматура рабочая стержневая класса А-III с $R_s = 365$ *МПа*. Хомуты класса А-I.

2.4.2 Расчетные усилия

Грузовая площадь от перекрытия на стену

$A = 0.5 \cdot 8.0 = 4.0\ м.$

Постоянная нагрузка от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1.0$

$1.0 \cdot 4.0 \cdot 7.91 = 31.64 кН.$

Нагрузка от собственного веса стены

$1.1 \cdot 0.5 \cdot 3.9 \cdot 25 = 53.6\ кН.$

Постоянная нагрузка на наружную стену

$31.64 + 53.6 = 85.24\ кН.$

Временная нагрузка, приходящаяся на наружную стену с перекрытия

$1.0 \cdot 4.8 \cdot 4.0 = 19.2\ кН.$

Нормальная сила в стене на уровне пола подвала составит

$N = 85.24 + 19.2 = 104.44\ кН.$

Равнодействующая горизонтального давления грунта

$$H = 0.5\gamma \cdot h^2 tg^2\left(45^0 - 0.5\varphi\right)\gamma_f, \qquad (2.45)$$

где γ - плотность грунта, $Н/м^3$;

h - высота стены, $м$;

φ - угол естественного откоса грунта, $30^0 - 45^0$;

γ_f - коэффициент надежности по горизонтальному давлению на стену, $\gamma_f = 1.2$.

$$H = 0.5 \cdot 20 \cdot 3.9^2 tg^2\left(45^0 - 0.5 \cdot 34^0\right) \cdot 1.2 = 51.6\ кН.$$

2.4.3 Расчет прочности стены на вертикальную нагрузку

Определяем площадь сечения арматуры при симметричном армировании

$$A_s = A_s' = N / \eta \cdot \varphi \cdot R_{sc} - A \cdot R_b / R_{sc}, \qquad (2.46)$$

где N - нормальная сила в стене, $кН$;

η - коэффициент условия работы, $\eta = 1$;

φ - коэффициент, учитывающий длительность загружения, гибкость и характер армирования элемента, $\varphi = \eta = 1$;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию, $МПа$;

A - площадь сечения элемента, $см^2$.

$$A_s = A_s' = {104440}/{1 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 100} - {5000 \cdot 14.5}/{365 \cdot 100} = 0.875.$$

Площадь арматуры $A_s = A_s'$ по конструктивным соображениям

$$A_s = 0.002bh = 0.002 \cdot 100 \cdot 47 = 9.4\, см^2.$$

Принимаем $10\varnothing 12\ A-III$ с $A_s = 11.31\, см^2$ с шагом $s = 100\ мм$. Хомуты ставим из условия свариваемости $\varnothing 6\ A-I$ с шагом $s = 300\ мм$.

Монолитная стена армируется как сжаты элемент сварным каркасом.

2.4.4 Расчет прочности стены на горизонтальную нагрузку

Определяем момент от действия равнодействующей давления грунта

$$M = {h}/{3} \cdot H, \qquad (2.47)$$

$$M = {3.9}/{3} \cdot 51.6 = 67.08\, кН \cdot м.$$

Определяем коэффициент α_m по формуле (2.3)

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{6708000}{0.9 \cdot 14.5 \cdot 100 \cdot 47^2 \cdot 100} = 0.023.$$

По таблице III.1 [7] определяем $\zeta = 0.99$, тогда площадь продольной арматуры определится по формуле (2.4)

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6708000}{365 \cdot 0.99 \cdot 47 \cdot 100} = 4.0\, см^2.$$

Принимаем $10\varnothing 8\ A-III$ с $A_s = 5.03\, см^2$ с шагом $s = 200\ мм$.

Монолитная стена армируется дополнительно сварной сеткой с защитным слоем бетона 3 см.

2.5 Расчет монолитного центрально нагруженного фундамента

В дипломном проекте подлежит расчету железобетонный фундамент под колонну среднего ряда. Бетон фундамента класса В25, арматура нижней сетки из стали класса А-III, конструктивная арматура Вр-I. Условное расчетное сопротивление основания R_0=0.45 МПа. Средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах $\gamma_{mf} = 20\left(кН / м^3\right)$.

Расчетные характеристики материалов:

Бетон тяжелый класса В25, расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 14.5\ МПа$, арматура из стали класса А-III, расчетное сопротивление арматуры сжатию $R_{cs} = 365\ МПа,$ $\gamma_{b2} = 0.9$ - коэффициент условий работы бетона.

Расчетная нагрузка на фундамент от колонны

N=5625,3

Сечение колонны 60×60 (см).

Определяем нормативную нагрузку на фундамент:

$$N_n = \frac{N_i}{\gamma_f} = \frac{5625.3}{1.15} = 4891.0\left(\hat{e}\acute{I}\ \right),$$

где $\gamma_f = 1.15$ средний коэффициент надежности по нагрузке.

Определяем требуемую площадь подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{mf} \cdot H_f} = \frac{4891.0 \cdot 10^3}{0.45 \cdot 10^6 - 20 \cdot 1.2 \cdot 10^3} = 11.48\left(\grave{\imath}^{\ 2}\right) \qquad (2.48)$$

Размеры стороны квадратного в плане фундамента:

$$a = \sqrt{A_f} = \sqrt{11.48} = 3.38\left(\grave{\imath}\ \right)$$

Принимаем размер подошвы фундамента 3.6х3.6(м), кратно 300 (мм) с A_f= 12.96 ($м^2$).

Вычисляем наименьшую высоту фундамента из условия продавливания его колонной по поверхности пирамиды при действии расчетной нагрузки, используя нижеприведенную формулу:

$$h_{0.\min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N_1}{0.9 \cdot R_{bt} + p_{st}}} \quad ,$$

где $p_{st} = \frac{N_1}{A_f}$ - напряжение в основании фундамента от расчетной нагрузки.

$p_{st} = \frac{5625.3}{12.96} = 434.0\left(\hat{e}\acute{I} \ / \grave{\imath}^{\ 2}\right)$, следовательно,

$$h_{0.\min} = -\frac{0,4 + 0,4}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{5625.3}{0.9 \cdot 1,05 \cdot 10^3 + 434.0}} = 0.8\left(\grave{\imath}\ \right).$$

Полная минимальная высота фундамента составит

$H_{f.\min} = h_0 + a_b = 80 + 4 = 84\left(\tilde{n}\grave{\imath}\ \right)$, где a_b=4 (см) - толщина защитного слоя бетона.

Из конструктивных соображений, учитывая необходимость надежно закрепить стержни продольной арматуры при жесткой заделке колонны в фундаменте, высоту фундамента рекомендуется принять равной не менее:

$\lambda_{an} \cdot d + \delta = 24 \cdot 3.2 = 76.8\left(\tilde{n}\grave{\imath}\ \right)$,

$d_1 = 3.2\left(\tilde{n}\grave{\imath}\ \right)$ - диаметр продольных стержней колонны; $\delta = 5\left(\mathrm{kf}\right)$ - зазор между торцом колонны и дном стакана фундамента. Для бетона класса В25 постоянная длина анкеровки λ_{an} принимается равной 24.

Окончательно принимаем высоту фундамента $H_f = 150\left(\tilde{n}\grave{\imath}\ \right)$, число ступеней – три. Высоту ступеней принимаем из условия обеспечения бетоном достаточной прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении. Расчетные сечения 3-3 по грани колонны, 2-2 по грани верхней ступени, 1-1 по нижней границе пирамиды продавливания. Вычисляем минимальную рабочую высоту первой снизу ступени:

$$h_{01} = \frac{p_{sf} \cdot 0.5 \cdot \left(a - h_c - 2 \cdot h_0\right)}{\sqrt{k_2 \cdot R_{bt} \cdot p_{sf}}} = \frac{43.4 \cdot 0.5 \cdot \left(360 - 60 - 2 \cdot 146\right)}{\sqrt{2 \cdot 1,05 \cdot 0.9 \cdot \left(100\right) \cdot 43.4}} = 1.91\left(\tilde{n}\grave{\imath}\ \right)$$

Конструктивно принимаем h_1=50 (см).

Осуществляем проверку соответствия рабочей высоты нижней ступени фундамента $h_{01} = 50 - 4 = 46\,(\tilde{n}\grave{\imath})$. условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении 3-3.

$$Q = 0.5(a - h_{col} - 2h_0)\,p = 0.5(3.6 - 0.6 - 2 \cdot 1.46)434 = 27.77\kappa H$$

Определяем минимальное поперечное усилие Q_b, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где $\varphi_{b3} = 0.6$ - для тяжелого бетона;

$\varphi_f = 0$ - для плит сплошного сечения;

$\varphi_n = 0$ - так как отсутствуют продольные силы.

$$Q_b = 0.5 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 0.9 \cdot 1,05 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 46 = 217.35\,(\hat{e}\acute{I}).$$

Так как $Q = 27.77\,\hat{e}\acute{I} < Q_b = 217.35\,\hat{e}\acute{I}$, то условие прочности соблюдается. Размеры остальных ступеней фундамента принимаем так, чтобы внутренние грани ступеней не пересекали прямую, проведенную под углом 45^0 к грани колонны на отметке верха фундамента.

