



# СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1 Архитектурно-строительный раздел .....	5
1.1 Общие данные.....	5
1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.....	5
1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства.....	5
1.1.3 Технико-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства.....	5
1.2 Схема планировочной организации земельного участка .....	5
1.2.1 Характеристика земельного участка предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	5
1.2.2 Обоснование схем транспортных коммуникаций, обеспечивающих внешний и внутренний подъезд к объекту капитального строительства .....	6
1.3 Архитектурные решения.....	6
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации .....	6
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства .....	6
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства .....	7
1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	7
1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей .....	8
1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	8
1.3.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости) .....	8
1.3.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров .....	9
1.4 Конструктивные и объёмно-планировочные решения .....	9
1.4.1 Сведение об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.....	9
1.4.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы принятые при выполнении расчётов строительных конструкций .....	9

					БР-08.03.01 -2021			
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата	Реконструкция здания Дома Кино	Стадия	Лист	Листов
Разработал:	Оборовский Э.А.						2	
Проверил:	Казакова Е.В.					СКиУС		
Н. Контр.	Юрченко А.А.							

1.5 Перечень мероприятий по предотвращению и снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации объекта капитального строительства .....	14
1.6 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.....	14
1.6.1 Описание системы обеспечения пожарной безопасности объекта капитального строительства .....	14
1.6.2 Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара.....	15
1.7 Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов .....	15
3 Расчет фундаментов .....	67
3.1 Исходные данные .....	67
3.2 Сбор нагрузок .....	67
3.3 Определение расчетных сопротивлений грунтов.....	68
4.6.5.2 Ведомость необходимых машин, механизмов, оборудования, инструмента, инвентаря.....	82
4.6.5.3 Ведомость потребности в конструкциях, материалах, полуфабрикатах.....	83
5 Организация строительного производства .....	86
5.1 Область применения .....	86
5.2 Выбор и размещение грузоподъемных механизмов .....	86
5.3 Расчет потребности во временных зданиях .....	87
5.5 Проектирование временных дорог и проездов.....	89
5.6 Расход водоснабжения строительной площадки.....	89
5.7 Расчет электроснабжения строительной площадки .....	91
5.8 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.....	92
5.9 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов .....	93
<b>6 Экономика строительства .....</b>	<b>94</b>
<b>6.1 Составление локального сметного расчета.....</b>	<b>94</b>
<b>6.2 Техничко-экономические показатели проекта .....</b>	<b>Ошибка! Закладка не определена.</b>
Техничко-экономические показатели проекта имеют положительный результат и свидетельствуют о целесообразности строительства. ....	<b>Ошибка! Закладка не определена.</b>
ПРИЛОЖЕНИЕ А .....	94
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	110
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ .....	113

					БР-08.03.01 -2021			
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата	Реконструкция здания Дома Кино	Стадия	Лист	Листов
Разработал:	Оборовский Э.А.						2	
Проверил:	Казакова Е.В.					СКиУС		
Н. Контр.	Юрченко А.А.							

## **Введение**

Тема выпускной квалификационной работы: «Реконструкция здания Догма Кино».

Здание «ДОМа КИНО» кирпичное одно - трехэтажное, с встроенно-пристроенными помещениями, в плане представляет собой сопряженные прямоугольники.

Основное здание одноэтажное кирпичное построено в начале 20-го века, размерами в плане 16,0х23,60м. Позднее, в разное время, вдоль северной стороны возведена 3-х этажная пристройка с лестничной клеткой, вдоль западной стороны 2-х этажная пристройка размерами в плане 4,6х6,5м. Здание имеет чердак, подвал отсутствует.

Конструктивная схема основного здания - бескаркасная с несущими продольными стенами с гибким несущим остовом, пристройки с несущими продольными стенами. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен и связью стен с перекрытиями.

Здание отапливаемое, влажностный режим – нормальный, среда – неагрессивная.

В ходе выполнения выпускной квалификационной работы составлена пояснительная записка и выполнена графическая часть проекта.

Работа выполнена в соответствии с действующими нормативными документами.

## **1 Архитектурно-строительный раздел**

### **1.1 Общие данные**

#### **1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства**

Выпускная квалификационная работа на тему «Реконструкция здания Дома Кино» разработана на основании:

- 1) Задания на бакалаврскую работу;
- 2) Места расположения объекта.

#### **1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства**

Функциональное назначение здания – общественное здание для культурно-досуговой деятельности, содержащее зальные помещения.

#### **1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства**

Техничко-экономические показатели приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 - Техничко-экономические показатели здания

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
<b>1. Объемно-планировочные показатели</b>		
Площадь застройки	м <sup>2</sup>	1085,9
Площадь здания	м <sup>2</sup>	1392,71
Этажность	эт.	1-3
Высота этажа	м	от 2,02 до 7,65
Строительный объем, всего, в том числе	м <sup>3</sup>	8599,78
надземной части	м <sup>3</sup>	5893,83
подземной части	м <sup>3</sup>	2 705,95

### **1.2 Схема планировочной организации земельного участка**

#### **1.2.1 Характеристика земельного участка предоставленного для размещения объекта капитального строительства**

Площадка, отведённая под строительство, расположена в городе Красноярск, по ул. Мира, д. 88. Площадь земельного участка составляет 1085,9 м<sup>2</sup>.

## **1.2.2 Обоснование схем транспортных коммуникаций, обеспечивающих внешний и внутренний подъезд к объекту капитального строительства**

Подъезд к объекту обеспечивается с 2-х полосной проезжей части ул. Мира. Подъезд техники для вывоза мусора, пожарной техники обеспечивается по дороге общего пользования.

## **1.3 Архитектурные решения**

### **1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации**

Здание «ДОМа КИНО» кирпичное одно- трехэтажное, с встроенно-пристроенными помещениями, в плане представляет собой сопряженные прямоугольники.

Основное здание одноэтажное кирпичное построено в начале 20-го века, размерами в плане 16,0х23,60м. Позднее, в разное время, вдоль северной стороны возведена 3-х этажная пристройка с лестничной клеткой, вдоль западной стороны 2-х этажная пристройка размерами в плане 4,6х6,5м. Здание имеет чердак, подвал отсутствует.

Конструктивная схема основного здания - бескаркасная с несущими продольными стенами с гибким несущим остовом, пристройки с несущими продольными стенами. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен и связью стен с перекрытиями.

Здание отапливаемое, влажностный режим – нормальный, среда – неагрессивная.

Планировочная и функциональная организация здания определяется его функциональным назначением, а также предусмотренным набором помещений, регламентируемых СП.

### **1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства**

Архитектурно-художественные решения разработаны на основе действующих нормативных документов, утвержденных Госстроем России (СП 118.13330.2012\* "Общественные здания и сооружения"), в принятых решениях учтены мероприятия по технике безопасности и противопожарные требования, предъявляемые к зданиям и сооружениям (Федеральный закон "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности"; СНиП 21-01-97\* «Пожарная

безопасность зданий и сооружений», СП 1.13130.2020 «Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы», СП 2.13130.2020 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты», СП 4.13130.2013 «Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям»).

Архитектурно-художественные решения, принятые с учетом санитарно-гигиенических требований, предусматривают создание оптимально комфортных условий пребывания.

Принятые решения обеспечивают нормальную эксплуатацию и необходимую долговечность зданий и сооружений.

Открывание всех дверей запроектировано по пути движения эвакуации. Высота эвакуационных выходов в свету более 1,9 м, ширина не менее 0,8 м, что соответствует пункту 4.2.5. СП 1.13130.2020. Ширина эвакуационных выходов с учетом геометрии эвакуационного пути через проем или дверь обеспечивает беспрепятственный пронос носилок с лежащим на них человеком. Двери эвакуационных выходов и другие двери на путях эвакуации открываются по направлению выхода из здания, в соответствии с п. 4.2.6 СП 1.13130.2020.

Все строительные ограждающие конструкции, предусматриваемые проектом для повышения энергоэффективности здания, удовлетворяют современным, противопожарным, санитарно-гигиеническим, комфортным условиям и требованиям энергосбережения.

### **1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства**

Здание с наружными стенами из вентилируемого фасада. Размеры в осях 1-9 равны 28405 мм. В осях А-К – 54325 мм. Целостность архитектурного облика здания достигается единством объемно-пространственного решения и функциональным содержанием. Архитектурный образ фасада здания лаконичен.

Оконные блоки из профилей ПВХ с двухкамерными стеклопакетами, по ГОСТ 30674-99. Внешняя поверхность рамы - белая (RAL 9016).

Кровля – профлист.

Интерьерные решения помещений способствуют комфортному пребыванию людей. Оформление интерьера выдержано в современном стиле, с присущим ему простотой форм, комфортом и удобством.

### **1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения**

Особенности внутреннего пространства помещений определены, прежде всего, типом здания и их основными строительными объемно-планировочными

параметрами, типом конструкций и строительными материалами каркаса и ограждений.

#### *Материалы внутренней отделки*

Отделка помещений запроектирована согласно назначению помещений.

Во всех помещениях здания (кроме санузла) стены и перегородки отделываются ГКЛ.

Покрытие пола: в залах – ковровое покрытие; в лекционном зале – паркетный щит; на площадках и в коридорах – декоративный бетон.

Полы в помещении с мокрым режимом (санузел); в коридоре 2.24 – керамогранит.

Потолки помещений – ГКЛ с окраской водоэмульсионной краской.

### **1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей**

Все помещения, требующие естественного освещения, расположены у наружных стен здания, что позволяет посредством окон обеспечить необходимую естественную освещенность данных помещений. Все окна индивидуального изготовления двух типоразмеров 1100x1400мм и 1200x1200мм.

### **1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.**

Защита помещений от шума извне предусматривается применением теплозвукоизолированных материалов в ограждающих конструкциях, оконных блоков из ПВХ – профилей с двойными стеклопакетами, обеспечивающими нормированный показатель звукоизоляции (СП 51.13330.2011 “Защита от шума”).

С целью локализации шума оборудование, создающее шум, размещено в отдельных помещениях, которые изолированы в общей планировке здания по местоположению, расположению проемов, предохраняя, таким образом помещения от шума (СП 51.13330.2011 “Защита от шума”). В помещениях источником шума, превышающим нормативный уровень, является технологическое и сантехническое оборудование. Объемно-планировочными решениями предусмотрено расположение такого оборудования в отдельных изолированных помещениях.

### **1.3.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости)**



Для данного здания не требуется разработка решений по светоограждению объекта, так как высота здания не превышает 45м.

### **1.3.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров**

Интерьерные решения помещений способствуют комфортному пребыванию людей. Оформление интерьера выдержано в современном стиле, с присущими ему простотой форм, комфортом и удобством. В интерьерах применена отделка в соответствии с функциональным назначением помещений.

## **1.4 Конструктивные и объёмно-планировочные решения**

### **1.4.1 Сведение об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства**

По СП 131.13330.2018 «Строительная климатология» данный район характеризуется следующими природно-климатическими данными:

- район строительства – г. Красноярск;
- климатический район –1В;
- абсолютная минимальная температура воздуха – минус 53°С;
- температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98 - минус 41°С;
- температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 – минус 39°С;
- температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,92 – минус 40°С;
- температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 – минус 37°С
- средняя температура воздуха наиболее холодного месяца – 8,4°С
- среднегодовая температура периода со среднесуточной температурой воздуха менее плюс 8 °С– минус 6,5 °С;
- среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже 0°С – минус 10,7°С;
- продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже 0°С – 169 суток.

### **1.4.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы принятые при выполнении расчётов строительных конструкций**

Конструктивная схема основного здания - бескаркасная с несущими

продольными стенами с гибким несущим остовом, пристройки с несущими продольными стенами. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен и связью стен с перекрытиями.

Уровень ответственности здания – КС-2 (нормальный).

Класс функциональной пожарной опасности — Ф2.

Степень огнестойкости — III.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа.

Фундаменты здания - ленточные бутобетонные на естественном основании, шириной подошвы 0,8м, глубина заложения от уровня отмостки - 2,65 м.

Отмостка - асфальтобетонная вдоль стен по осям 1 и 2 совмещенная с площадкой перед зданием.

Стены наружные и внутренние - кирпичная кладка толщиной 380 мм, 510 мм, 640 мм, 800 мм.

Перегородки – кирпичная кладка толщиной 120 мм, 250 мм.

Перекрытия – сборные железобетонные многопустотные плиты, плоские железобетонные и монолитные плиты по металлическим балкам.

Перекрытие над зрительным залом (в осях в осях 2-6/Е-В) - деревянное по стальным фермам.

Лестницы - сборные ж/б ступени по металлическим косоурам с монолитными площадочными плитами по металлическим балкам; металлическая по косоурам из прокатного уголка 160х160.

Крыша в осях 2-6/Е-В - деревянная двускатная. Несущими конструкциями крыши являются стальные стропильные фермы пролетом 15 м треугольной формы, высотой в коньке 2,9 м, установленные с шагом 5,5 м из спаренных уголков. По ним уложены прокатные швеллеры №20. На швеллеры опираются стропильные ноги из бруса сечением 40х130мм с шагом 600мм. По стропильным ногам уложен разреженный настил из досок, по ним сплошной настил из ДСП. Кровля из металлического профнастила.

Крыша в осях 6-8/А-Е – деревянная односкатная высотой в коньке 1,2м. Несущие элементы крыши - стропила сечением 100х130мм, уложенные с шагом 70см. По стропильным ногам уложен разреженный настил из досок, по ним сплошной настил из ДСП. Кровля из металлического профнастила.

Крыша в осях 1-9/Д-К – плоская совмещенная с перекрытием. Кровля рулонная.

Крыша в осях 3-6/Б-В – скатная совмещенная с перекрытием. Кровля из металлического профнастила.

Связи вертикальные и горизонтальные по фермам – прокатный уголок 60х60.

Несущими элементами барельефа являются прокатные швеллеры №30, сам барельеф выполнен из монолитного бетона.