При подсчете арматуры для фундамента за расчетные принимают изгибающие моменты, соответствующие расположению уступов фундамента, как для консоли с защемленным концом.

$$M_1 = 0.125 \cdot p_{st} \cdot (a - h_{col})^2 \cdot b = 0.125 \cdot 434 \cdot (3.6 - 0.6)^2 \cdot 3.6 = 1757.7\,(\hat{e}\acute{I} \cdot \grave{\imath})$$

$$M_2 = 0.125 \cdot p_{st} \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0.125 \cdot 434 \cdot (3.6 - 1.6)^2 \cdot 3.6 = 781.2\,(\hat{e}\acute{I} \cdot \grave{\imath})$$

$$M_3 = 0.125 \cdot p_{st} \cdot (a - a_2)^2 \cdot b = 0.125 \cdot 434 \cdot (3.6 - 2.6)^2 \cdot 3.6 = 195.3\,(\hat{e}\acute{I} \cdot \grave{\imath})$$

Вычисляем необходимую площадь арматуры в сечениях фундамента в одном направлении

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{1757.7 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 146 \cdot 365 \cdot (100)} = 36.64\,(\tilde{n}\grave{\imath}^2)$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{781.2 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 96 \cdot 365 \cdot (100)} = 24.8\,(\tilde{n}\grave{\imath}^2)$$

$$A_{s3} = \frac{M_3}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{195.3 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 46 \cdot 365 \cdot (100)} = 12.92\,(\tilde{n}\grave{\imath}^2)$$

Принимаем нестандартную сетку из арматуры диаметром 18∅18(мм) А-III с ячейками 20×20 (см) с A_s=45.81 (см^2) в одном направлении.

Определяем процент армирования. $\mu = \frac{A_{s5}}{b_1 \cdot h_{05}} \cdot 100\% = \frac{45.81}{100 \cdot 146} \cdot 100\% = 0,313\%.$

Полученный результат больше $\mu_{\min} = 0.1\%$

3 Технология строительного производства

					08.03.01 ДО-574 12-2471-1405 2017. ПЗ . ВКР			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Меркулов			Торгово-офисное здание	Лит.	Лист	Листов
Консульт.		Машков						
Н. конр.		Минигарарева				ЮУрГУ «Базовая кафедра техники и технологии»		
Руководит.		Машков						
Зав. кафедр		Прохоров						

3 ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

3.1 Технологическая карта на возведение монолитного каркаса

3.1.1 Область применения

Технологическая карта разработана на возведение типового этажа в монолитном варианте жилого многоэтажного здания, поточным методом.

Каркас здания представляет собой монолитную систему, состоящую из наружных самонесущих кирпичных стен и внутренних монолитных рам. Монолитная рама образована колоннами и ригелями с диском перекрытий.

Наружные стены имеют толщину 380 мм

Колонны здания выполняются монолитными высотой на один этаж из бетона класса В25 с армированием по расчету. Сечение колонн с первого по шестой этажи принято 500х500мм. Стыковка колонн производится путем перевязки каркасов, длина перевязки составляет $l = 30d_s$.

Монолитное перекрытие толщиной 200 мм армируется вязаными каркасами в верхней и нижней зонах, а ткже дополнительной арматурой на приопорных участках.

Технологическая карта разработана для производства работ в тёплое время года. Работы производятся в 1 смену.

3.1.2 Технология и организация производства работ

Комплексный процесс возведения монолитных железобетонных конструкций состоит из технически связанных и последовательно выполняемых простых процессов:

- установка опалубки и лесов;
- монтаж арматуры;
- укладка и уплотнение бетонной смеси;
- уход за бетоном;
- распалубливание.

Сооружение разбито по высоте на ярусе (полностью этаж с перекрытиями), в плане на захватки (5 рабочих участков), при этом отклонения по трудоемкости каждого простого процесса менее 25%, что позволяет организовать поточное производство.

Монолитные железобетонные конструкции возводят непосредственно на строительной площадке в проектном положении, устанавливая арматуру и укладывая бетонную смесь в специально подготовленные формы – опалубку.

Возведение монолитных конструкций – сложный комплексный процесс, состоящий из заготовительных, транспортных и монтажно-укладочных процессов.

Заготовительные процессы включают в себя изготовление опалубки, заготовку арматуры, приготовление бетонной смеси. Их выполняют, как правило, на механизированных установках, в цехах.

Транспортные процессы заключаются в доставке опалубки, арматуры и бетонной смеси к объекту с использованием транспортных средств. Вопросы, связанные с выбором транспорта рассмотрены в организационной части проекта.

Монтажно-укладочные процессы выполняют непосредственно на строительной площадке и включают установку опалубки, монтаж арматуры, подачу бетонной смеси к месту укладки, укладку и уплотнение бетонной смеси, уход за бетоном во время твердения, распалубливание готовых конструкций и их отделку.

Наиболее трудоемкие – работы по установке опалубки. Удельная трудоемкость этих работ во всех трудовых затратах возведения монолитных железобетонных конструкций составляет до 50%.

Рассмотрим более подробно каждый из процессов.

Опалубочные работы должны выполняться в соответствии с требованиями СП и других нормативных документов.

Устанавливаем и демонтируем опалубку в соответствии с проектом производства работ и инструкцией по ее эксплуатации. Подача элементов опалубки осуществляется при помощи крана, а ее сборка выполняется в ручную. Обрезная доска скрепляется при помощи гвоздей.

По окончании монтажа проверяется правильность установки несущих и поддерживающих элементов.

Поверхность опалубки перед укладкой бетонной смеси смазывается специальным составом, уменьшающим ее сцепление с бетоном. Демонтируется опалубка в обратной последовательности при достижении бетоном распалубочной прочности. Способы снятия опалубки должны исключить возможность повреждения поверхности и целостности конструкции.

Выполнение опалубочных работ проводится в соответствии с проектом опалубочных работ.

Перед установкой опалубки необходимо установить маяки и нанести красной краской риски, указывающие положение рабочей плоскости щитов или положение поддерживающих элементов.

При монтаже опалубки необходимо контролировать, чтобы:

- она имела необходимую прочность, жесткость и неизменяемость форм под воздействием технологических нагрузок, а также малое сцепление с бетоном;

- обеспечивала заданную точность размеров конструкций. А также правильность положения сооружения в пространстве;

- ее конструкция обеспечивала возможность быстрой установки и разборки без повреждения бетона;

- не препятствовала удобству установки арматуры, укладки и уплотнения бетонной смеси;

- при сборке опалубки соблюдалась необходимая плотность в соединениях

- отдельных элементов;

- в ее конструкции предусматривались компенсаторы, уменьшающие температурные напряжения при прогреве бетона;

- крепление элементов опалубки производилось гвоздями;

- конструкция опалубки допускала демонтаж в процессе возведения сооружения, без повреждений бетона;

При контроле качества опалубки необходимо проверять, чтобы:

- не было утечки цементного молока через швы в опалубке;

- внутренние поверхности опалубки, боковые поверхности сердечников были смазаны известковым молоком, глиняным раствором или другими антиадгезионными составами, предотвращающими сцепление опалубки с бетоном и не оставляющими на нем пятен.

Приемка установленной опалубки должна производиться до укладки арматуры. Необходимо проверить правильность установки опалубки, в соответствии с проектом. При приемке опалубки следует проверить жесткость и неизменяемость всей системы в целом.

Смонтированная и подготовленная к бетонированию опалубка должна быть принята по акту. Для достижения высокого качества монолитных железобетонных конструкций необходимо вести непрерывное наблюдение за установкой опалубки. Контроль над состоянием опалубки должен осуществляться в процессе бетонирования [10]. При выявлении деформации или смещения опалубки бетонирование должно быть прекращено, элементы опалубки возвращены в проектное положение и при необходимости усилены.

Допустимые отклонения при устройстве опалубки - Таблица 3.1

№ п/п	Наименование допускаемых отклонений	Величина отклонения, мм.
1	По длине и ширине щитов и каркасов для них: а) на 1м б) на всю длину не более	 ±2 ±5
2	Отклонение кромок щитов от прямой линии: а) в плоскости щита б) плоскости щита	 0.5 0.1

Продолжение таблицы 3.1

1	2	3
3	Отклонения в расстояниях между опорами изгибаемых элементов опалубки: а) на 1м длинны б) на весь пролет не более	 ± 25 ± 75
4	Отклонения в расстояниях между опорами изгибаемых элементов опалубки: а) на 1м длинны б) на весь пролет не более	 ± 25 ± 75
5	Отклонение вертикали или от проектного наклона плоскостей опалубки и линий их пересечения: а) на 1м высоты б) на всю высоту конструкций	 5 20
6	Смещение осей опалубки от проектного положения	$1.1\sqrt{Z}$
7	Отклонение внутренних размеров поперечных сечений коробов опалубки	+5

Примечание - z – длина пролета или шага конструкций, м

Арматурные работы должны выполняться в соответствии с требованиями СП и других нормативных документов.

При армировании конструкции арматура к месту монтажа подается краном, а непосредственно монтаж бригадой арматурщиков.

Очень важно обеспечить проектное положение арматурных стержней. При этом особое влияние на долговечность железобетонных конструкций оказывает наличие защитного слоя арматуры в бетоне. Защитный слой бетона предохраняет арматуру от коррозии, повышая сроки ее службы. Проектное положение арматурных каркасов при монтаже обеспечивается правильной установкой подкладок.

Допускаемые отклонения в размерах зависят от толщины бетонируемого элемента, типа и диаметра применяемой арматуры.

Установленная арматура не должна изменять своей формы при бетонировании. Приемочная комиссия устанавливает качество выполненных

работ, а также надежность примененных фиксаторов и каркасов в целом, о чем составляют соответствующий акт.