В процессе эксплуатации были произведены следующие демонтажные работы на отм. 0,000:

1. Пробивка дверного проема в осях Ж/1-2;
2. Демонтируется площадка и лестничный пролет в осях Е-Ж/1-3;
3. Пробивка дверного проема в осях Е-Ж/1-2;
4. Пробивка дверного проема в осях Е-Д/1-2;
5. Демонтируются перегородки помещения 1.18;
6. Пробивка дверного проема в осях Д/1-2;
7. Пробивка дверного проема в осях Г-Д/1-2;
8. Пробивка дверного проема в осях 2/Д-Г;
9. Демонтируется лестница в помещении 1.8;
10. Демонтируются перегородки в помещениях 1.13;
11. Демонтируется перегородка между помещениями 1.11 и 1.12;
12. Пробивка дверного проема в осях 5/И-Ж;
13. Демонтируется перегородка в помещении 1.10;
14. Демонтируется стена в осях 7/И-Е;
15. Демонтируются туалетные перегородки в помещениях 1.10 и 1.9;
16. Пробивка дверного проема в осях И/8-9;
17. Пробивка дверного проема в осях Е/6-7;
18. Пробивка двух дверных проемов в осях И/7-9;
19. Пробивка дверного проема в осях 6/Г-Д;
20. Демонтаж трехмаршевой лестницы в осях Г-Д/6-8;
21. Демонтаж стены под зрительным залом в осях Г-Д/2-6;
22. Демонтаж стен тамбур-шлюзов в осях В-Г/1-2;
23. Демонтаж лестницы на сцену в помещении 1.5;
24. Пробивка дверного проема в стене между помещениями 1.6 и 1.5;
25. Пробивка дверного проема в осях 6/А-Б;
26. Демонтаж части стены в осях А/6-8;
27. Демонтаж напольных конструкций сцены;
28. Демонтаж напольных конструкций и гребенки кинозала.

На отм. +4,090:

1. Демонтаж двух лестничных площадок и двухмаршевой лестницы в осях Е-Ж/1-3;
2. Пробивка оконного проема в осях Ж/1-2;
3. Пробивка дверного проема в осях Е-Д/1-2;
4. Пробивка дверного проема в осях 3/Е-Ж;
5. Демонтаж перегородки между помещениями 2.10 и 2.11;
6. Пробивка проема в осях Ж-К/3-4;
7. Пробивка проема в осях 5 /Ж-И;
8. Демонтаж продольной перегородки в помещениях 2.14 и 2.15;
9. Демонтаж продольной перегородки между помещениями 2.16 и 2.17;
10. Демонтаж трехмаршевой лестницы в осях Г-Д/6-8;
11. Демонтаж перегородки в осях В-Г/6-8;
12. Демонтаж части перекрытия размерами 2100x2110 в осях В-Г/6-8;
13. Демонтаж части перекрытия размерами 4840x2740 в осях В-Г/6-8;

14. Пробивка дверного проема в осях 6/Б-В;
15. Демонтаж двухмаршевой лестницы в осях Б-В/5-8;
16. Демонтаж перекрытия на отм. +2,150 в осях Б-В/3-5;
17. Пробивка дверного проема в осях 3/Б-В;
18. Демонтаж перегородок в осях А-Б/6-8;

На отм. +4,090:

1. Демонтаж двух лестничных площадок и двухмаршевой лестницы в осях Е-Ж/1-3;
2. Пробивка дверного проема в осях Е-Д/1-2;
3. Демонтаж части перекрытия под фонарь размерами 7510x2100 в осях В-Г/6-8;

Демонтаж конструкций крыши:

1. Демонтаж конструкций крыши под фонарь размерами 2135(по уклону) x 5400 в осях В-Г/6-8;
2. Демонтаж конструкций крыши в осях Б-В/3-6.

В процессе эксплуатации были произведены следующие монтажные работы на отм. -3,450:

1. Устроен фундамент под пристраиваемую лестничную клетку в осях 1-2/В-Г;
2. Устроены элементы лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
3. Смонтированы 9 монолитных колонн;
4. Устроены кирпичные перегородки в осях 2-4/В-Г;
5. Было произведено усиление проема по оси 2;
6. Устроены конструкции лестницы в осях 4-6/В/Г;
7. Смонтирована кирпичная стена толщиной 380 мм в осях 4-6/В/Г;
8. Устроена подпорная стена в осях 2-6/В-Г;
9. Устроена подпорная стена в осях 6-8/В-Г;
10. Смонтирована кирпичная стена толщиной 250 мм в осях 6-8/В-Г;
11. Произведено усиление проема по оси 6.

На отм. 0,000:

1. Устроены перегородки, отделяющие помещение 2.17, в осях 1-2/Е-Ж;
2. Смонтированы конструкции лестницы в осях 1-2/3/Е-Ж;
3. Устроены перегородки их ГКЛ в осях 2/3-4/Е-К;
4. Смонтированы туалетные кабинки в помещениях 2.19, 2.18, 2.20 и 2.29;
5. Устроена кирпичная перегородка между помещениями 2.21 и 2.12 в осях 4-5/И-Ж;
6. Произведено усиление проема в стене по оси 5;
7. Смонтирован лестничный марш в осях 5-7/Ж-И;
8. Устроена кирпичная перегородка между помещением 2.24 и лестничной клеткой 2.23 в осях 7-8/Ж-И;

9. Устроены кирпичные перегородки, отделяющие помещения 2.22, 2.26, 2.27 и 2.23 в осях 5-9/Е-Ж;
10. Заделан проем в осях Е/4-5;
11. Усилены проемы по оси Е;
12. Усилен проем по оси Д;
13. Произведено усиление проема в осях Е-Ж/1-2;
14. Смонтированы конструкции лестницы в осях 1-2/Д-Г;
15. Смонтированы конструкции лестницы в осях 2-3/Д-Г;
16. Произведен монтаж напольных конструкций гребенки кинозала в осях 2-6/В-Д;
17. Смонтированы конструкции лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
18. Произведен монтаж стен пристраиваемой лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
19. Устроены кирпичные стены тамбуров 2.8 и 2.9 в осях 1-2/В-Г;
20. Произведен монтаж кирпичной стены в осях Б-В/3-5;
21. Произведен монтаж кирпичной стены в осях Б-В/4-5;
22. Смонтированы конструкции лестницы в осях В-Б/5-6;
23. Смонтированы конструкции лестницы в осях А-В/6-8;
24. Устроены элементы лестницы в осях 4-6/А-Б;
25. Устроены элементы лестницы в осях 6-7/В-Г;
26. Смонтированы конструкции лифта в осях 6-7/В-Г;
27. Произведен монтаж кирпичной перегородки между помещениями 2.4 и 2.5;
28. Произведено усиление проема в стене по оси 6;
29. Устроена кирпичная перегородка между помещениями 2.1 и 2.2;
30. Произведен монтаж части стены по оси 6 у основного входа в здание;

На отм. +4,090:

1. Смонтированы конструкции лестницы в осях 1-2/3/Е-Ж;
2. Произведено усиление проема в стене по оси 2/3;
3. Произведено усиление проема в стене по оси Ж;
4. Устроена перегородка в осях Ж/2/3-5;
5. Устроены конструкции лестницы в осях 5-7/Е-Ж;
6. Произведена закладка дверного проема в осях 6/Г-Д;
7. Смонтированы элементы лестницы и монолитное перекрытие в осях 6-8/Г-Д;
8. Смонтированы конструкции лифта в осях 6-7/В-Г;
9. Смонтированы конструкции лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
10. Устроены элементы балкона в осях 1-3/Б-Г;
11. Произведено усиление проема в стене по оси 3;
12. Устроено монолитное перекрытие на отм. +2,740 в осях 3-6/Б-В;
13. Произведено усиление проема в осях 6/Б-В;
14. Монтаж кирпичных стен в осях 6-8/А-В;

15. Смонтированы конструкции лестницы в осях 6-8/А-В;
16. Произведен монтаж напольных конструкций гребенки кинозала в осях 6-8/А-Б
17. Устроена кирпичная стена между помещениями 3.1 и 3.2 в осях 6-8/А-Б;

На отм. +6,300:

1. Смонтированы конструкции лестницы в осях 1-2/З/Е-Ж;
2. Смонтированы конструкции лестницы в осях 1-2/Д-Ж;
3. Устроено перекрытие на отм. +5,410 в осях 1-2/В-Г;
4. Произведен монтаж стен пристраиваемой лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
5. Произведен монтаж надстраиваемой части стены в осях 3/Б-В;

Монтаж конструкций крыши:

1. Произведен монтаж конструкций крыши пристраиваемой лестничной клетки в осях 1-2/В-Г;
2. Произведен монтаж конструкций крыши в осях Б-В/3-6;
3. Смонтированы конструкции фонаря в осях 6-8/В-Г.

### **1.5 Перечень мероприятий по предотвращению и снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации объекта капитального строительства**

Технология строительства и эксплуатация объекта исключает преднамеренное складирование отходов и выбросы загрязняющих веществ в окружающую среду.

Образующийся в процессе строительства мусор вывозится на лицензированный полигон твердых бытовых отходов.

Отработанные материалы собираются в выгреб-отстойник.

Сброс хозяйственных и ливневых стоков осуществляется в городскую или ливневую канализацию (вывоз по договору).

Принятые проектные решения, а также комплекс природоохранных мероприятий, позволяет предотвратить загрязнение окружающей природной среды.

### **1.6 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности**

#### **1.6.1 Описание системы обеспечения пожарной безопасности объекта капитального строительства**

В здании предусматриваются конструктивные, объемно-планировочные и инженерно-технические решения, обеспечивающие в случае пожара:

- возможность эвакуации людей наружу до наступления угрозы их жизни и здоровью вследствие воздействия ОФП;
  - возможность доступа личного состава пожарных подразделений и подачи средств пожаротушения к очагу пожара, а также проведения мероприятий по спасению людей и материальных ценностей;
  - нераспространение пожара на рядом расположенные здания.
- На объекте предусмотрено наружное пожаротушение от ПГ.

### **1.6.2 Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара**

Требуемый уровень обеспечения пожарной безопасности людей в реконструируемом здании достигается проектными решениями, принятыми в соответствии с обязательными требованиями действующих законодательных и нормативных документов по пожарной безопасности, в том числе добровольного применения.

### **1.7 Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов**

При проектировании предусмотрены мероприятия для обеспечения доступа маломобильных групп населения по помещениям кинотеатра.

Для инвалидов-колясочников, инвалидов с нарушением слуха и зрения подъем на первый этаж должен осуществляться через плавный заезд 5%. Все ступени наружных лестниц в пределах одного марша одинаковые по форме в плане, по размерам ширины проступи и высоты подступенка.

В проекте реконструкции предполагается устройство на первом этаже двух сан. узлов для инвалидов.

## **Расчетно – конструктивный раздел**

Здание «ДОМа КИНО» кирпичное одно- трехэтажное, с встроенно-пристроенными помещениями, в плане представляет собой сопряженные прямоугольники. В результате обследования отмечено, что состояние перекрытия в осях 3-6/Б-В относится к ограниченно работоспособному, вследствие чего необходимо его запроектировать на его месте новое перекрытие. Также необходимо запроектировать балкон в осях 1-3/Г-Б, выход на который осуществляется с пристраиваемой лестничной клетки в осях 1-2/Г-В и технологической площадки в осях 1-3/Г-Б.

### **2.1 Конструирование и расчет балкона**

В ходе реконструкции здания «Дома Кино» по адресу: г. Красноярск, пр. Мира, 88 требуется запроектировать балкон на втором этаже в осях 1-3/Г-Б, состоящий из монолитной плиты по металлическим балкам.

#### **2.1.1 Компоновка конструктивной схемы балкона**

Отметка верха балкона принимается +2,700, которая равняется отметке площадки пристраиваемой лестничной клетки, с которой будет производиться выход на балкон. На первом этаже по оси 2 имеется два дверных проема, поэтому часть балкона по данной оси конструируется следующим образом: вес монолитной балконной плиты ПМ1 передается на шарнирно-опертые балки Б1 с шагом 900 мм, которые опираются на швеллер Б9, крепление которого к кирпичной стене по оси 2 осуществляется с помощью анкерных болтов, а часть балки, выходящая за плоскость стены, поддерживается кронштейном П2, и на консольную балку Б8, жестко защемленную одним концом в пристраиваемую кирпичную стену лестничной клетки и поддерживаемая тремя кронштейнами П1 и консольной балкой Б5 из швеллера, крепящейся к стене по оси В анкерами. Часть балкона, где происходит его поворот и за счет этого удлинение, опирается на три балки Б2, которые одним концом защемляются в стену из кирпича по оси 3 и опираются на балки Б9 и Б8. Монолитная плита ПМ1 по оси 3 передает нагрузку на две жестко защемленные балки Б3 с расстоянием между ними 900 мм, на балку Б7, опирающуюся на две жестко защемленные в общую со зданием КГАУ кирпичную стену по оси Б балки Б6, и на балку Б4 из швеллера, опирающуюся на те же балки Б6 и крепящуюся к стене по оси Б анкерами. Балконная плита ПМ1 проектируется толщиной 120 мм с уклоном 1 % для удаления сточных вод. Пол состоит из следующих слоев: над монолитной плитой располагается цементно - песчаная стяжка толщиной 60 мм, затем устраивается прослойка из цементно – песчаного раствора толщиной 10 мм, на которую укладывается керамогранит на клею толщиной 10 мм. Схема расположения балок консольной плиты на отм. +2,700 приводится на рисунке 2.1, а схема



расположения монолитного участка консольной плиты на отм. +2,700 приводится на рисунке 2.2.

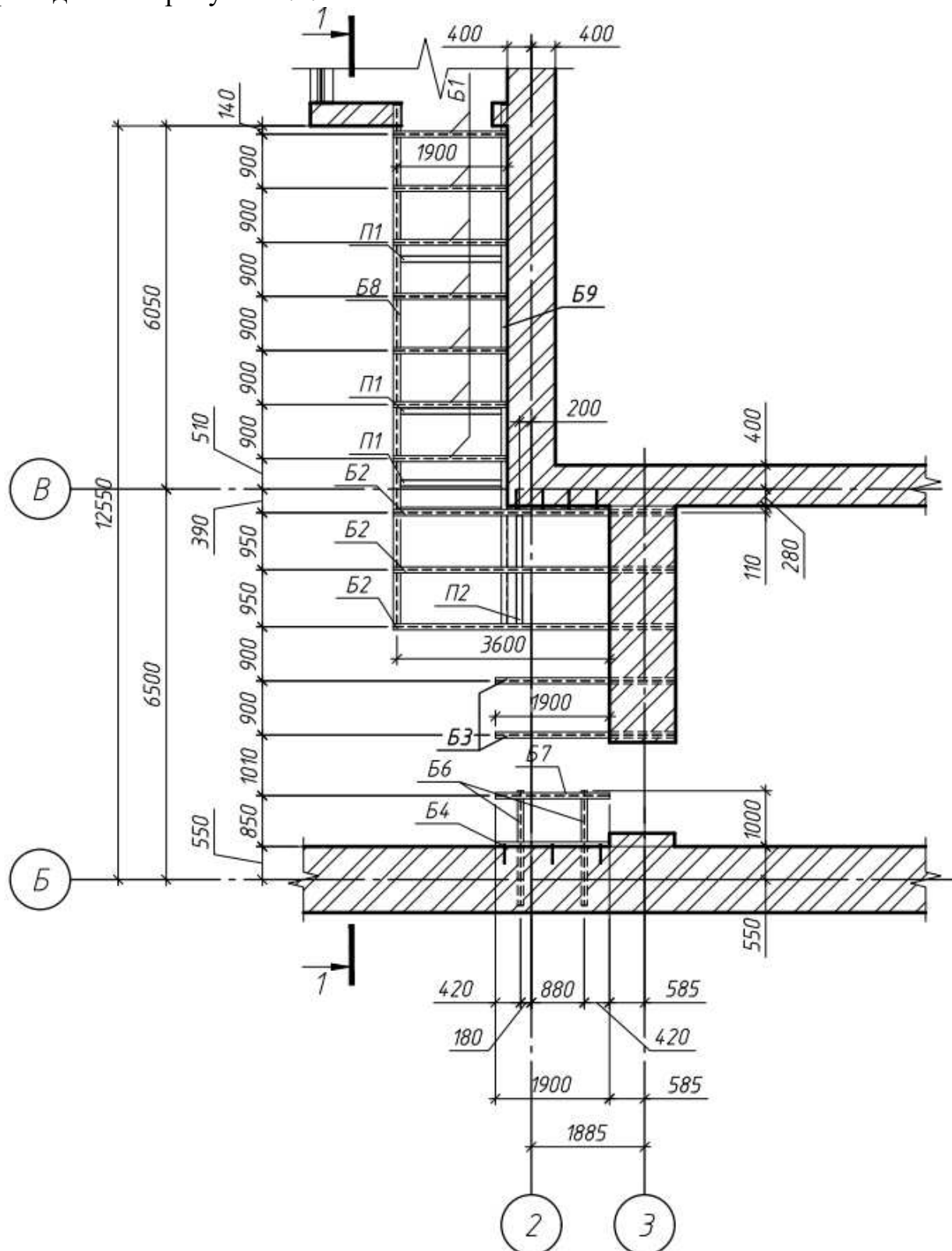


Рисунок 2.1 – Схема расположения балок консольной плиты на отм. +2,700

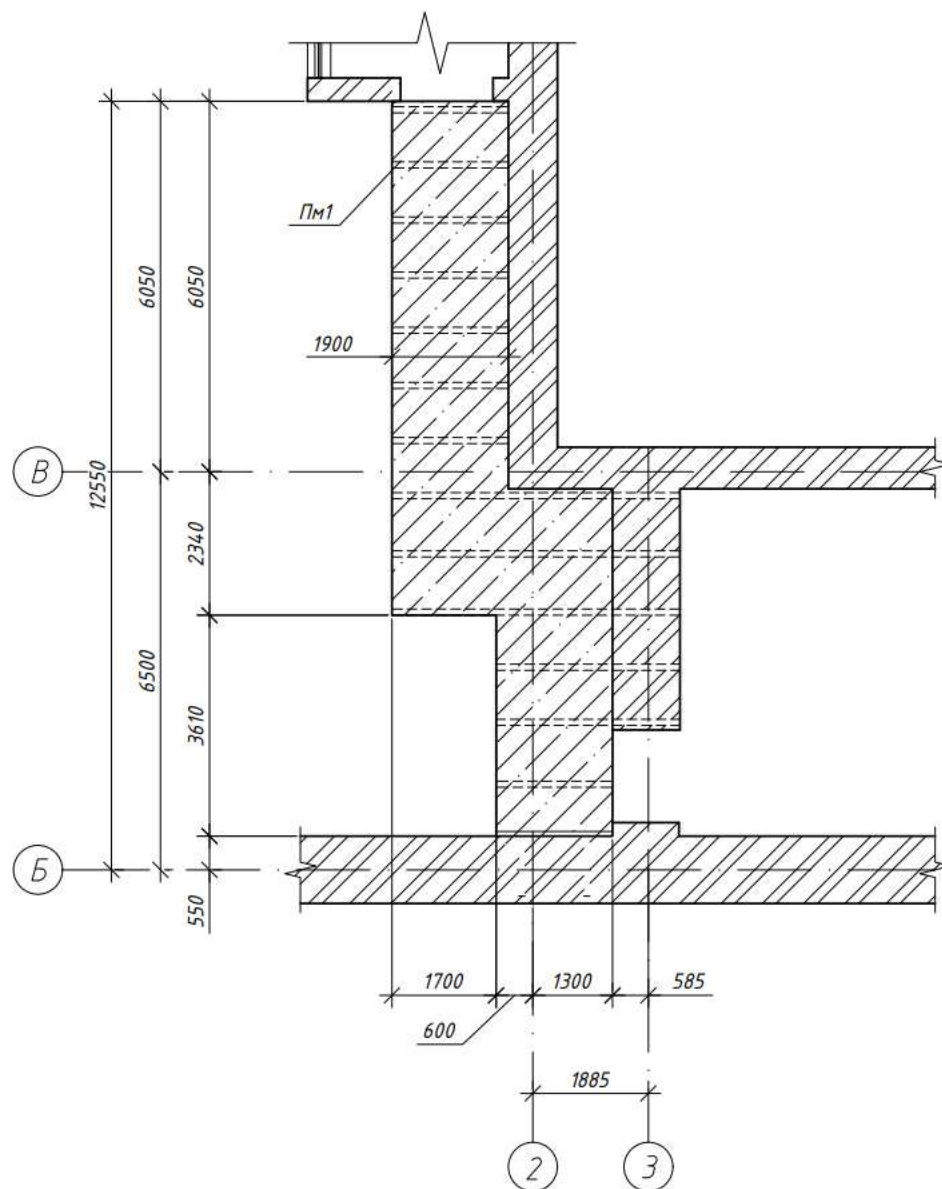


Рисунок 2.2 – Схема расположения монолитного участка консольной плиты на отм. +2,700

### 2.1.2 Сбор нагрузок на балочную клетку

Сбор нагрузок от вышележащих элементов перекрытия на балочную клетку приведен в табл. 1.1.

Таблица 1.1. Сбор нагрузок на балочную клетку.

Составляющие нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	$\gamma_{f1}$	Расчетная нагрузка, кПа
1. Постоянные нагрузки			
1.1 Керамогранит на слое клея толщиной $t = 10$ мм, $\rho = 2700$ кг/м <sup>3</sup>	0,27	1,1	0,297
1.2 Прослойка из цементно-песчаного раствора М100 толщиной $t = 10$ мм, $\rho = 2200$ кг/м <sup>3</sup>	0,22	1,3	0,286
1.3 Стяжка цементно-песчаная М100 толщиной $t = 60$ мм, $\rho = 2200$ кг/м <sup>3</sup>	1,32	1,3	1,716
1.4 Плита перекрытия $t = 120$ мм, $\rho = 2400$ кг/м <sup>3</sup>	2,88	1,1	3,168
Итого постоянная нагрузка	$q_{\text{пост}1}^H = 4,69$		$q_{\text{пост}1} = 5,467$
2. Временные нагрузки			
2.1 Полезная нагрузка от оборудования, людей и т.д. ([3, табл. 8.3])	$p^H = 2$	1,2	$p = 2,4$
Итого полная нагрузка	$q_{\text{п}}^H = 6,69$		$q_{\text{п}} = 7,867$

Нагрузка от плиты и пола будет передаваться непосредственно на балки. Прежде необходимо найти нагрузки на балки в зависимости от их грузовых площадей.

Погонная нагрузка от консольного балочного перекрытия приведена в таблице 2.2.

Таблица 2.2. Погонная нагрузка на балки.

Наименование балки	Грузовая ширина балки $a$ , мм	Нормативная нагрузка $q^H$ , кН/м	Расчетная нагрузка $q$ , кН/м
Б1.1	590	3,947	4,642
Б1.2	900	6,021	7,08

Б2.1*	925 (585)	6,188 (3,914)	7,277 (4,602)
Б2.2	950	6,356	7,474
Б2.3**	525 (925)	3,512 (6,188)	4,13 (7,277)
Б3.1	900	6,021	7,08
Б3.2	955	6,389	7,513
Б7	930	6,222	7,316
Б4	425	2,843	3,343

Примечание:  
\* - Балка Б2.1 имеет различную грузовую ширину. Часть балки длиной 1900 мм имеет грузовую ширину 925 мм, а остальная часть длиной 1700 мм – 585 мм;  
\*\* - Балка Б2.3 имеет различную грузовую ширину. Часть балки длиной 1700 мм имеет грузовую ширину 525 мм, а остальная часть длиной 1900 мм – 925 мм. Грузовая ширина балки Б2.3 взята предварительно на 50 мм больше расстояния до ее оси, так как она является угловой и балконная плита опирается на всю ширину полки. После подбора балки и определения геометрических характеристик будет произведен пересчет.

Грузовая ширина балок, воспринимающих непосредственно нагрузку от балконной плиты и пола, принималась в соответствии с рисунком 2.3.

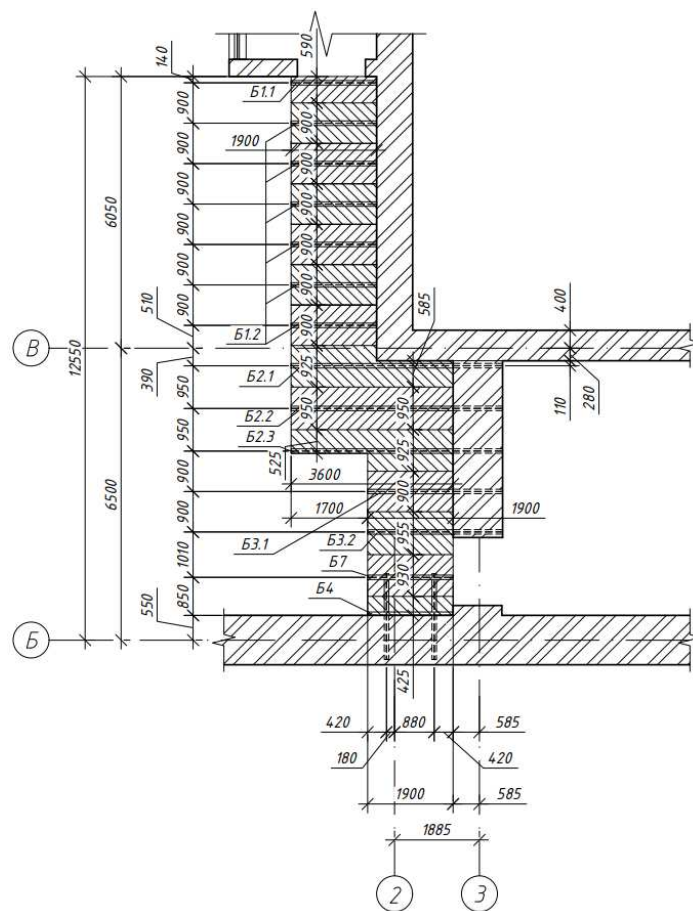


Рисунок 2.3 – Грузовые площади балок

### 2.1.3 Определение внутренних усилий в элементах балкона

Расчет балочной клетки проведем в программе «SCAD». Расчетная модель приведена на рисунке 2.4.

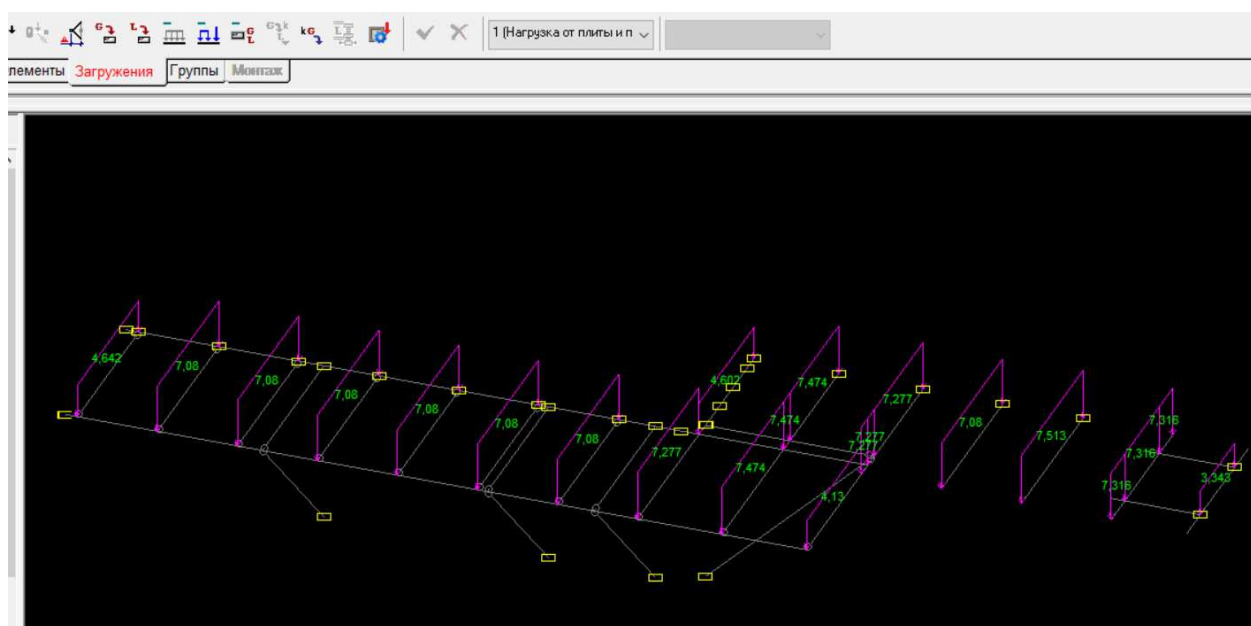


Рисунок 2.4 – Расчетная модель балочной клетки

При расчете принимались жесткости согласно рисунку 2.5.