Допустимые отклонения при устройстве арматуры - Таблица 3.2

№ п/п	Наименование допускаемых отклонений	Величина отклонения, мм.
1	Отклонения в расстояниях между отдельно установленными стержнями: а) для колонн и балок	± 10
2	Отклонения в расстояниях между рядами арматуры при армировании в несколько рядов по высоте : а) для плит и балок	± 10
3	Отклонение от проектной толщины защитного слоя бетона: а) при толщине защитного слоя св.20мм	+4; -5
4	Отклонение в расстояниях между распределительными стержнями в одном ряду	+25
5	Отклонения от вертикальности или горизонтальности хомутов	10
6	Отклонения в положении осей стержней в торцах сварных каркасов, стыкуемых на месте с другими каркасами при диаметре стержней: а) до 40 мм	± 5

Процесс бетонирования состоит из подготовительных, вспомогательных и основных операций.

Подготовительные операции. Приготовление бетонной смеси, проверка соответствия ее качества проектным указаниям. С помощью геодезических и мерных инструментов проверяется положение опалубки, арматуры и закладных деталей, наличие защитного слоя арматуры, устойчивость арматурных каркасов и элементов опалубки.

Вспомогательные операции. Арматура и закладные детали очищаются от грязи и от отслаивающейся ржавчины. Для предотвращения вытекания бетона используются герметичные резиновые прокладки, также возможно законопачивание швов опалубки. Распылителем, кистями или валиком наносятся специальные виды смазки на прилегающую к бетону поверхность опалубки для снижения сцепления с ней бетона и повышения качества лицевых поверхностей бетонируемой конструкции.

При подаче бетонной смеси следят за тем, чтобы смесь была однородной, тщательно перемешанной, фракция заполнителя была не более 40мм. В 1м^3 бетонной смеси в среднем должно быть не менее 300-350 кг. цемента. Не допускается попадания в нее инородных тел.

Основные операции. Укладывается смесь горизонтальными слоями одинаковой толщины без разрывов, с последовательным направлением укладки в одну сторону во всех слоях, в соответствии с указаниями проекта производства работ, при этом толщина каждого слоя должна быть не более глубины проработки вибратора.

Укладку и уплотнение бетонной смеси необходимо осуществлять в непрерывной последовательности, задержка в выполнении любой из этих операций приводит к предварительному схватыванию смеси, ухудшению физико-механических характеристик бетона и повышению трудозатрат.

Уплотнение бетонной смеси в вертикальных конструкций осуществляется глубинными вибраторами марки ИВ-59, в горизонтальных – поверхностными вибраторами.

По мере бетонирования внутренние вибраторы переставляют с одной позиции на другую в пределах 1.5-1.75 радиуса действия.

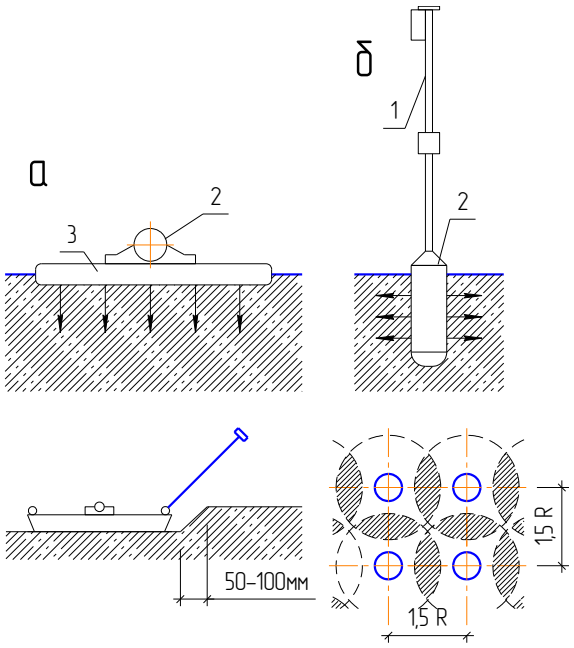


Рис. 3.1 – Схемы перестановки вибраторов:

а – глубинный вибратор; б – то же, поверхностный;

1 – штанга; 2 – корпус вибратора; 3 – рабочая площадка вибратора.

Поверхность рабочих швов, устраиваемых при укладке бетонной смеси с перерывами, должна быть перпендикулярна оси бетонируемых колонн и поверхности плит, стен. Возобновление бетонирования допускается производить по достижении бетоном прочности не менее 1.5 МПа. Рабочие швы по согласованию с проектной организацией допускается устраивать при бетонировании:

колонн – на отметке верха фундамента, низа прогонов, балок и низа капителей колонн;

плоских плит – в любом месте параллельно меньшей стороне плиты;

Требования к укладке и уплотнению бетонной смеси [9] приведены в таблице 3.3.

Требования к укладке и уплотнению бетонной смеси - Таблица 3.3

№ п/п	Наименование допускаемых отклонений	Величина параметра, м.
1	Высота свободного сбрасывания бетонной смеси в опалубку конструкции: а) колонн б) перекрытий	 5.0 1.0
2	Толщина укладываемых слоев бетонной смеси:	≤1.25длины

	а) при уплотнении смеси глубинными вибраторами б) при уплотнении смеси поверхностными вибраторами	рабочей части вибратора 0.25

Смеси с пластифицирующими добавками, обладающие высокой подвижностью и текучестью, хорошо проникают в пространство между арматурными стержнями и заполняют весь заданный объем бетонируемой конструкции.

Для оценки прочности бетона производятся опытные испытания над образцами, изготовленными из той же бетонной смеси.

В процессе укладки смеси наблюдают за состоянием опалубки, положением арматуры, крепежных элементов. При обнаружении их деформации или смещения от проектного положения прекращают процесс бетонирования и устраняют нарушения.

Минимальная температура укладываемой бетонной смеси составляет 5˚С.

В процессе бетонирования предусматривается уход за бетоном. Условия твердения могут быть различными и принимаемые меры должны быть разнообразны и действенны. В этот период должен поддерживаться необходимый температурно-влажностный режим, соблюдаться неизменяемость опалубки и поддерживающих ее конструкций, бетон необходимо предохранять от ударов, сотрясений и других вредных воздействий. В жаркую солнечную погоду при температуре воздуха более 15^0С первые трое суток бетон поливают через каждые три часа, затем до трех раз в сутки. Открытые поверхности защищают от солнца пленками, а во время дождя от попадания воды. После распалубливания конструкций исправляют обнаруженные дефекты и отделывают поверхность.

Движение людей по забетонированным конструкциям и установка опалубки вышележащих конструкций допускаются после достижения бето ном прочности не менее 1.5 МПа, в связи с чем, при изготовлении бетонной

смеси добавляется ПАВ – поверхностно активные вещества. Таким образом, бетон приобретает необходимую прочность через 7 дней.

Соблюдение технологического режима позволяет получить бетон требуемых физико-механических характеристик.

3.1.3 Контроль качества при бетонных работах

Перед укладкой бетонной смеси необходимо тщательно произвести детальную проверку мест укладки и составить соответствующие акты на осмотр и приемку: всех конструкций и их элементов, закрываемых в процессе последующего производства работ; правильности установки и закрепления опалубки и поддерживающих ее конструкций; армирования конструкций (правильность укладки арматуры, отчистка от ржавчины); производится проверка наличия пробок, а также выполнения мер по предохранению их от сцепления с бетоном; проверка наличия рабочих швов; проверка подбора бетонной смеси и ее соответствия требованиям СП 63.13330.2012.

Бетонная смесь доставляется непосредственно на строительную площадку автобетоносмесителем, при этом необходимо проверять качество бетона по крупности (фракция заполнителя была не более 40мм) и консистенции массы по результатам проведенных испытаний контрольных образцов. Отклонения от заданной подвижности допускаются в пределах 10 мм.

При укладке бетона в конструкцию следует соблюдать следующие правила

- требуется вести непрерывное наблюдение за состоянием опалубки;

- скорость заполнения опалубки по высоте должна соответствовать прочности и жесткости опалубки, воспринимающей давление свежеуложенного бетона;

- в жаркую солнечную погоду укладываемый бетон необходимо защищать от высыхания, а во время дождя от попадания воды;

- при обнаружившейся деформации или смещении опалубки, бетонирование должно быть прекращено, элементы опалубки возвращены в проектное положение и при необходимости усилены;

- процесс бетонирования конструкций должен быть отражен в журнале ухода за бетоном;

- высота свободного сбрасывания бетонной смеси в опалубку не должна превышать 1 м – для перекрытий, и 5м – для колонн.

Условия твердения могут быть различными и принимаемые меры должны быть разнообразны и действенны. В этот период должен поддерживаться необходимый температурно-влажностный режим, соблюдаться неизменяемость опалубки и поддерживающих ее конструкций, бетон необходимо предохранять от ударов, сотрясений и других вредных воздействий.

Распалубливание конструкции следует производить по достижению бетоном распалубочной прочности, обеспечивающей сохранность при распалубке кромок углов и боковых поверхностей конструкций. Допустимая прочность для колонн - 50кг/см^2, в перекрытиях – 100кг/см^2.

Контроль осуществляется на стадии приготовления бетона и в готовом состоянии. Проверяют его прочность, морозостойкость и водонепроницаемость на соответствие проектным решениям. На стадии приготовления и укладки бетонной смеси производят проверку ее подвижности на месте изготовления и укладки смеси не реже двух раз в смену при установившейся влажности заполнителей и погодных условиях и не реже чем через каждые 2 ч при изменяющихся погодных условиях и влажности заполнителей и при изменении состава бетона. Бетон должен проверяться на прочность при сжатии.

3.1.4 Техника безопасности

При производстве работ следует руководствоваться требованиями СНиП 12-04-2002 “ Безопасность труда в строительстве”.

Мероприятия по безопасному производству опалубочных, арматурных и бетонных работ разрабатываются в проекте производства работ и технологической карте.

Не допускается перемещение по смонтированной арматуре.

Оставлять без надзора машины, транспортные средства и другие средства механизации с работающим двигателям не допускается. При размещении и эксплуатации машин, транспортных средств должны быть приняты меры, предупреждающие их опрокидывание или самопроизвольное их перемещение под действием ветра, просадки грунта или уклона местности.

Работа автобетононасоса без выносных опор запрещается. Не допускается нахождение рабочих в зоне перемещения стрелы автобетононасоса.

Воспрещается на ходу бетоносмесителя помогать выгрузке смеси из барабана лопатой или другим инструментом. Бетонщики, работающие с вибраторами, обеспечиваются спецодеждой – резиновыми сапогами и перчатками. В процессе вибрирования бетонной смеси через каждые 30…35 минут вибратор выключают на 5…7 минут для охлаждения. Рукоять вибратора должна иметь исправный амортизатор.

Все части электросварочных установок, находящиеся под напряжением, должны быть закрыты кожухами. Все электромоторы, корпуса сварочных трансформаторов, генераторов и др. должны быть заземлены.

3.1.5 Выбор машин и механизмов для возведения типового этажа

Работы по возведению типового монолитного этажа на территории строительства осуществляются с помощью автобетононасоса С–284А на базе КамАЗ-53213.

Технические характеристики автобетононасоса С–284А -Таблица 3.4

№	Наименование показателя	ед. изм.	кол-во
1	Производительность по бетоноводу стрелы	$м^3/ч$	40
2	Максимальная крупность заполнителей	мм	100
3	Масса бетононасоса	кг	11930
4	Диаметр труб бетоновода в свету	мм	283
4	Вместимость приемной воронки	л	600

Основным процессом, по которому производится выбор ведущей машины комплекта и увязка выполнения остальных процессов, является бетонирование.

Для выбора автобетононасоса основными параметрами являются:

1. Возможность подачи бетонной смеси на необходимое расстояние.

2. Производительность.

При использовании в качестве ведущей машины автобетононасоса остаются немеханизированными транспортирование бетонной смеси.

На выбор способа транспортирования оказывает решающее значение дальность бетонного завода. При расстоянии транспортирования от 5 км целесообразно применение автобетоносмесителя

Характеристики автобетоносмесителя Сб-921-А - Таблица 3.5

№	Наименование показателя	ед. изм.	кол-во
1	Объем смесительного барабана при транспортировании готовой смеси	$м^3$	5
2	Объем смесительного барабана при приготовлении смеси	$м^3$	4
3	Время перемешивания	мин	15….20
4	Темп выгрузки при подвижности бетонной смеси 7-8 см	$м^3/мин$	2
5	Скорость движения	км/час	60

Количество транспортных средств, потребных для доставки бетонной смеси, рассчитываются из условия бесперебойной работы автобетононасоса и транспорта по формуле

$$N = \frac{t_{тр}}{t_n}, \qquad (3.1)$$

где $t_{тр}$ – продолжительность цикла работы транспортной единицы, мин;

$t_п$ – потребление бетонной смеси автобетононасосом.

Продолжительность рабочего цикла транспорта

$$t_{тр} = t_р + t_п + \frac{2L_{тр}}{V_р}, \quad (3.2)$$

где $t_р$ – продолжительность разгрузки транспортной единицы, $t_р$=10 мин;

$L_{тр}$ – расстояние транспортирования, м;

$V_р$ – расчетная скорость движения транспорта, примем 50 км/ч

Тогда продолжительность рабочего цикла транспорта составит

$$t_{тр} = 10 + 2 + \frac{2 \cdot 5000}{833} = 24 мин.$$

Количество автосамосвалов

$$N = \frac{24}{5.8} = 4 шт. \quad (3.3)$$

Таким образом, для бесперебойной работы автобетононасоса необходимо задействовать 4 автобетоносмесителя Сб-921-А.

4 Организация строительного производства

					08.03.01 ДО-574 12-2471-1405 2017. ПЗ . ВКР			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Меркулов			Торгово-офисное здание	Лит.	Лист	Листов
Консульт.		Машков						
Н. конр.		Минигарарева				ЮУрГУ «Базовая кафедра техники и технологии»		
Руководит.		Машков						
Зав. кафедр		Прохоров						

4 ОРГАНИЗАЦИОННАЯ ЧАСТЬ

4.1 Календарный план

4.1.1 Общие положения

Основное назначение календарного плана:

- становить правильную технологическую последовательность;

- взаимную увязку, продолжительность исполнения отдельных видов работ таким образом, чтобы строительство объекта было завершено в устано вленные нормативные (директивные) сроки.

На основании календарного плана работ подсчитывается потребность в рабочей силе, материалах, сборных конструкциях, машинах, транспорте.

Объект – торгово-офисное здание в квартале 169 г. Благовещенска. Поверхность территории участка с незначительным уклоном. Участок выделенный под строительство не занят. По внутреннему контуру участок граничит с существующим рынком (Здание крытого рынка)..

4.1.2 Расчет продолжительности строительства

В курсовом проекте рассмотрим строительство 1 очереди объекта т.к. методы возведения и организация строительной площадки отличаются.

1. Общий строительный объем – 73 128,2 м^3

Продолжительность строительства согласно СНиП 1.04.03-85* торг овых центров с торговой площадью $S = 4500 ì^2$ -21 мес, В рассматриваемом варианте торговая площадь 1 очереди здания составляет $S = 2887 ì^2$.

Продолжительность строительства определим методом экстраполяции.

Уменьшение площади составит :

$$\frac{4500 - 2887}{4500} \cdot 100 = 35.8\% \qquad (4.1)$$

Уменьшение нормы продолжительности строительства равно:

$$35.8 \cdot 0.3 = 10.8\%$$

Продолжительность строительства с учетом экстраполяции будет равна:

$$T = 21\frac{100-10.8}{100} = 18.73 \text{ мес.} \qquad (4.2)$$

2. Дополнительная продолжительность, зависящая от местонахождения стройки К = 1,2

3. Коэффициент совмещения работ К = 0,8

4. Общая продолжительность строительства:

$T_{общ}$ = 18,73х1,2х0,8 = 18,0 месяцев.

В том числе подготовительный период 1 месяца.

Общая продолжительность строительства составляет 19 месяцев.

4.1.3 Подсчет объемов и трудоемкости работ

Подсчет объемов и трудоемкости работ на основании имеющихся локальных смет приведен в таблице 4.1.

Подсчет объемов и трудоемкостей работ - Таблица - 4.1

№ п/п	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем работ		Затраты труда	
			Ед. изм.	Кол-во	На единицу	Общая
					Чел.-час	Чел.-час.
					Маш.-час.	Маш.-час.
1		Работы подготовительного периода				
		Земляные работы.				
2	Е01-01-013-8	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью 0,65 (0,5-1) м3,	1000 $м^3$	11,3	11,41	128,9
					33,09	373,9
3	Е01-02-056-2	Доработка грунта вручную в траншеях шириной более 2 м и котлованах площадью сечения до 5 м2 с креплениями, глубина траншей и котлованов до 2 м, группа грунтов 2 Т	100 $м^3$	0,7	233,0	163,1
					-	–
4	Е01-01-034-2	Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 5 м бульдозерами мощностью 96 (130) кВт (л.с.), 2 группа грунтов,	1000 $м^3$	0,54	-	-
					6,72	3,63
5	Е01-02-061-2	Засыпка вручную траншей, пазух котлованов и ям, группа грунтов 2,	100 $м^3$	1,34	97,2	130,2
					-	–

6	Е01-02-005-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками	100 $м^3$	5,35	12,53	67,0
					3,04	16,26
Фундаменты						
7	Е11-01-002-9	Устройство подстилающих слоев бетонных,	$м^3$	226	1,8	406,8
					-	-
8	Е06-01-001-17	Устройство фундаментных плит железобетонных с пазами, стаканами и подколонниками высотой до 2 м при толщине плиты до 1000 мм бетон В25,	100 м3	15,21	283,14	4306,5
					34,32	522,0
9	Е08-01-003-03	Гидроизоляция стен, фундаментов горизонтальная оклеечная в 2 слоя Техноэластмаст Б,	100 м2	26,5	38,9	1030,8
					1,68	44,52
10	Е08-01-003-05	Гидроизоляция боковая боковая оклеечная по выравненной поверхности бутовой кладки, кирпичу и бетону в 2 слоя Техноэластмаст Б,	100 $м^2$	4,77	45,4	216,5
					1,7	8,1
Каркас						
11	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, Подвал	100 $м^3$	0,945	1569.4	91
					100.68	95.14
12	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, 1 этаж	100 $м^3$	0,897	1569.4	1407.7
					100.68	90.3
13	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, 2 этаж	100 $м^3$	0,891	1569.4	1398.3
					100.68	89.7
14	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м 3 этаж	100 $м^3$	0,863	1569.4	1354.4
					100.68	86.9
15	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, 4 этаж	100 $м^3$	0,836	1569.4	1312.0
					100.68	84.16
16	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, 5 этаж и тех. этаж	100 $м^3$	0,585	1569.4	918.1
					100.68	58.9
17	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, 6 этаж	100 $м^3$	0,255	1569.4	400.2
					100.68	25.67
18	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м,	100 $м^3$	0,255	1569.4	400.2
					100.68	25.67