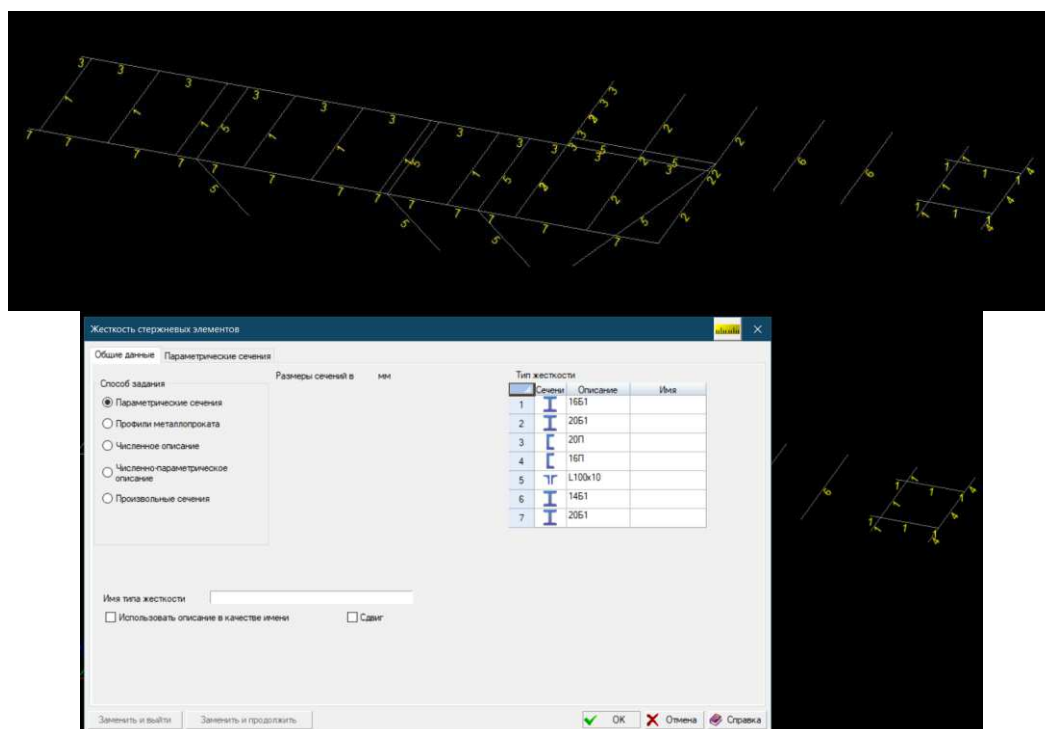


Рисунок 2.5 – Жесткости элементов балочной клетки и нагрузка от них

Ниже приведены результаты расчета балочной клетки в программе «SCAD».



Рисунок 2.6 – Эпюры продольных сил в стальных элементах перекрытия

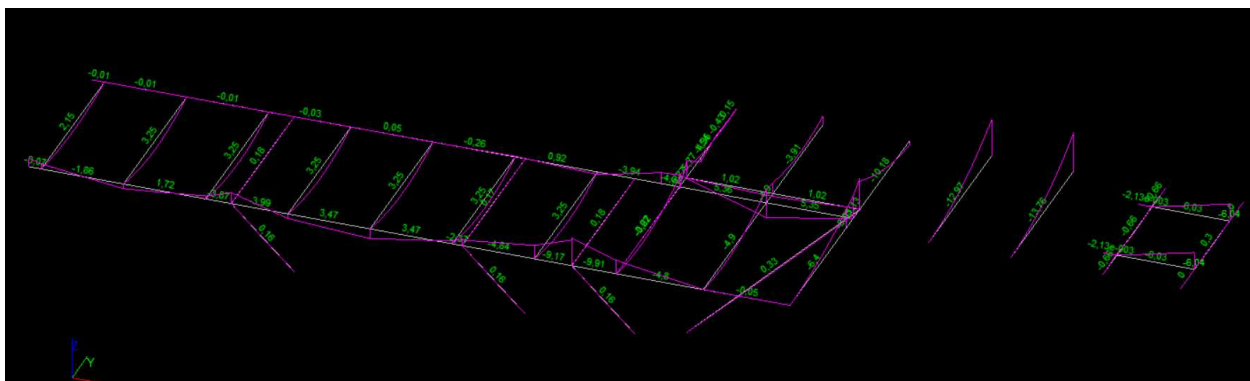


Рисунок 2.7 – Эпюры изгибающих моментов в стальных элементах перекрытия



Рисунок 2.8 – Эпюры поперечных сил в стальных элементах перекрытия

## 2.1.4 Расчет балки Б1

### Исходные данные

Балки Б1 – прокатные, из двутавров по ГОСТ Р 57837-2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б1} = 1,9$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали до 10 мм

включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250$  Н/мм<sup>2</sup>,  
 $R_{un} = 380$  Н/мм<sup>2</sup>,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145$  Н/мм<sup>2</sup>;

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,42$  см [3, прил. Д, табл. Д.1;

### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны (рисунок 2.9):

$$M_{max} = 3,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 6,85 \text{ кН};$$

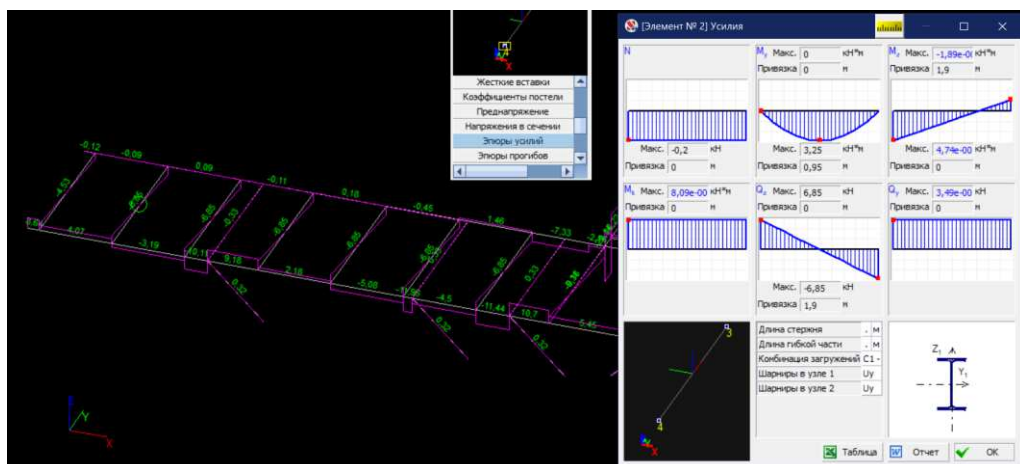


Рисунок 2.9 – Внутренние усилия в балке Б1

### Конструктивный расчет балки

Балка Б1 относится к 1-ому классу и должна быть запроектирована с напряженно – деформируемым состоянием (НДС), при котором напряжения по всей площади не должны превышать расчетного сопротивления стали  $|\sigma| \leq R_y$  (упругое состояние сечения).

При действии момента в одной из главных плоскостей, что имеет место в нашем случае, условие прочности по нормальным напряжениям для балки 1-го класса сплошного сечения имеет вид:

$$\frac{M}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.1)$$

Из этого условия определяем требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3,25 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 13 \text{ см}^3. \quad (2.2)$$

По сортаменту принимаем двутавр 10Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,2 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 15,92 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 171,01 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 19,7 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 55 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,7 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,1 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б1} = 8,1 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б1 принималась как для двутавра 16Б1, корректировку расчета с учетом фактического собственного веса балки двутавра 10Б1 допускается не производить ввиду ее меньшего веса.

Прочность балки Б1 проверяем в середине ее пролета ( $M = M_{max}$ ) и на опоре ( $Q = 0$ ).

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3,25 \cdot 1000}{34,2 \cdot 250 \cdot 1} = 0,38 < 1. \quad (2.3)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{6,85 \cdot 19,7}{171,01 \cdot 0,41 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,133 < 1. \quad (2.4)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б1 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра Б1 (рисунок 2.10):



$$f_{max} = 0,316 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,42 \text{ см}, \quad (2.5)$$

где  $E = 2,06 \cdot 10^5$  – модуль упругости для стали.

Следовательно, жесткость балки Б1 обеспечена.

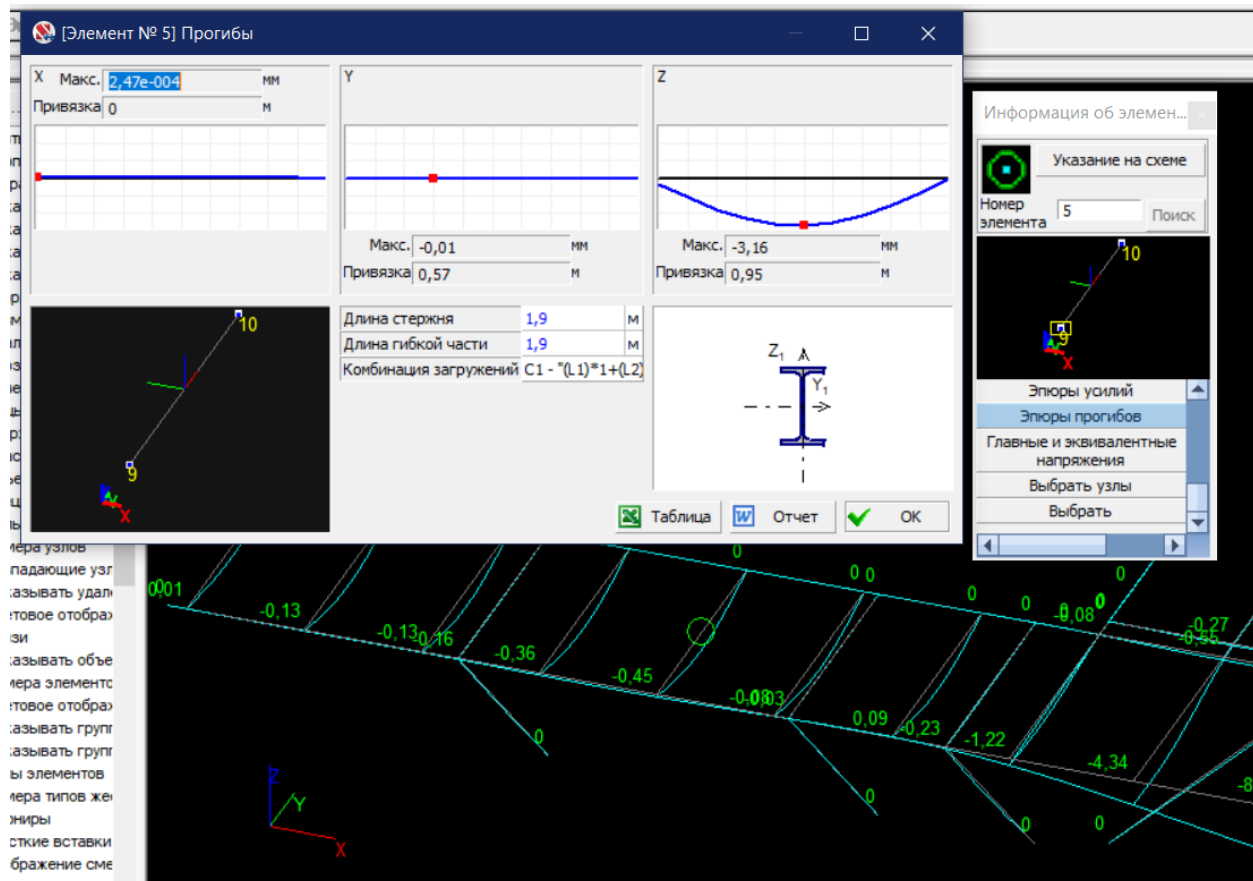


Рисунок 2.10 – Эпюра прогибов балки Б1 сечением из двутавра 10Б1

Согласно п. 8.4.4 [1], устойчивость балок 1 - класса следует считать обеспеченной при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др. Так как монолитная железобетонная плита Пм1 непрерывно опирается на балку Б1 и связывается с ней с помощью приваренных к балке арматурных «усов», устойчивость балки Б1 считаем обеспеченной.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный

предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для двутавра 10Б1 определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1032}{410} = 2,518, \quad (2.6)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля, мм<sup>2</sup>;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения, мм.

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - ОМВ FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б1 не менее 45 минут.

### 2.1.5 Расчет балки Б2

#### Исходные данные

Балки Б2 – прокатные, из двутавров по ГОСТ Р 57837-2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б2} = 3,6$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали до 10 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250$  Н/мм<sup>2</sup>,  $R_{un} = 380$  Н/мм<sup>2</sup>,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145$  Н/мм<sup>2</sup>;

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,423$  см [3, прил. Д, табл. Д.1];

#### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны:

$$M_{max} = 5,38 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 10,15 \text{ кН};$$

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5,38 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 21,52 \text{ см}^3. \quad (2.7)$$

По сортаменту принимаем двутавр 10Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,2 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 15,92 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 171,01 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 19,7 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 55 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,7 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,1 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б2} = 8,1 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б1 принималась как для двутавра 16Б1, корректировку расчета с учетом фактического собственного веса балки из двутавра 10Б1 допускается не производить ввиду ее меньшего веса.

Расчет на прочность по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5,38 \cdot 1000}{34,2 \cdot 250 \cdot 1} = 0,63 < 1. \quad (2.8)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Расчет на прочность по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{10,15 \cdot 19,7}{171,01 \cdot 0,41 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,197 < 1. \quad (2.9)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б2 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 10Б1 (рисунок 2.11):

$$f_{max} = 0,534 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,42 \text{ см}. \quad (2.10)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

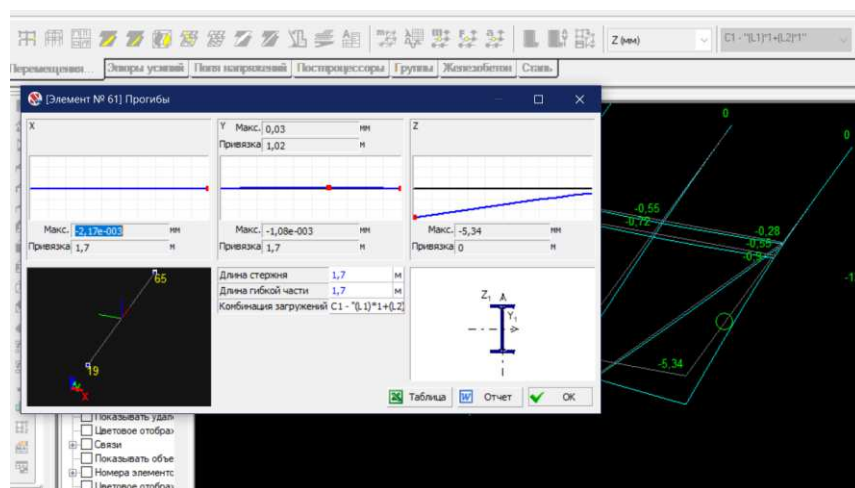


Рисунок 2.11 – Эпюра прогибов балки Б2 сечением из двутавра 10Б1

Согласно п. 8.4.4 [1], устойчивость балок 1 - класса следует считать обеспеченной при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др. Так как монолитная железобетонная плита Пм1 непрерывно опирается на балку Б2 и связывается с ней с помощью приваренных к балке арматурных «усов», устойчивость балки Б2 считаем обеспеченной.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для двутавра 10Б1 определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1032}{410} = 2,518, \quad (2.11)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля, мм<sup>2</sup>;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения, мм.

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - ОМВ FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б2 не менее 45 минут.

## 2.1.6 Расчет балки БЗ

### Исходные данные

Балки БЗ – прокатные, из двутавров по ГОСТ Р 57837-2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{БЗ} = 1,9$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали до 10 мм

включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250$  Н/мм<sup>2</sup>,  $R_{un} = 380$  Н/мм<sup>2</sup>,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145$  Н/мм<sup>2</sup>;

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{132,75} = \frac{190}{133,5} = 1,42$  см [3, прил. Д, табл. Д.1];

### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны (рисунок 2.12):

$$M_{max} = 13,76 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 14,48 \text{ кН};$$

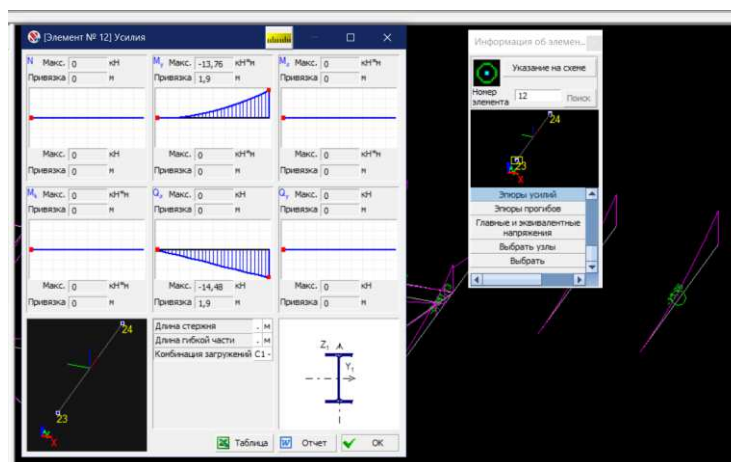


Рисунок 2.12 – Внутренние усилия в балке БЗ

## Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,76 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 55,04 \text{ см}^3. \quad (2.12)$$

По сортаменту принимаем двутавр 14Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 63,3 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 36,42 \text{ см}^4$ ;  $I_x = 434,86 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 35,8 \text{ см}^3$ ;  $h = 137,4 \text{ мм}$ ;  $b_f = 73 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,6 \text{ мм}$ ;  $t_w = 3,8 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б3} = 10,5 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б3 принималась как для двутавра 14Б1, корректировку расчета проводить не следует.

Расчет на прочность по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_{\text{max}}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,76 \cdot 1000}{63,3 \cdot 250 \cdot 1} = 0,87 < 1. \quad (2.13)$$

Расчет на прочность по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{14,48 \cdot 19,7}{434,86 \cdot 0,38 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,119 < 1. \quad (2.14)$$

Проверим балку Б3 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 14Б1 (рисунок 2.13):

$$f_{\text{max}} = 0,923 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,42 \text{ см}. \quad (2.15)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

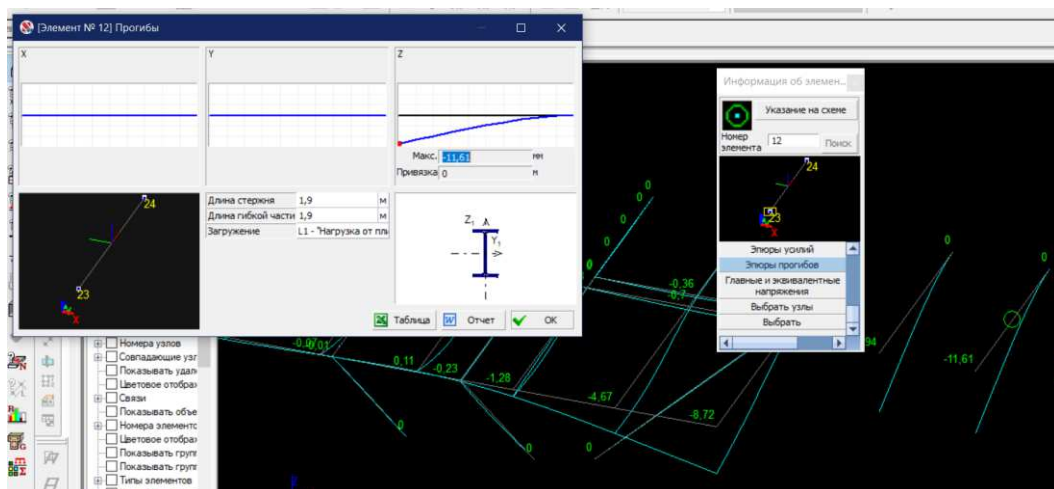


Рисунок 2.13 – Эпюра прогибов балки Б3 сечением из двутавра 14Б1

Согласно п. 8.4.4 [1], устойчивость балок 1 - класса следует считать обеспеченной при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др. Так как монолитная железобетонная плита Пм1 непрерывно опирается на балку Б3 и связывается с ней с помощью приваренных к балке арматурных «усов», устойчивость балки Б3 считаем обеспеченной.

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для двутавра 14Б1 определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1339}{547,2} = 2,447, \quad (2.16)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля, мм<sup>2</sup>;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения, мм.

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - ОМВ FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б3 не менее 45 минут.

### 2.1.7 Расчет балки Б4

#### Исходные данные

Балка Б4 – прокатная, из швеллера по ГОСТ 8240-97, тип П, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б4} = 1,9$  м;

- группа стальных конструкций – 3;

- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];

- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];

- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751-2014;

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-2015;

- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];

- расчетные характеристики стали С245 при толщине стали от 4 до 20 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{245}{1,025} = 240 \text{ Н/мм}^2$ ,  $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ ;

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{120,9} = \frac{106}{120,9} = 0,877 \text{ см}$  [3, прил. Д, табл. Д.1];

### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны:

$$M_{max} = 0,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 1,77 \text{ кН};$$

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,27 \cdot 1000}{240 \cdot 1} = 1,125 \text{ см}^3. \quad (2.17)$$

По сортаменту принимаем швеллер 10П и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,9 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 22,6 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 175 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 20,5 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 46 \text{ мм}$ ;  $t_f = 7,6 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,5 \text{ мм}$ ;  $r = 4 \text{ мм}$ ;  $R = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б4} = 8,59 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б4 принималась как для швеллера 10П, корректировку расчета производить не следует.

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,27 \cdot 1000}{34,9 \cdot 240 \cdot 1} = 0,033 < 1. \quad (2.18)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,82 \cdot 20,5}{175 \cdot 0,45 \cdot 139,2 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,034 < 1. \quad (2.19)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б4 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик швеллера 10П (рисунок 2.14):



$$f_{max} = 0,007 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{120,9} = \frac{106}{120,9} = 0,877 \text{ см.} \quad (2.20)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

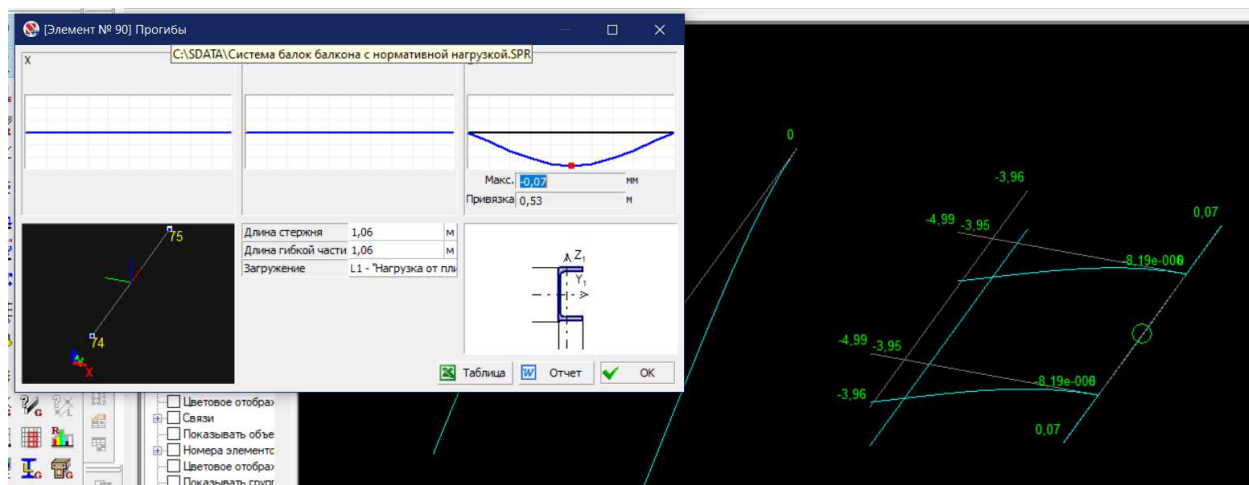


Рисунок 2.14 – Эпюра прогибов балки Б4 сечением из швеллера 10П

Согласно п. 8.4.4 [1], устойчивость балок 1 - класса следует считать обеспеченной при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др. Так как монолитная железобетонная плита Пм1 непрерывно опирается на балку Б4 и связывается с ней с помощью приваренных к балке арматурных «усов», устойчивость балки Б4 считаем обеспеченной.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для швеллера 10П определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1090}{364} = 2,99, \quad (2.21)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля,  $\text{мм}^2$ ;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения,  $\text{мм}$ .

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3  $\text{мм}$  собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин.

Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - OMB FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б4 не менее 45 минут.

### 2.1.8 Расчет балки Б9

#### Исходные данные

- Балка Б9 – прокатная, из швеллера по ГОСТ 8240 - 97, тип Б, 1-го класса;
- пролет  $l_{Б9} = 8,34$  м;
  - группа стальных конструкций – 3;
  - расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
  - коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
  - коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
  - материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-2015;
  - показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
  - расчетные характеристики стали С245 при толщине стали от 4 мм до 20 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{245}{1,025} = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_{un} = 370 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{190}{133,5} = 1,423$  см [3, прил. Д, табл. Д.1;

#### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны:

$$M_{max} = 5,36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 10,28 \text{ кН};$$

#### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5,36 \cdot 1000}{240 \cdot 1} = 22,33 \text{ см}^3. \quad (2.22)$$

По сортаменту принимаем швеллер 10П и выписываем его

геометрические характеристики:  $W_x = 34,9 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 22,6 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 175 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 20,5 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 46 \text{ мм}$ ;  $t_f = 7,6 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,5 \text{ мм}$ ;  $r = 4 \text{ мм}$ ;  $R = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б4} = 8,59 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б9 принималась приближенно как швеллера 20П, корректировку расчета с учетом фактического собственного веса балки из швеллера 10П допускается не производить ввиду ее меньшего веса.

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5,36 \cdot 1000}{34,9 \cdot 240 \cdot 1} = 0,64 < 1. \quad (2.23)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{10,28 \cdot 20,5}{175 \cdot 0,45 \cdot 139,2 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,193 < 1. \quad (2.24)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б4 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик швеллера 10П (рисунок 2.16):

$$f_{max} = 0,154 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{133,5} = \frac{106}{120,9} = 1,423 \text{ см}. \quad (2.25)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

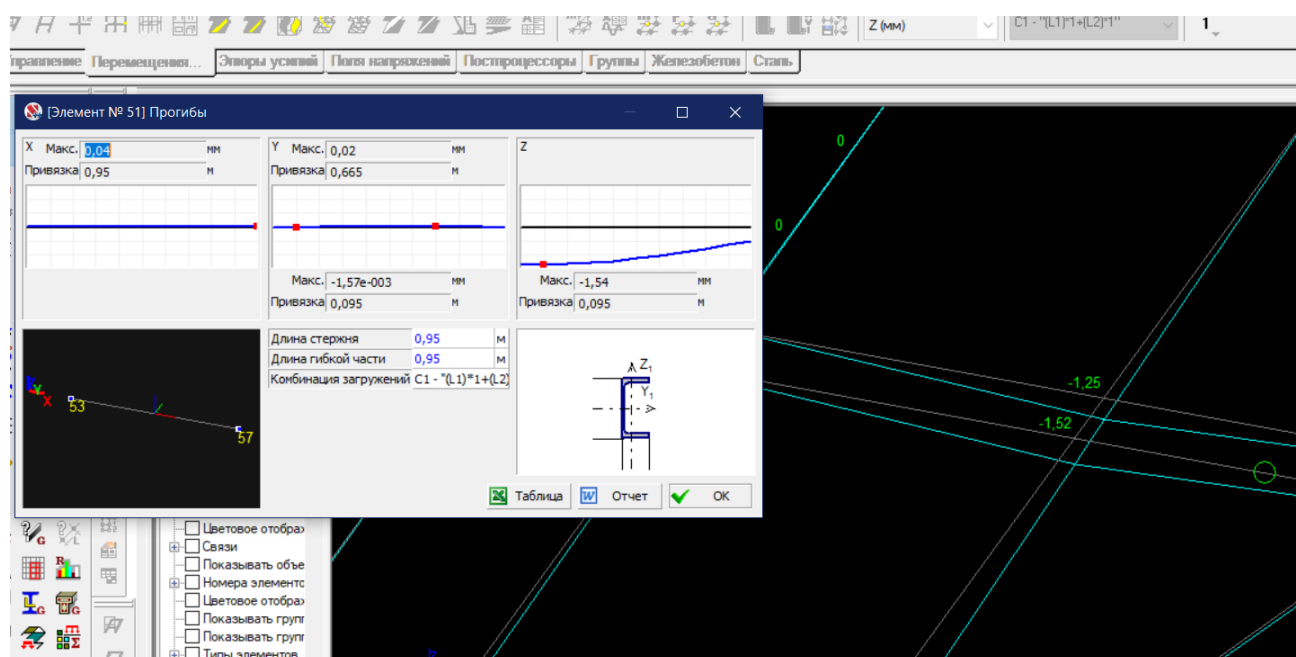


Рисунок 2.15 - Эпюра прогибов балки Б4 сечением из швеллера 10П

Согласно п. 8.4.1 [1], расчет на устойчивость балок 1-го класса при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.26)$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж[1] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Согласно Ж.7 приложения Ж [1], для балки швеллерного сечения коэффициент  $\varphi_b$  следует принимать равным:

$$\varphi_b = 0,7 \cdot \varphi_1, \quad (2.27)$$

где  $\varphi_1$  следует определять как для балок двоякосимметричного двутаврового сечения, используя формулы  $\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y} \leq 1$  и  $\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2$ , где значения  $I_x, I_y, I_t$  следует принимать для швеллера.