		периметром до 2 м, 7 этаж				
19	Е06-01-026-4	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м, Тех. этаж	100 $м^3$	0,232	1569.4 100.68	364.1 23.35
20	Е06-01-024-7	Устройство стен подвалов и подпорных стен железобетонных высотой до 6 м, толщиной до 500 мм бетон В25,	100 $м^3$	2,241	722.16 38.95	1617.6 87.3
Перекрытие и покрытие						
21	Е06-01-041-5	Монолитное ж/бетонное перекрытие с балконами из бетона В25,	100 $м^3$	43,335	1534.0 42.12	66475.9 1825.3
Лестницы						
22	Е06-01-111-1	Устройство монолитных лестничных маршей бетон В25,	100 $м^3$	1,3	2412.6 60.12	3136.4 78.15
Стены						
23	Е08-02-001-04	Кладка стен кирпичных наружных средней сложности при высоте этажа свыше 4 м из кирпича керамического,	$м^3$	1154.2	5.52 0.35	6371.2 404.0
24	Е08-02-001-08	Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа св.4м из керамического кирпича,	$м^3$	136.5	5.05 0.35	689.3 47.77
25	Е08-02-001-03	Кладка стен кирпичных наружных средней сложности при высоте этажа до 4 м из кирпича керамического,	$м^3$	497.0	5.66 0.40	2813.02 198.8
26	Е08-02-001-07	Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4м из керамического кирпича приж.стенка,	$м^3$	28.22	5.21 0.40	147.03 11.3
Перегородки						
27	Е08-02-002-04	Кладка перегородок из кирпича армированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа св.4м из кирпича керамического вентшахты,	100 $м^2$	10.1	135.66 4.22	1370.2 42.6
28	Е10-06-032-1	Устройство перегородок с одинарным металлическим каркасом и двухслойной обшивкой с обеих сторон (С 362) глухих внутренний слой ГВЛ толщ. 10мм, наружный слой ГВЛ толщ. 12,5мм,	100 $м^2$	36.4	297.57 2.65	10831.5 96.46
29	Е09-03-046-1	Монтаж перегородок из алюминиевых сплавов сборно-разборных с остеклением,	100 $м^2$	55.2	324.82 2.48	17930.1 136.9
Полы.						
30	Е11-01-002-9	Устройство подстилающих слоев бетонных В20, толщ. 200мм, Подвал	$м^3$	462.2	1.8 -	831.96 -
31	Е11-01-045-1	Наливной пол "Элакор-ПУ", Подвал	100 $м^2$	23.4	80.37 2.53	1880.6 59.2
32	Е11-01-	Устройство покрытий на цементном растворе из плиток керамогранитных для	100 $м^2$	75.6	119.78	9055.36

	027-3	полов одноцветных с красителем,			2.94	222.26
33	Е11-01-017-3	Устройство покрытий мозаичных терраццо : толщиной 30 мм с рисунком,	100 $м^2$	23.2	203.13	4712.6
					2.31	53.59
34	Е11-01-036-1	Устройство покрытий из линолеума на клее "Бустилат",	100 $м^2$	9.1	42.4	385.84
					0.85	7.73
35	Е11-01-011-1	Устройство стяжек цементных: толщиной 20 мм, 100 м2	100 $м^2$	23.3	39.51	920.6
					1.27	26.9
36	Е11-01-015-1	Устройство покрытий бетонных В20, толщиной 30 мм, 100 м2	100 $м^2$	8.3	40.43	335.57
					2.84	23.57
Окна.						
37	Е10-01-034-6	Установка в жилых и общественных зданиях оконных блоков из ПВХ профилей поворотных (откидных,поворотно-откидных) с площадью проема более 2м2	100 $м^2$	6.55	170.04	1113.76
					3.92	25.67
38	Е10-01-035-1	Установка подоконных досок из ПВХ в каменных стенах толщиной до 0,51 м,	100 м	3.1	66.22	205.3
					0.47	1.46
Двери.						
39	Е10-01-039-3	Установка блоков в наружных и внутренних дверных проемах в перегородках и нерубленых стенах площадью проема до 3 м2	100 $м^2$	4.83	115.0	555.45
					3.9	18.84
40	Е09-04-006-5	Монтаж роллетов,	100 $м^2$	5.94	134.4	798.3
					11.89	70.63
41	Е09-04-010-3	Монтаж навесных панелей из герметичных стеклопакетов в пластиковой или алюм иниевой обвязке,	100 $м^2$	5.31	322.73	1713.7
					19.95	105.9
Кровля.						
42	Е12-01-017-1	Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных: толщиной 15 мм, 100 м2	100 $м^2$	26.2	27.22	713.1
					1.94	50.83
43	Е12-01-015-1	Устройство пароизоляции оклеечной: в один слой,	100 $м^2$	26.2	17.51	458.7
					0.28	7.3
44	Е12-01-014-2	Утепление покрытий керамзитом марка 600,	$м^3$	471.0	3.04	1431.8
					0.34	160.1
45	Е12-01-013-05-2	Утепление покрытий плитами насухо,	100 $м^2$	26.2	33.9	888.2
					2.87	75.2
46	Е12-01-017-1	Устройство выравнивающих стяжек цемен тно-песчаных: толщиной 30 мм,	100 $м^2$	26.2	27.22	713.2
					1.94	50.8
47	Е12-01-002-8	Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов: в три слоя Стекломаст-П -2 слоя, Стекломаст-К-1слой,	100 $м^2$	26.2	20.29	531.6
					0.43	11.3
Внутренняя отделка						
48	Е15-02-019-4	Сплошное выравнивание поверхностей (однослойная штукатурка) из сухих растворных смесей толщиной до 10 мм	100 $м^2$	58.4	63.1	3685.0
					2.18	127.3

		потолков затирка потолка,				
49	Е15-04-005-4	Окраска поливинилацетатными водоэмульсионными составами улучшенная по штукатурке потолков,	100 $м^2$	58.4	53.9	3147.7
					0.18	10.51
50	Е09-03-048-1	Монтаж потолка "Грильятто",	100 $м^2$	102.2	272.5	27849.5
					14.96	1528.9
51	Е15-02-016-3	Оштукатуривание поверхностей цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону улучшенное стен,	100 $м^2$	133.2	85.84	91
					6.29	642.8
52	Е15-04-002-1	Известковая окраска водными составами внутри помещений по штукатурке,	100 $м^2$	12.1	10.21	123.5
					0.03	0.36
53	Е15-04-005-3	Окраска поливинилацетатными водоэмульсионными составами улучшенная по штукатурке стен,	100 $м^2$	121.4	42.9	5208.1
					0.17	20.7
54	Е15-01-020-4	Облицовка стен на цементном растворе с карнизными, плинтусными и угловыми плитками в общественных зданиях	100 $м^2$	22.3	315.78	7041.9
					1.28	28.5
Наружная отделка						
55	Е15-01-016-2	Отделка цоколя керамогранитом	100 $м^2$	1.98		
56	Е09-04-017-1А	Облицовка наружных стен навесными панелями	100 $м^2$	50.5		

4.1.4 Выбор методов производства работ

Выбор способов производства работ - Таблица – 4.2

Наименование этапа	Наименование комплекса работ	Организация и технология строительных работ	Организация и методы труда рабочих
Подготовительные работы	Земляные работы	Снятие растительного слоя Вертикальная планировка	Растительный грунт снять бульдозером, складировать на площадке и использовать при работах по озеленению. Разработка грунта при вертикальной планировке выполняется бульдозером ДЗ-27
Подземная часть	Земляные работы	Разработка котлована и траншей	Работы ведутся с помощью экскаватора ЭО-4121, оборудованного ковшом емкостью 1,0 $м^3$

		Монолитные железобетонные конструкции	Заливаются из бетонной смеси, доставляемых на объект в автомобилях бетоновозах. Опалубка бетонных и ж/б конструкциях собирается из заранее заготовленных щитов, доставляемых к месту сборки на автомашинах. Арматура и бетонная смесь в конструкции подается краном КБ-674А со стрелой 35 м, грузоподъемностью 8т. на максимальном вылете
		Обратная засыпка	Фундаментов и вертикальная планировка площадки вокруг здания. В местах подсыпки грунт укладывается слоями толщиной 15-20 см с тщательным уплотнением пневмотрамбовками.
Надземная часть здания	Кирпичная кладка	Наружных и внутренних стен	Внутренние и наружные стены возводятся при помощи крана КБ-674А. Работы по кладке стен ведут с типовых инвентарных подмостей. Звеньями «тройки». Раствор доставляется на стройплощадку в спецавтотранспорте и разгружается в специальные бункера.
	Отделочные работы	Внутренняя и наружная отделка	К началу отделочных работ здание необходимо подготовить: остеклить переплеты и закрыть все проемы. Отделочные работы совмещаются с внутренними санитарно-техническими и электромонтажными работами при строгом соблюдении правил техники безопасности, так как работы будут вести в холодное время года, необходимо до начала работ прогреть помещения в течении 10-12 дней. Подъем материалов и инструментов на этажи осуществляется грузовыми подъемниками ТП-2. К началу отделочных работ в здании должен быть смонтирован противопожарный водопровод. Штукатурные работы ведутся с применением штукатурных агрегатов СО-49. Раствор приготовляется на стройплощадке с помощью растворосмесительной установки СБ-31Д.