Согласно п. Ж.3 прил. Ж [1], значение коэффициента  $\psi$  следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от числа закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента  $\alpha$ , равного:

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1,54 \cdot \frac{1,04}{22,6} \cdot \left(\frac{190}{10}\right)^2 = 25,58, \quad (2.28)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д [1]:

$$I_t = \left(\frac{k}{3}\right) \cdot \sum b_i \cdot t_i^3 = \left(\frac{1,12}{3}\right) \cdot ((4,6 \cdot 0,76^3) + (4,6 \cdot 0,76^3) + (8,42 \cdot 0,45^3)) = 1,04 \text{ см}^4, \quad (2.29)$$

где  $k = 1,12$  – для швеллерного сечения;

$b_i$  и  $t_i$  – ширина и толщина листов соответственно, образующих сечение, включая стенку.

Согласно таблицы Ж.1 [1]:

$$\psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 25,58 = 4,041. \quad (2.30)$$

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y} = 4,041 \cdot \frac{22,6}{175} \cdot \left(\frac{10}{190}\right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} = 1,241. \quad (2.31)$$

$$\varphi_b = 0,7 \cdot \varphi_1 = 0,7 \cdot 1,241 = 0,869. \quad (2.32)$$

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{5,36 \cdot 10^2}{0,869 \cdot 34,9 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,074 \leq 1. \quad (2.33)$$

Следовательно, общая устойчивость балки Б9 обеспечена.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 8.5.9, стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости в балках 1 – го класса, если значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки.

$$\bar{\lambda}_w = \left( \frac{h_{ef}}{t_w} \right) \cdot \sqrt{R_y / E} = \left( \frac{70,8}{4,5} \right) \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 0,54 < 3,2, \quad (2.34)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота стенки, принимаемая в прокатных профилях как расстояние между началами внутренних закруглений, согласно п 7.3.2 [1].

Следовательно, укреплять балку Б9 поперечными ребрами жесткости не требуется.

Так как имеет место приложение сосредоточенных неподвижных нагрузок, устанавливаем в этих местах поперечные ребра жесткости. Согласно п. 8.5.9 [1], в стенке, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть не менее  $(h_w/24 + 40)$  мм для одностороннего ребра; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E}$ .

$$h_w/24 + 40 = 84,8/24 + 40 = 43,53 \text{ мм}. \quad (2.35)$$

Здесь  $h_w = 45$  мм – полная высота стенки.

Принимаю  $b_r = 80$  мм. Тогда

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 45 \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,07 \text{ мм}. \quad (2.36)$$

Принимаю  $t_r = 6$  мм.

Ребра жесткости располагаю с двух сторон от анкерного болта с расстоянием от него по 75 мм с каждой стороны. Сечение балки Б9 показано на рисунке 2.16.

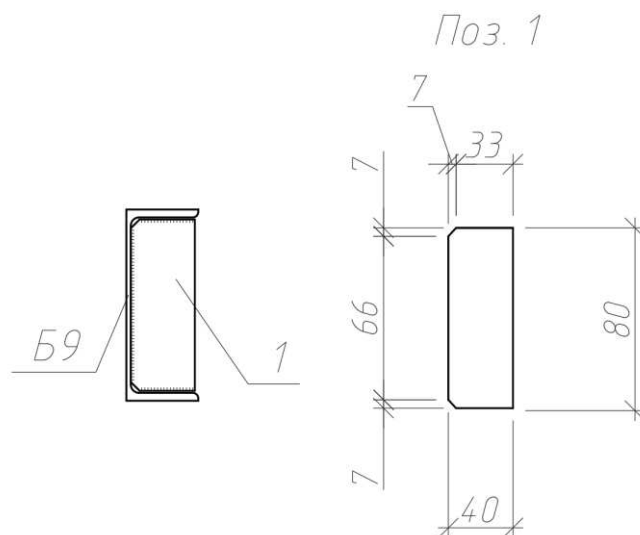


Рисунок 2.16 – Сечение балки Б9

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для швеллера 10П определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1090}{364} = 2,99, \quad (2.37)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля, мм<sup>2</sup>;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения, мм.

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - ОМВ FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б4 не менее 45 минут.

### 2.1.7 Расчет балки Б8

#### Исходные данные

Балка Б8 – прокатная, из двутавра по ГОСТ Р 57837 - 2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б8} = 8,34$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];

- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали от до 10 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  
 $R_{un} = 380 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{142,95} = \frac{253}{142,95} = 1,77 \text{ см}$  [3, прил. Д, табл. Д.1];

### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» с учетом подобранных профилей максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны:

$$M_{max} = 18,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 17,83 \text{ кН};$$

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{18,48 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 73,92 \text{ см}^3. \quad (2.38)$$

По сортаменту принимаем двутавр 14Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 63,3 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 36,42 \text{ см}^4$ ;  $I_x = 434,86 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 35,8 \text{ см}^3$ ;  $h = 137,4 \text{ мм}$ ;  $b_f = 73 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,6 \text{ мм}$ ;  $t_w = 3,8 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б8} = 10,5 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б8 принималась приближенно как двутавра 20Б1, следует выполнить корректировку расчета с учетом фактического собственного веса двутавра 14Б1.

Уточненные значения усилий:

$$M_{max} = 13,17 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 12,56 \text{ кН};$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,17 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 52,68 \text{ см}^3. \quad (2.39)$$

По сортаменту принимаем двутавр 12Б2 выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 53 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 27,67 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 317,75 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 30,36 \text{ см}^3$ ;  $h = 120 \text{ мм}$ ;  $b_f = 64 \text{ мм}$ ;  $t_f = 6,3 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,4 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{\text{Б8}} = 10,4 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б8 принималась приближенно как двутавра 24Б1, следует выполнить корректировку расчета с учетом фактического собственного веса двутавра 12Б2.

Уточненные значения усилий:

$$M_{\text{max}} = 11,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{max}} = 11,48 \text{ кН};$$

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{\text{max}}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{11,86 \cdot 1000}{53 \cdot 250 \cdot 1} = 0,9 < 1. \quad (2.40)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{11,86 \cdot 30,36}{317,75 \cdot 0,44 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,178 < 1. \quad (2.41)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б8 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 12Б2 (рисунок 2.17):

$$f_{\text{max}} = 3,401 \text{ см} > f_u = \frac{l_{ef}}{142,95} = \frac{253}{142,95} = 1,77 \text{ см}. \quad (2.42)$$

Следовательно, жесткость балки не обеспечена.



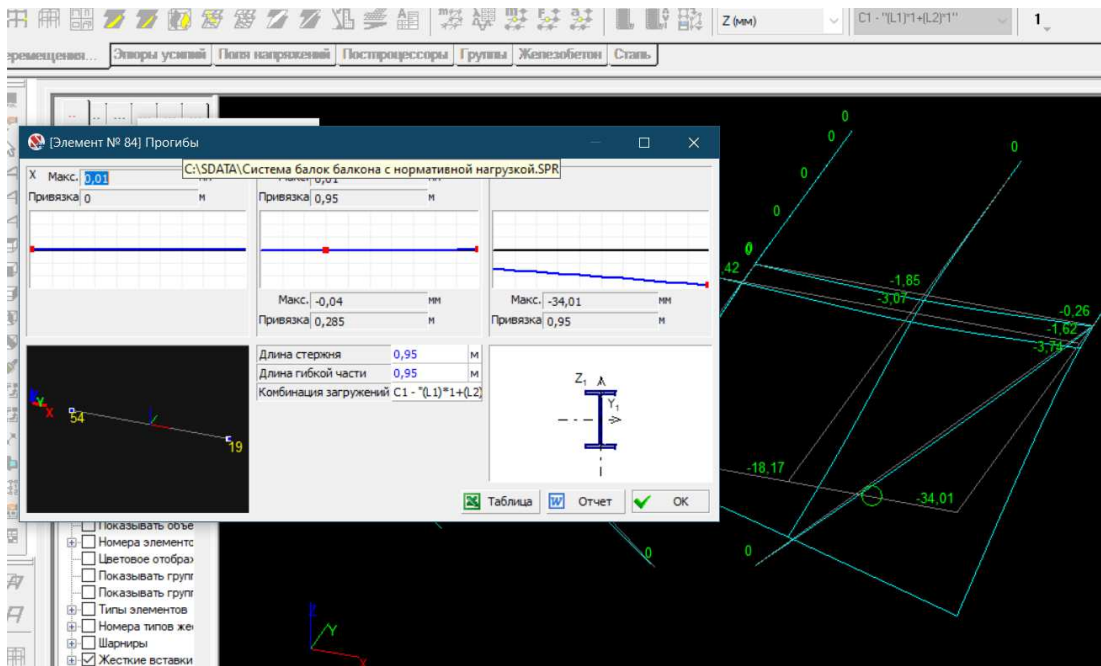


Рисунок 2.17 - Эпюра прогибов балки Б8 сечением из двутавра 12Б2

По сортаменту принимаем двутавр 18Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 120,1 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 81,89 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 1062,74 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 67,66 \text{ см}^3$ ;  $h = 177 \text{ мм}$ ;  $b_f = 91 \text{ мм}$ ;  $t_f = 6,5 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,3 \text{ мм}$ ;  $r = 9 \text{ мм}$ ;  $m_{Б8} = 15,4 \text{ кг/м}$ ;

Проверим балку Б8 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 18Б1 (рисунок 2.18):

$$f_{max} = 1,724 \text{ см} > f_u = \frac{l_{ef}}{142,95} = \frac{253}{142,95} = 1,77 \text{ см}. \quad (2.43)$$

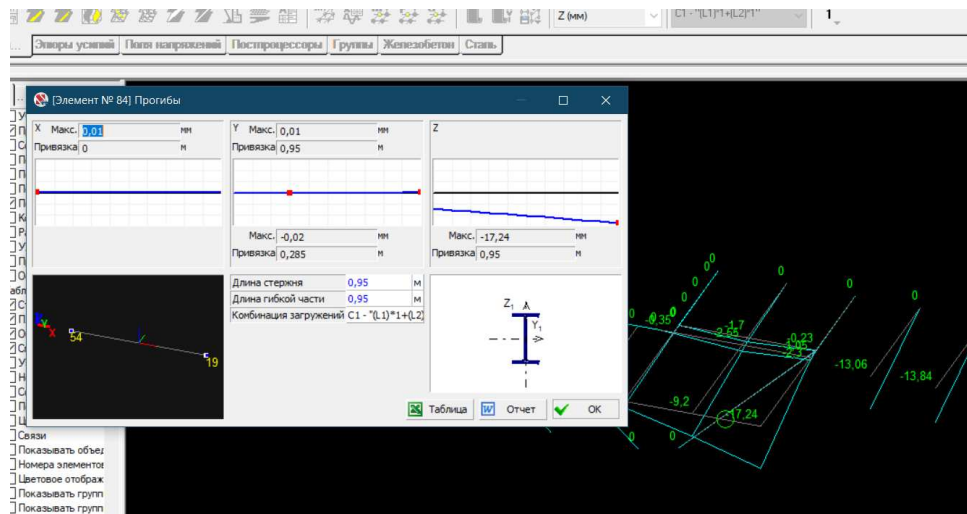


Рисунок 2.18 - Эпюра прогибов балки Б8 сечением из двутавра 18Б1

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

Согласно п. 8.4.1 [1], расчет на устойчивость двутавровых балок 1-го класса при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.44)$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж[1] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

При  $\varphi_1 > 0,85$ :

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 0,028 = 0,69 \leq 1, \quad (2.44)$$

где значение  $\varphi_1$  следует вычислять по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,69 \cdot \frac{2,71}{1062,74} \cdot \left(\frac{17,7}{253}\right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{250} = 0,028, \quad (2.45)$$

где  $\psi$  – коэффициент, вычисляемый согласно требований Ж.3 [1];

$l_{ef} = l$  – расчетная длина балки.

Согласно п. Ж.3 прил. Ж [1], значение коэффициента  $\psi$  следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от числа закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента  $\alpha$ , равного для прокатных двутавров:

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1,54 \cdot \frac{2,71}{81,89} \cdot \left(\frac{253}{17,7}\right)^2 = 10,412, \quad (2.46)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д [1]:

$$I_t = \left(\frac{k}{3}\right) \cdot \sum b_i \cdot t_i^3 = \left(\frac{1,29}{3}\right) \cdot ((9,1 \cdot 0,65^3) + (9,1 \cdot 0,65^3) + (16,4 \cdot 0,43^3)) = 2,71 \text{ см}^4, \quad (2.47)$$

где  $k = 1,29$  – для двутаврового сечения с двумя осями симметрии;

$b_i$  и  $t_i$  – ширина и толщина листов соответственно, образующих сечение, включая стенку.

Согласно таблицы Ж.1 [1]:

$$\psi = 1,75 + 0,09 \cdot \alpha = 1,75 + 0,09 \cdot 10,412 = 2,69. \quad (2.48)$$

$$\frac{M}{\varphi_B \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{11,86 \cdot 10^2}{0,69 \cdot 120,1 \cdot 250 \cdot 10^{-1} \cdot \gamma_c} = 0,5725 \leq 1. \quad (2.49)$$

Следовательно, общая устойчивость балки обеспечена.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 8.5.9, стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости в балках 1 – го класса, если значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки.

$$\bar{\lambda}_w = \left( \frac{h_{ef}}{t_w} \right) \cdot \sqrt{R_y / E} = \left( \frac{146}{4,3} \right) \cdot \sqrt{250 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,183 < 3,2, \quad (2.50)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота стенки, принимаемая в прокатных профилях как расстояние между началами внутренних закруглений, согласно п 7.3.2 [1].

Следовательно, укреплять балку Б8 поперечными ребрами жесткости не требуется.

Так как имеет место приложение сосредоточенных неподвижных нагрузок, устанавливаем в этих местах поперечные ребра жесткости. Согласно п. 8.5.9 [1], в стенке, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть не менее  $(h_w/30 + 25)$  мм для двустороннего ребра; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E}$ .

$$h_w/30 + 25 = 164/30 + 25 = 30,47 \text{ мм}. \quad (2.51)$$

Здесь  $h_w = 177$  мм – полная высота стенки.