		Малярные работы	Приготовление и подготовка материалов для малярных работ предусматривается в центральной колерной мастерской строительной организации и доставляется на стройплощадку в готовом виде. Нанесение окрасочных составов на окрашиваемые поверхности предусматривается с применением окрасочных агрегатов СО-4, СО-74 и краскораспылителей.

4.1.5 Построение и расчет календарного графика

Построение сетевого графика начинаем с исходного события графика и ведем к завершающему событию графика, соблюдая при этом правила построения, т.е. все работы (стрелки) направлены слева направо, без их перес ечений. Ожидания на графике показываем пунктирными стрелками. Начало и окончание работ обозначаем событиями (кружочками).

Расчет сетевого графика производим непосредственно на графике при этом рассчитываем ранее начало каждой работы ($Т_{рн}$) которое равняется раннему началу предыдущей работы и продолжительности данной работы расчет начинаем от исходного события графика до завершающему событию. При этом если в одно событие приходит несколько работ, то ранее начало определяем по наибольшему значению всех входящих. Позднее окончание ($Т_{по}$) работ рассчитывается аналогично раннему началу, но ведется от завершающего события к исходному. В завершающем событии сетевого графика ранее начало равняется позднему окончанию, расчет производим по наименьшему значению входящих в событие работ. На тех работах где ранее начало равно позднему окончанию работ проходит критический путь по которому и определяется продолжительность строительства здания.

4.1.6 Составление графика движения рабочих

При составлении календарного плана необходимо проверить равноме рность использования трудовых ресурсов. Для этой цели строят график движения рабочих.

Ежедневное общее количество рабочих получают путем суммирования количества всех рабочих, работающих в этот день на всех строительных процессах. Следует стремиться к равномерности графика движения общего количества рабочих.

4.1.7 Корректировка календарного графика

Корректировка календарного плана ведется первоначально по продолжительности строительства всего объекта, затем по графику движения рабочих., при этом коэффициент неравномерности движения рабочих ($К_н$) не должен превышать 1,8 коэффициент совмещения ($К_{совм}$) должен находиться в пределах 2-4.

Корректировку по уменьшению продолжительности строительства ведем по работам лежащим на критическом пути, уменьшая продолжительность этих работ путем увеличения численности бригады.

График движения рабочих корректируем путем совмещения работ с учетом техники безопасности и технологических ограничений в пределах частных и общих резервов времени.

4.1.8 Технико-экономические показатели календарного плана

ТЭП календарного плана - Таблица 4.3

Показатель	Обозначение	Значение
Плановая продолжительность работ, мес	$Т_{общ}$	19.0
Коэффициент неравномерности	$К_н$	2.13
Коэффициент совмещения	$К_{совм}$	2.08
Среднее количество рабочих, чел	$N_{ср}$	59
Суммарная планируема трудоемкость, чел-дн	$Q_{план}$	23293.5
Треудоемкость на 1 $м^3$ здания, чел-дн	q	0.31
Производительность труда,%	П	106
Нормативная трудоемкость, чел-дн	$Q_{норм}$	24739.18

К технико-экономическим показателям календарного плана относятся:

- планируемая продолжительность строительства объекта ($T_{план}$), дн:

$T_{план} \leq T_{дог\ (норм)}$, (4.3)

где $T_{дог\ (норм)}$ – договорной или нормативный срок строительства, рекомендуемый СНиП 1.04.03-85.

- производительность труда (П) определяется по формуле

$П = (Q_{норм}/Q_{план})100\%$, (4.4)

$П = (24739.18/23293.5)100\%,=106\%$ (4.5)

где $Q_{норм}$ – нормативная трудоемкость, чел-дн.;

$Q_{план}$ – суммарная планируемая трудоемкость, чел-дн.;

- коэффициент неравномерности движения рабочих ($К_{нер}$) по графику движения, чел.

$К_{нер} = N_{max}/N_{ср}=126/59=2.13$ (4.6)

где N_{max} – максимальное количество рабочих по графику движения, чел;

$N_{ср}$ – среднее количество рабочих, чел.

$N_{ср} = 23293.5/ 396=58.8$: (4.7)

- удельная трудоемкость (q) определяется по формуле

$q = Q_{план}/V_{стр} =23293.5/73128.0=0.31$ (4.8)

где $V_{стр}$ – строительный объем здания, $м^3$;

- коэффициент совмещения строительных процессов по времени ($К_{сов}$) определяется по формуле

$$К_{сов} = \frac{\sum t}{Ò_{ïëàí}} = \frac{826.5}{396} = 2.08, \quad (4.9)$$

где $\sum t$ - суммарная продолжительность работ, если бы они производились последовательно одна за другой;

- уровень механизации основных СМР (М):

$М = Q_{мех}/Q_{нор}$ x 100%,=1108.38/24739.18=4.4% (4.10)

где $Q_{мех}$ – трудоемкость работ, выполненных механизированным способом.

4.2 Строительный генеральный план

4.2.1. Подбор монтажного крана

Необходимо выбрать монтажный кран, который сможет при максимальном вылете стрелы подать требуемый вес на требуемый вылет. Кран подбирают для подачи бадьи с бетоном к месту укладки.

По полученным значениям для различных монтажных кранов находят необходимый вылет стрелы L при разных углах ее наклона. Требуемые характеристики крана – грузоподъемность Q, высота подъема крюка H и вылет стрелы для плит перекрытия и покрытия L приведены ниже, табл. 4.4

Исходные данные для выбора монтажного крана - Таблица 4.4

Показатели	Бадья для подачи бетона	Бадья для подачи бетона
Q, т	8,0	8,0
H, м	32,9	32,9
L, м max/min	35,0/6,0	35,0/6,0

Полученным результатам удовлетворяют следующие башенные краны: – КБ-674А; КБ-503

Для сравнения по экономическим показателям используем следующие расчетные формулы:

$$C_{маш.ч} = C_{год} + C_{эксп} + (E_1 + E_2)/T_{факт}$$

$$C_{крана} = C_{маш.ч} \times T_{факт}$$

где $C_{год}$ – годовые амортизационные отчисления, руб/маш.-ч;

$C_{эксп}$ – эксплуатационные затраты, руб/маш.-ч;

E_1 – затраты на погрузку, транспортирование и разгрузку крана, руб.;

E_2 – затраты на монтаж и демонтаж крана, руб.;

$T_{факт}$ – работа крана на объекте, маш.-ч.

Результаты экономического сравнения приведены в табл. 4.5.

Технико-экономическое сравнение монтажных кранов -Таблица 4.5

Кран	$T_{факт}$ маш.-ч	$C_{год}$ руб/маш.-ч	$C_{эксп}$ руб/маш.-ч	E_1, руб	E_2, руб	$C_{маш.ч}$ руб/маш.-ч	$C_{крана}$ руб/маш.-ч
1	2	3	4	5	6	7	8
КБ-503	2423,9	2,39	3,62	96	1630	10,23	24796
КБ-674А	2423,9	2,49	3,55	186	1338	10,00	24239

По экономическим параметрам лучшим оказался башенный кран КБ – 674А. Его технические характеристики приведены в таблице 4.6.

Технические характеристики башенного крана КБ-403 -Таблица 4.6

Показатель	Количественная характеристика
Максимальный грузовой момент, кН-м	3500
Вылет, м наибольший	35
наименьший	4,0
при максимальной грузоподъемности	14,0
Грузоподъемность, т при вылете крюка, м наибольшем	8,0
наименьшем	25,0
Высота подъема крюка, м при вылете, наибольшем	58,0
наименьшем	58,0
Скорость, 10^{-2} м/с: подъема	37
посадки	8
передвижение крана	33
передвижение грузовой тележки	25
Частота вращения поворотной части, $мин^{-1}$	0,6
Колея, м	6
База, м	6
Габарит поворотной части, м	3,8
Установленная мощность, кВт	61,5
Масса, т, конструктивная	50,5
противовеса	30
Масса крана в рабочем состоянии	80,5
Башня поворотная, стрела балочная.	

4.2.2. Расчет временных зданий и сооружений

Потребность в санитарно-бытовых и административных помещениях устанавливается исходя из расчетной численности работающих на строительной площадке, которая определяется в зависимости от максимального количества рабочих в наиболее напряженную смену.

Общее число работающих на стройке с учетом инженерно-технического персонала и младшего обслуживающего персонала $N_{раб}$, чел. определяется по формуле 13:

$$N_{раб} = \frac{N_{max} + N_{итр} + N_{mon}}{1,06}, \quad (4.12)$$

где 1,06 - коэффициент невыхода на работу;

$N_{итр}$- количество инженерно- технических работников определяется по формуле 14

$$N_{итр} = 0,06 \cdot N_{max}, \quad (4.13)$$

N_{mon}- количество человек младшего обслуживающего персонала опред еляется по формуле 15

$$N_{итр} = 0,04 \cdot N_{max}, \quad (4.14)$$

N_{max}- максимальное количество рабочих

$N_{итр}$ = 0,06x152 =9 чел

N_{mon} = 0,04x152 =6 чел.

Общее число работающих $N_{раб}$, чел. составляет:

$N_{раб}$ = (152+9 +6)/1,06 = 157 чел

Временными зданиями называют надземные подсобно-вспомогательные и обслуживающие объекты, необходимые для обеспечения производства строительно-монтажных работ.