Принимаю  $b_r = 40$  мм. Тогда

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 40 \cdot \sqrt{250 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,79 \text{ мм}. \quad (2.52)$$

Принимаю  $t_r = 6$  мм.

Ребра жесткости располагаются под сосредоточенной нагрузкой в виде вышележащих балок. Сечение балки Б8 показано на рисунке 2.19.

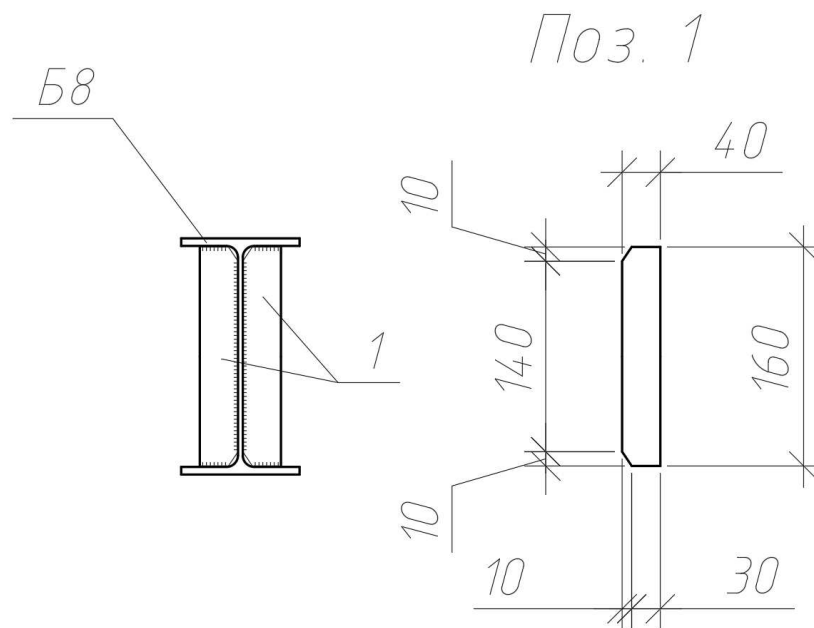


Рисунок 2.19 – Сечение балки Б8

### 2.1.8 Расчет балки Б5

#### Исходные данные

Балка Б5 – прокатная, из швеллера по ГОСТ 8240 - 97, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б5} = 3,6$  м;

- группа стальных конструкций – 3;

- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];

- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];

- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-2015;

- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];

- расчетные характеристики стали С245 при толщине стали от 4 мм до

20 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{245}{1,025} =$

$240 \frac{Н}{мм^2}$ ,  $R_{un} = 370 \frac{Н}{мм^2}$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \frac{Н}{мм^2}$ ;

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{135,75} = \frac{205}{135,75} = 1,51$  см [3, прил. Д, табл. Д.1];

#### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны:

$$M_{max} = 3,46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 14,18 \text{ кН};$$

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3,46 \cdot 1000}{240 \cdot 1} = 14,42 \text{ см}^3. \quad (2.53)$$

По сортаменту принимаем швеллер 10П и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,9 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 22,6 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 175 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 20,5 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 46 \text{ мм}$ ;  $t_f = 7,6 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,5 \text{ мм}$ ;  $r = 4 \text{ мм}$ ;  $R = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б4} = 8,59 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б5 принималась как для швеллера 10П, корректировку расчета производить не следует.

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{max}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3,46 \cdot 1000}{34,9 \cdot 240 \cdot 1} = 0,413 < 1. \quad (2.54)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{14,18 \cdot 20,5}{175 \cdot 0,45 \cdot 139,2 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,265 < 1. \quad (2.55)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б5 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик швеллера 10П (рисунок 2.20):

$$f_{max} = 0,333 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{135,75} = \frac{205}{135,75} = 1,51 \text{ см}. \quad (2.56)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

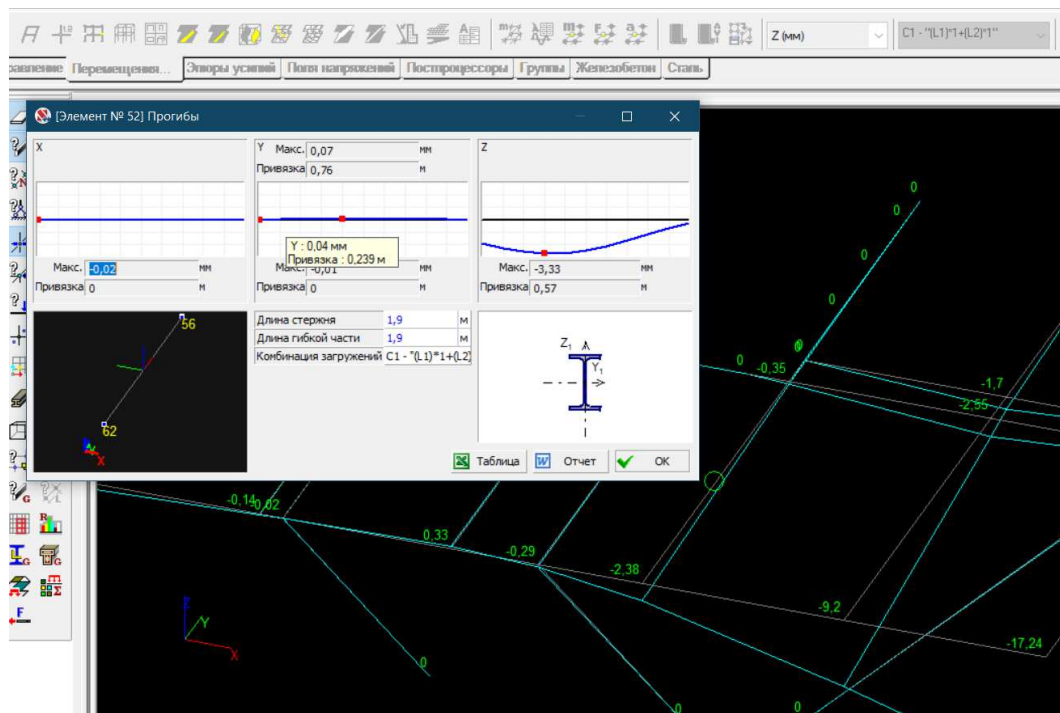


Рисунок 2.20 – Эпюры прогибов балки Б5 сечением из швеллера 10П

Согласно п. 8.4.1 [1], расчет на устойчивость балок 1-го класса при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.57)$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж[1] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Согласно Ж.7 приложения Ж [1], для балки швеллерного сечения коэффициент  $\varphi_b$  следует принимать равным:

$$\varphi_b = 0,7 \cdot \varphi_1, \quad (2.58)$$

где  $\varphi_1$  следует определять как для балок двоякосимметричного двутаврового сечения, используя формулы  $\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y} \leq 1$  и  $\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2$ , где значения  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_t$  следует принимать для швеллера.

Согласно п. Ж.3 прил. Ж [1], значение коэффициента  $\psi$  следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от числа закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента  $\alpha$ , равного:

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1,54 \cdot \frac{1,04}{22,6} \cdot \left(\frac{205}{10}\right)^2 = 29,782, \quad (2.59)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д [1]:

$$I_t = \left(\frac{k}{3}\right) \cdot \sum b_i \cdot t_i^3 = \left(\frac{1,12}{3}\right) \cdot ((4,6 \cdot 0,76^3) + (4,6 \cdot 0,76^3) + (8,42 \cdot 0,45^3)) = 1,04 \text{ см}^4, \quad (2.60)$$

где  $k = 1,12$  – для швеллерного сечения;

$b_i$  и  $t_i$  – ширина и толщина листов соответственно, образующих сечение, включая стенку.

Согласно таблицы Ж.1 [1]:

$$\psi = 2,25 + 0,07 \cdot \alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 24,782 = 3,985. \quad (2.61)$$

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y} = 3,985 \cdot \frac{22,6}{175} \cdot \left(\frac{10}{205}\right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} = 1,05. \quad (2.62)$$

$$\varphi_b = 0,7 \cdot \varphi_1 = 0,7 \cdot 1,05 = 0,735. \quad (2.63)$$

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3,46 \cdot 10^2}{1,05 \cdot 34,9 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,394 \leq 1. \quad (2.64)$$

Следовательно, общая устойчивость балки Б9 обеспечена.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 8.5.9, стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости в балках 1 – го класса, если значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки.

$$\bar{\lambda}_w = \left(\frac{h_{ef}}{t_w}\right) \cdot \sqrt{R_y/E} = \left(\frac{70,8}{4,5}\right) \cdot \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 0,54 < 3,2, \quad (2.65)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота стенки, принимаемая в прокатных профилях как расстояние между началами внутренних закруглений, согласно п 7.3.2 [1].

Следовательно, укреплять балку Б9 поперечными ребрами жесткости не требуется.

Так как имеет место приложение сосредоточенных неподвижных нагрузок, устанавливаем в этих местах поперечные ребра жесткости. Согласно п. 8.5.9 [1], в стенке, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, ширина их

выступающей части  $b_r$  должна быть не менее  $(h_w/24 + 40)$  мм для одностороннего ребра; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E}$ .

$$h_w/24 + 40 = 84,8/24 + 40 = 43,53 \text{ мм.} \quad (2.66)$$

Здесь  $h_w = 45$  мм – полная высота стенки.

Принимаю  $b_r = 80$  мм. Тогда

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 45 \cdot \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 3,07 \text{ мм.} \quad (2.67)$$

Принимаю  $t_r = 6$  мм.

Ребра жесткости располагаю с двух сторон от анкерного болта с расстоянием от него по 75 мм с каждой стороны. Сечение балки Б9 показано на рисунке 2.21.

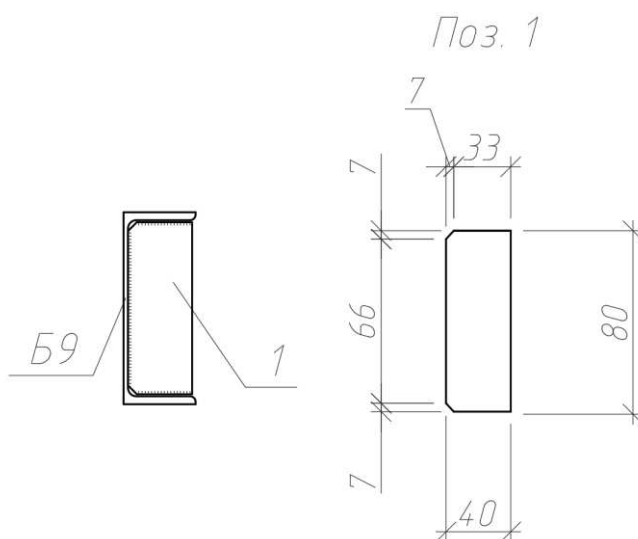


Рисунок 2.21 – Сечение балки Б5

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для швеллера 10П определяется по формуле:

$$\text{ПТМ} = \frac{S}{P} = \frac{1090}{364} = 2,99, \quad (2.68)$$



где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля,  $\text{мм}^2$ ;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения,  $\text{мм}$ .

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - OMB FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б4 не менее 45 минут.

### 2.1.9 Расчет балки Б7

#### Исходные данные

Балка Б7 – прокатная, из двутавра по ГОСТ Р 57837-2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б7} = 1,9$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали до 10 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250 \text{ Н/мм}^2$ ,  
 $R_{un} = 380 \text{ Н/мм}^2$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{120,9} = \frac{106}{120,9} = 0,877$  см [3, прил. Д, табл. Д.1];

#### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны (рисунок 2.22):

$$M_{max} = 0,65 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 3,92 \text{ кН};$$

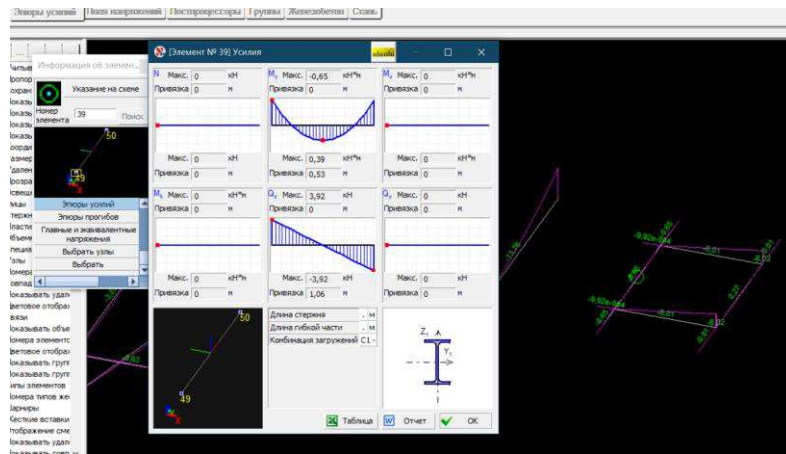


Рисунок 2.22 – Внутренние усилия в балке Б7

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 2,6 \text{ см}^3. \quad (2.69)$$

По сортаменту принимаем двутавр 10Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,2 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 15,92 \text{ см}^3$ ;  $I_x = 171,01 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 19,7 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 55 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,7 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,1 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{Б2} = 8,1 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б1 принималась как для двутавра 10Б1, корректировку расчета производить не требуется.