Расчет временных зданий и сооружений - Таблица 4.7

Наименование временных зданий	Численность персонала		Норма на 1 человека		Расчетная площадь, м^2
	всего	одновр. пользов.	площадь	кол-во	
Санитарно-бытовые:					
Гардеробная	157	100	м^2	0,6	94,2
Умывальная	157	70	м^2	0,2	22,0
Душевая	157	50	м^2	0,54	42,4
Помещение для обогрева	157	30	м^2	1	47,1
Столовая	157	30	м^2	1	47,1

Туалет	157	30	$м^2$	0,07	3,3
Служебные:					
Прорабская	9	100	$м^2$	4	36
Медпункт	1	100	$м^2$	12	12

Экспликация временных зданий -Таблица 4.8

Наименование временных зданий	Площадь	Кол-во зданий	Конструктивная характеристика
Гардеробная	108,0	6	3х6 сборно-разборный
Умывальная	24,0	2	3х4 сборно-разборный
Душевая	54,0	3	3х6 сборно-разборный
Помещение для обогрева	54,0	3	3х6 сборно-разборный
Столовая	54,0	3	3х6 сборно-разборный
Туалет	4,0	1	1х4 сборно-разборный
Прорабская	36,0	2	3х6 сборно-разборный
Медпункт	18,0	1	3х6 сборно-разборный

4.2.3 Расчет складов

Тип и размер складов определяется количеством минимального запаса строительных конструкций, нормами складирования и расстоянием от склада до пункта, с которого доставляются конструкции. Запас материалов рассчитываем на три дня, так как расстояние от пунктов, с которых доставляются материалы менее 50 км.

Общая площадь склада S, м² по формуле:

$$S = F/\beta, \qquad (4.18)$$

где β - коэффициент использования площади склада.

Хранение цемента для приготовления бетонной смеси и раствора принято в двух бункерах массой хранения 30т, площадь занимаемая данным закрытым складом составляет 20$м^2$.

Отделочные материалы хранятся в контейнерах внутри строящегося здания, поэтому расчет их площади не ведем.

Расчет временных складов -Таблица 4.9 -

Наименование материалов и изделий, ед. изм.	Продолжительность потребления	Коэффициенты		Потребность		Норма запаса материала, дни	Расчетный запас материала	Расчетная площадь склада на единицу измерения	Площадь склада, м^2
		поступления материалов	потребление материалов	общая на весь расчетный период	суточная				
	T^J	k_1	k_2	$Q^J_{общ}$	$\frac{Q^J_{общ}}{T^J}k_1k_2$	n	$Q^J_{сут}n$	q	$F^J_{ск}$
Кирпич	60	1.3	1.3	730 т,шт	20,5 т.шт	9	184,5	0,7	264
Цемент	60	1,3	1,3	82 т	2,3 т	9	20,8	0,7	30

4.2.4 Расчет потребности в воде.

Расчет ведется для периода строительства с максимальным потреблением воды.

Расход воды на производственные нужды $Q_{пр}$, л/сек определяем по формуле 20:

$$Q_{пр} = \frac{V \cdot g_1 \cdot k_1}{3600 \cdot t}, \qquad (4.19)$$

где V- объем работ в смену;

g_1- норма удельного расхода воды, л;

k_1- коэффициент неравномерности потребления воды.

Расход воды на хозяйственные нужды определяем по формуле 21

$$Q_{хоз} = \frac{n \cdot g_2 \cdot k_2}{3600 \cdot t}, \qquad (4.20)$$

где n- количество рабочих, чел;

g_2- норма потребления воды на 1 человека в смену;

k_2- коэффициент неравномерности потребления воды.

Расход воды на пожарные нужды $Q_{пож}$= 10 л/с.

Общий расход воды определяем по формуле 22:

$$Q_1 = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож} \quad (4.21)$$

Расход воды заносим в таблицу 4.10

Расчет временного водоснабжения -Таблица 4.10

Вид потребителя	Ед. изм.	Кол-во	q литр	k	t час	$Q_{л/сек}$
1.Производственные нужды: бульдозер	м/см	1	600	1,5	8	0,031
эскаватор	м/см	1	600	1,5	8	0,031
мойка и заправка автомашин	м/сут		400	1,5	8	
автокран	м/сут	1	700	1,5	8	0,036
2.Хозяйственно-питьевые нужды хозяйственно-питьевой расход	чел	157	10	3	8	0,373
душевые установки	чел	20	30	1	0,75	0,222
3.Противопожарные цели						20,0

На строительной площадке запроектирован два пожарных гидранта, мощностью 10 л/с.каждый.

Диаметр трубопровода, D ,мм находим по формуле 23:

$$D = 63,25\sqrt{\frac{Q}{\Pi \cdot \nu}}, \quad (4.22)$$

где ν - скорость воды в трубопроводе, ν = 1,5 м/с.

$$D = 63.25\sqrt{\frac{4.864}{3.14 \cdot 1.5}} = 64,4 \text{ мм.}$$

Принимаем диаметр трубопровода 68 мм.

4.2.6.Определение потребной электрической мощности строительной площадки и выбор питающего трансформатора

Полная расчетная мощность электроустановок строительной площадки $S_{Pсп}$, кВА, находится из выражения:

$$S_{Pсп}=k_м\sqrt{\left(\sum P_p\right)^2+\left(\sum Q_p\right)^2}\,, \qquad (4.26)$$

где $k_м$ – коэффициент участия в максимуме нагрузки, принимаемый для строительных площадок $k_м$=(0,75÷0,85)≈0,8; ΣP_p – общая расчетная активная мощность нагрузки строительной площадки, кВт; ΣQ_p – общая расчетная реактивная мощность нагрузки строительной площадки, кВА.

Общая расчетная активная мощность строительной площадки ΣP_p рассчитывается суммированием расчетных активных мощностей всех групп характерных приемников электроэнергии, кВт:

$$\Sigma P_p=\Sigma P^{длит}{}_y+\Sigma P^{кратк}{}_y+\Sigma P^{пов-кратк}{}_y+\Sigma P^{осв}, \qquad (4.27)$$

где P_y – установленная мощность.

Расчетная реактивная мощность Q_p нагрузки строительной площадки определяется по формуле:

$$Q_p=P_p tg\varphi, \qquad (4.28)$$

где $tg\varphi$ – определяется по значению $cos\varphi$.

Все приемники электроэнергии, соответствующие объектам, показанным на стройгенплане, сведены в таблице 4.12

Приемники электроэнергии строительной площадки -Таблица 4.12

Наименование объекта	Приемники электроэнергии	Количество приемников
Строящийся объект	Сварочный трансформатор ТС–300	2
	Башенный кран КБ-674А	1
Прорабская	Светильники (внутренние)	2
Гардеробная	Калорифер Светильники (внутренние)	6 6
Помещение для обогрева рабочих	Калорифер Светильники (внутренние)	3 3
Наружное освещение	Прожекторы (наружное осв.)	16

Расчетные активные и реактивные мощности приемников электроэнергии определим, сводя исходные данные и результаты расчетов в табл. 4.13

Исходные данные и результаты определения расчетных активных и реактивных мощностей приемников электроэнергии Таблица 4.13

Электроприемник	$P_н$, кВт	$S_н$, кВА	ПВ, о.е.	$cos\varphi$	$tg\varphi$	n, шт	K_c	P_p		Q_p кВАр
								формула	кВт	
Сварочный трансформатор	–	20	0,6	0,5	1,13	2	0,35	$S_н\sqrt{ПВ}\,cos\varphi$	5,43	6,13
Башенный кран	55,1	–	0,25	0,5	1,73	1	0,25		27,55	47,66
Светильник	0,1	–	1	1	0	11	0,85	$P_нK_cn$	0,935	0
Калорифер	8,0	–	1	0,95	0,3	9	0,8		57,6	17,28
Прожектор	1,0	–	1	1	0	16	1,0		16	0
Итого:									**107,5**	**71,07**

Потребная электрическая мощность строительной площадки определяется по формуле:

$$S_{Pcn}=0{,}8\sqrt{(107.5)^2+(71{,}07)^2}=103{,}1 \text{ кВА}.$$

Выбираем комплектную трансформаторную подстанцию наружной установки с силовым трансформатором мощностью 250 кВА типа СКТП–250/6(10) с напряжением на высокой стороне 6 кВ, с напряжением на низкой стороне 0,4 кВ, габаритными размерами 2760×1900×2630 мм.

4.2.5 Расчет временного энергоснабжения площадки

Проектирование освещения строительной площадки.

Вся строительная площадка разбивается на отдельные участки. Затем для каждого участка определяется занимаемая им площадь F, м^2, и находится величина удельной мощности p, Вт/м^2,

p=(0,16–0,25)$E_н k \approx 0,2 E_н k$, (4.23)

где k – коэффициент запаса; $E_н$ – уровень нормируемой освещенности,

Рассчитывается необходимое количество прожекторов:

$$n = \frac{pF}{P_л}, \quad (4.24)$$

где $P_л$ – мощность лампы применяемых типов прожекторов, Вт ;

F – освещаемая площадь.

Потребная мощность, необходимая для освещения каждого из участков стройплощадки, кВт,

$$P = \frac{pF}{1000}, \quad (4.25)$$

Суммарная мощность осветительных нагрузок строительной площадки $P^{осв}$ является результатом сложения потребных мощностей отдельных участков.

Расчет освещения строительной площадки сведем в таблицу 4.11

Расчет наружного освещения стройплощадки - Таблица 4.11 -

Участки стройплощадки, вид работ	$E_н$, лк	P=0,2$E_н k$ Вт/м^2	Учитываемая территория
Охранное освещение	0,5	0,15	Строительная площадка
Монтаж строительных конструкций	30	9	Строящийся объект
Места подъема конструкций	10	3	Открытый склад, места перемещения грузов
Общее равномерное освещение (в расчете принято на 1 захватку)	2	0,6	Места возможного пребывания рабочих во 2–ю смену, строящийся объект.
Автомобильная дорога	0,5	0,15	Площадь автодороги

Если принять на строительной площадке прожекторы ПЗС–45 с лампами типа Г–220–1000 мощностью $P_л$=1000 Вт, то общее количество прожекторов составит n=15744/1000=16шт

4.2.7 Временные дороги на строительной площадке.

Временные дороги на строительной площадке должны обеспечивать безопасное движение транспорта, подвоз материалов, изделий и конструкций к месту монтажа и возможность разгрузки.

На территорию строительства предусматриваем не менее двух въездов с противоположных сторон площадки. Ширину ворот принимаем 4 м.

По возможности необходимо проектировать кольцевой проезд.

Ширину проезжей части принимаем 6 м.

В зоне разгрузки материала принимаем площадки шириной 6,0 м и длиной 12…18 м.

Минимальный радиус закругления дороги для строительной площадки следует принимать 12,0 м.

Опасные зоны дороги (попадающие в зону перемещения груза краном) на чертеже стройгенплана выделены штриховкой.

При трассировке дорог должны соблюдаться минимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой 0,5–1,0 м;
- дорогой и подкрановыми путями 6,5–12,5 м;
- дорогой и ограждением строительной площадки не менее 1,5 м.

4.2.8 Расчет технико-экономических показателей

Уровень проектных решений строительного генерального плана отражается через систему технико-экономических показателей (ТЭП).

К основным ТЭП относятся следующие показатели:

1. Коэффициент застройки:

$$K_{застр} = \frac{F_{застр}}{F_{сгп}} = \frac{2461}{15744} = 0.156$$

где $F_{застр}$ – суммарная площадь строящегося здания, временных зданий и сооружений; $F_{сгп}$ – площадь строительной площадки, ограниченная забором.

2. Коэффициент использования площади:

$$K_{исп} = \frac{\sum F_{исп}}{F_{сгп}} = 0.21,$$

где $F_{исп}$ – суммарная площадь строящегося здания, временных зданий и сооружений, складских площадок, автодорог.

Библиографический список

1. Адамович В.В. “Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений” М.: Стройиздат, 1984 – 543 с.

2. Акимов Н.И., Ильин В.Г. Гражданская оборона на объектах сельскохозяйственного производства. - М.: Колос,1994. – 335 с.

3. Ангизитов В.А. ”Устройство полов” М.: Стройиздат, 1986 – 253 с.

4. Атаев С.С. "Технология строительного производства: Учебник для ву-зов." – М.: Стройиздат, 1984г. – 559 с.

5. Бадьин Г.М. "Технология строительного производства: Учебник для вузов." - Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987г. – 606 с.

6. Байков В.Н. ”Железобетонные конструкции” Общий курс. Учебник для вузов. М.: Стройиздат, 1985 – 728 с.

7. Белевич В.Б. "Кровельные работы: Учебник для СПТУ." - М.: Высшая школа, 1987г.-208 с.

8. Белецкий Б.Ф. "Технология строительного производства" М. Издательство АСВ, 2001 – 416 с.

9. Белов С.В. "Безопасность жизнедеятельности. Учебник для вузов." - М.: Высшая школа, 1999г. – 448 с.

10. Берлинов М.В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1989. – 319 с.

11. Берлинов М.В. ”Примеры расчета оснований и фундаментов” М.: Стройиздат, 1986 – 173 с.

12. Веселов В.А. ”Проектирование оснований и фундаментов” М.: Стройиздат, 1990 – 304 с.

13. Гаевой А.Ф. ”Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания” М.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987 – 264 с.

14. Гаращенко И.И. ”Полы: Справочник рабочего” К.:Будивельник, 1987 – 224 с.

15. Ганенко А.П., Миловская Ю.В., Лапсарь М.И. Оформление текстовых и графических материалов при подготовке дипломных проектов. – М.: ИРПО; Изд. Центр “Академия”, 2000. – 352 с.

16. Голышев А.Б. ”Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие” К.: Будивельник, 1990 – 544 с.

17. Данилов Н.И. "Технология и организация строительного производства." - М.: Стройиздат, 1988г. – 752 с.

18. Дикман Л.Г. " Организация и планирование строительного производства." - М.: Стройиздат, 2003 г. – 559 с.

19. Драченко Б.Ф. "Технология строительного производства". - М.: Агопромиздат, 1990г. – 512 с.

20. Евдокимов В.А. "Монтаж конструкций гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий" Ленинград.: Стройиздат, 1984 – 392 с.

21. Екельчик М.С., Машек А.А., Шехтман А.Ю. Справочник строителя. – К.: Будивэльнык, 1979. – 536 с.

22. Епифанов С.П. "Строительные машины. Общая часть.", - М.: Стройиздат, 1991г. – 176 с.

23. Ковалев С.В. ”Расчет производительности строительных машин” Учебное пособие, Благовещенск, издательство ДальГАУ, 1998 – 167 стр.

24. Мандриков А.П. ”Примеры расчета железобетонных конструкций” Учебное пособие, М.: Стройиздат, 1989 – 506 с.

25. "Методические указания к курсовому и дипломному проектированию организация и планирование строительного производства", Благовещенск.: Издательство ДАЛЬГАУ, 2001 – 40 с.

26. "Методические указания по разработке объектных стройгенпланов в курсовом и дипломном проектировании", Благовещенск.: Издательство ДАЛЬГАУ, 1995 – 41 с.

27. Основания, фундаменты и подземные сооружения./ Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И.; Под общ. Ред. Сорочана Е.А. и Трофименкова Ю.Г. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.

28. ″Организация строительного производства″ Методические указания к курсовому и дипломному проектированию, Хабаровск.: Издательство ХГТУ, 2003 – 38 с.

29. ″Организация и планирование строительного производства″ Методические указания, Благовещенск.: Издательство ДАЛЬГАУ, 1996 – 62 с.

30. Поляков В.И., Полосин М.Д., Альперович А.И. Машины для монтажных работ и вертикального транспорта. – М.: Стройиздат, 1981. – 351 с.

31. Пчелинцев В.А. Охрана труда в строительстве. – М.: Высшая школа, 1991. – 272 с.

32. Смирнов Н.А. ”Технология строительного производства” Л.: Стройиздат, 1978 – 544 с.

33. Снитко К.П. ”Технология строительного производства” К.: Высшая школа, 1991 – 594 с

34. СП 131.13330.2012 Строительная климатология Актуализированная версия СНиП 23-01-99*

35. Свод правил СП 50.13330.2012 "Актуализированная версия СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий"

36. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*

37. СП 48.13330.2011 Организация строительства.

Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004

38. СП 12.135-2003 Безопасность труда в строительстве.

39. СП 42.13330.2011. Свод правил. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*"

40. СП 112.13330.2012 актуализированная версия СНиП 21-01-97*

41. СП 44.13330.2011 Административные и бытовые здания Актуализированная редакция СНиП 2.09.04-87

42. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87

43. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2)

44. СНиП 1.04.03-08. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений

45. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*

46. Справочник по контролю качества строительства жилых и общественных зданий./ Под ред. Шулькевич М.М., Дмитренко Т.Д., Бойко А.И. - К.: Будивэльнык, 1986. – 328 с.

47. СП 23-101-2000 " Свод правил по проектированию и строительству Проектирование тепловой защиты зданий" Госстрой России, 2004 г. -240с.

48. Степанов И.С. Экономика строительства. – М.: Юрайт-М, 2001. – 416 с.

49. Сухачев М.А. ”Организация и планирование строительного производства. Управление строительной организацией” М.: Строй-издат, 1989 – 752 с.

50. “Технология возведения полномасштабных зданий. Учебник.” Под общей редакцией чл.-корр. РААСН, проф., д-ра техн. наук А.А. Афанасьева. М. Изд-во АСВ, 2000 г.

51. “Технология строительного производства. Учебник для вузов”/Акимова Л.Д., Амосов Н.Г., Бадьин Г.М. и др. Под ред. Бадьина Г.М., Мещанинова А.В. 4-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние , 1987, 606 с.

52. Хамзин С.К., Карасёв А.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. – М.: Высшая школа, 1989. – 216 с.

53. Хаютин Ю.Г. ″Монолитный бетон: Технология производства работ.″ М.: Стройиздат, 1991 – 576 с.

54. Байбурин А.Х., Юнусов Н.В., Головнев С.Г. Качество и безопасность в строительстве: Учеб. пособие. — Челябинск: Изд-во ЧГТУ, 1996. — 33 с.

55. Методические указания по экономической части дипломного проекта для инженерных специальностей строительного профиля. — Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 1999. — 28 с.

56. Байбурин А.Х., Юнусов Н.В., Головнев С.Г. Качество и безопасность в строительстве: Учеб. пособие. — Челябинск: Изд-во ЧГТУ, 1996. — 33 с.

57. Указатель литературы по технологии строительного производс¬тва / Составители: А.Х. Байбурин, В.Н. Кучин. — Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. — 20 с.