Расчет на прочность по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_{\text{max}}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,65 \cdot 1000}{34,2 \cdot 250 \cdot 1} = 0,076 < 1. \quad (2.70)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Расчет на прочность по касательным напряжениям:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{3,92 \cdot 19,7}{171,01 \cdot 0,41 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,009 < 1. \quad (2.71)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Б2 на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 10Б1 (рисунок 2.23):

$$f_{\text{max}} = 0,41 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{120,9} = \frac{106}{120,9} = 0,877 \text{ см}. \quad (2.72)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

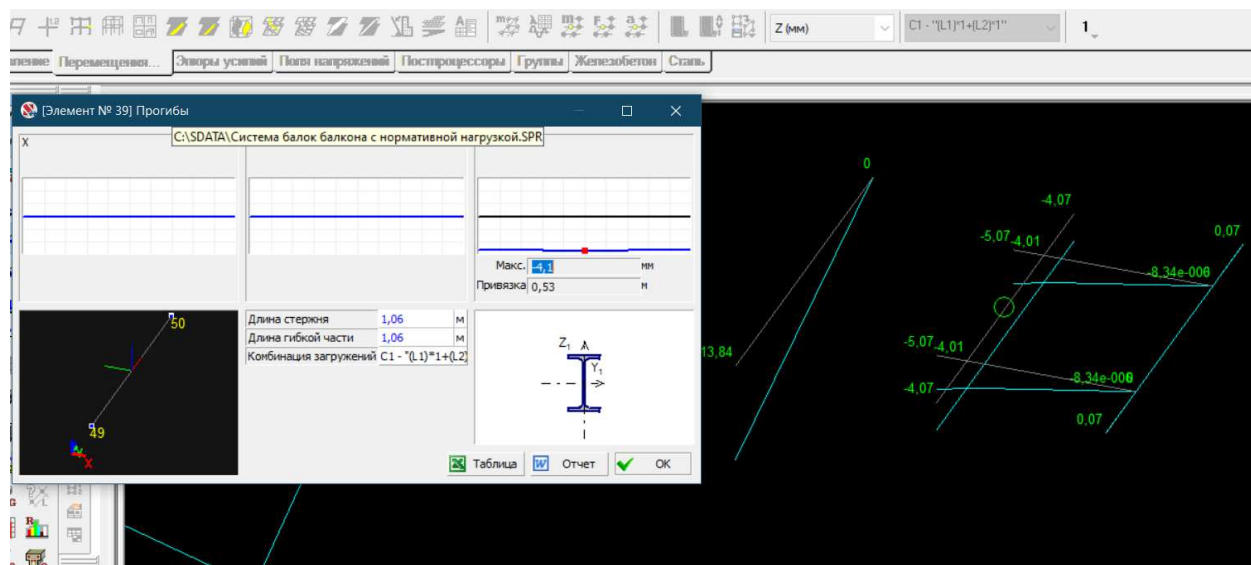


Рисунок 2.23 – Эпюра прогибов балки Б7 сечением из двутавра 10Б1

Согласно п. 8.4.4 [1], устойчивость балок 1 - класса следует считать обеспеченной при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др. Так как монолитная железобетонная плита Пм1 непрерывно опирается на балку Б2 и связывается с ней с помощью приваренных к балке арматурных «усов», устойчивость балки Б2 считаем обеспеченной.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 5.3 [1], для открытых конструкций следует обеспечивать предел огнестойкости 45 минут (5-я группа) – R45. Согласно [4], собственный предел огнестойкости стальных конструкций (без огнезащиты) определяется на основе приведенной толщины металла. Приведенная толщина металла для двутавра 10Б1 определяется по формуле:

$$ПТМ = \frac{S}{P} = \frac{1032}{410} = 2,518, \quad (2.73)$$

где  $S$  – площадь поперечного сечения профиля, мм<sup>2</sup>;

$P$  – периметр обогреваемой части сечения, мм.

Согласно [4], при приведенной толщине металла менее 3 мм собственный предел огнестойкости металлоконструкции принимается равным 5 мин. Следовательно, условие п. 5.3 [1] не соблюдено и требуется увеличить предел

огнестойкости за счет нанесения на конструкцию огнезащитного покрытия. В качестве такого покрытия применяем «ОБЕРЕГ - ОМВ FlameGuard» по ТУ 20.30.11-002-28674774-2018, который наносится одним слоем толщиной 1,5 мм, что обеспечит предел огнестойкости балки Б2 не менее 45 минут.

### 2.1.10 Расчет балки Б6

#### Исходные данные

Балки Б6 – прокатные, из двутавров по ГОСТ Р 57837 - 2017, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{Б6} = 1$  м;
- группа стальных конструкций – 3;
- расчетная температура г. Красноярск  $t = -41$  °С [2];
- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1];
- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
- материал балки – сталь С255Б по ГОСТ Р 57837-2017;
- показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
- расчетные характеристики стали С255Б при толщине стали от до 10 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{255}{1,025} = 250 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_{un} = 380 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = 145 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = \frac{l_{ef}}{120} = \frac{85}{120} = 0,708$  см [3, прил. Д, табл. Д.1;

#### Статический расчет балки

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» с учетом подобранных профилей максимальные изгибающий момент и поперечная сила равны (рисунок 2.24):

$$M_{max} = 6,01 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 7,12 \text{ кН};$$

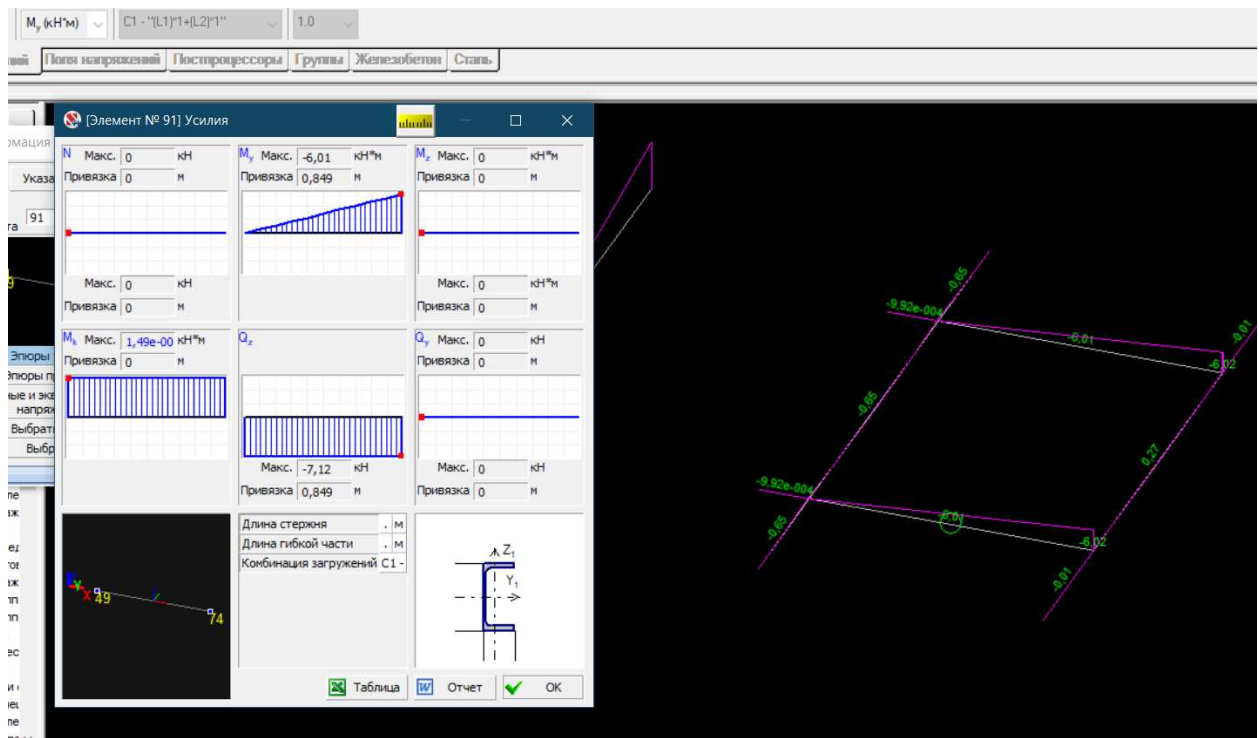


Рисунок 2.24 – Внутренние усилия в балке Б6

### Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6,01 \cdot 1000}{250 \cdot 1} = 24,04 \text{ см}^3. \quad (2.74)$$

По сортаменту принимаем двутавр 10Б1 и выписываем его геометрические характеристики:  $W_x = 34,2 \text{ см}^3$ ;  $I_y = 15,92 \text{ см}^4$ ;  $I_x = 171,01 \text{ см}^4$ ;  $S_x = 19,7 \text{ см}^3$ ;  $h = 100 \text{ мм}$ ;  $b_f = 55 \text{ мм}$ ;  $t_f = 5,7 \text{ мм}$ ;  $t_w = 4,1 \text{ мм}$ ;  $r = 7 \text{ мм}$ ;  $m_{\text{Б1}} = 8,1 \text{ кг/м}$ ;

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки Б6 принималась приближенно как двутавра 10Б1, корректировку расчета проводить не требуется.

Нормальные напряжения:

$$\frac{M_{\text{max}}}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6,01 \cdot 1000}{34,2 \cdot 250 \cdot 1} = 0,703 < 1. \quad (2.75)$$

Прочность сечения по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения:

$$\frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{7,12 \cdot 19,7}{171,01 \cdot 0,41 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,138 < 1. \quad (2.76)$$

Прочность сечения по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим балку Бб на жесткость согласно эпюре прогибов от нормативной нагрузки и жесткостных характеристик двутавра 10Б1 (рисунок 2.25):

$$f_{max} = 0,519 \text{ см} < f_u = \frac{l_{ef}}{142,95} = \frac{85}{120} = 0,708 \text{ см.} \quad (2.77)$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

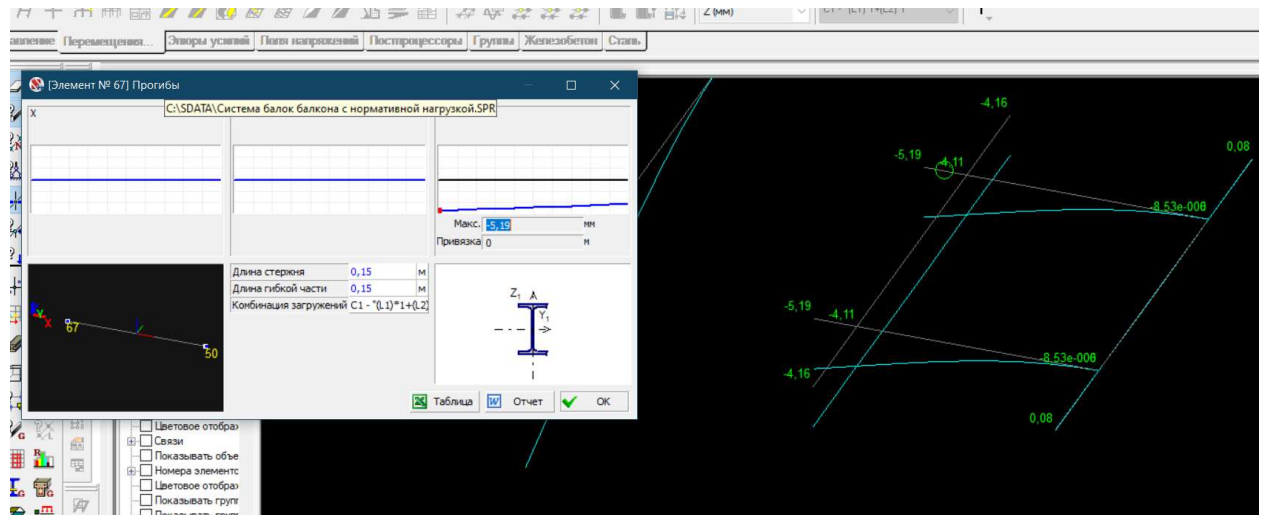


Рисунок 2.25 - Эпюра прогибов балки Бб сечением из двутавра 10Б1

Согласно п. 8.4.1 [1], расчет на устойчивость двутавровых балок 1-го класса при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения следует выполнять по формуле:

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.78)$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению Ж[1] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

При  $\varphi_1 > 0,85$ :

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot \varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 2,415 = 1,1872, \quad (2.79)$$

где значение  $\varphi_1$  следует вычислять по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,2745 \cdot \frac{15,92}{171,01} \cdot \left( \frac{10}{85} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{250} = 2,415, \quad (2.80)$$

где  $\psi$  – коэффициент, вычисляемый согласно требований Ж.3 [1];

$l_{ef} = l$  – расчетная длина балки.

Так как значение  $\varphi_b$  получилось больше единицы, принимаем  $\varphi_b = 1$ .

Согласно п. Ж.3 прил. Ж [1], значение коэффициента  $\psi$  следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от числа закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента  $\alpha$ , равного для прокатных двутавров:

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{I_t}{I_y} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1,54 \cdot \frac{1,1397}{15,92} \cdot \left(\frac{85}{10}\right)^2 = 7,9654, \quad (2.81)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д [1]:

$$I_t = \left(\frac{k}{3}\right) \cdot \sum b_i \cdot t_i^3 = \left(\frac{1,29}{3}\right) \cdot ((5,5 \cdot 0,57^3) + (5,5 \cdot 0,57^3) + (8,9 \cdot 0,41^3)) = 1,1397 \text{ см}^4, \quad (2.82)$$

где  $k = 1,29$  – для двутаврового сечения с двумя осями симметрии;

$b_i$  и  $t_i$  – ширина и толщина листов соответственно, образующих сечение, включая стенку.

Согласно таблицы Ж.2 [1]:

$$\psi = 1 + 0,16 \cdot \alpha = 1 + 0,16 \cdot 7,9654 = 2,2745. \quad (2.83)$$

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{11,86 \cdot 10^2}{1 \cdot 120,1 \cdot 250 \cdot 10^{-1} \cdot \gamma_c} = 0,703 \leq 1. \quad (2.84)$$

Следовательно, общая устойчивость балки обеспечена.

Проверки местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, так как она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

Согласно п. 8.5.9, стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости в балках 1 – го класса, если значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки на пояс балки.

$$\bar{\lambda}_w = \left(\frac{h_{ef}}{t_w}\right) \cdot \sqrt{R_y/E} = \left(\frac{74,6}{4,1}\right) \cdot \sqrt{250/2,06 \cdot 10^5} = 0,634 < 3,2, \quad (2.85)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота стенки, принимаемая в прокатных профилях как расстояние между началами внутренних закруглений, согласно п 7.3.2 [1].

Следовательно, укреплять балку Бб поперечными ребрами жесткости не требуется.

Так как имеет место приложение сосредоточенных неподвижных нагрузок, устанавливаем в этих местах поперечные ребра жесткости. Согласно п. 8.5.9 [1], в стенке, укрепленной только поперечными ребрами жесткости, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть не менее  $(h_w/30 + 25)$  мм для двустороннего ребра; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E}$ .

$$h_w/30 + 25 = 88,6/30 + 25 = 27,95 \text{ мм.} \quad (2.86)$$

Здесь  $h_w = 88,6$  мм – полная высота стенки.

Принимаю  $b_r = 40$  мм. Тогда

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 40 \cdot \sqrt{250/2,06 \cdot 10^5} = 2,79 \text{ мм.} \quad (2.87)$$

Принимаю  $t_r = 6$  мм.

Ребра жесткости располагаются под сосредоточенной нагрузкой в виде вышележащих балок. Сечение балки Б6 показано на рисунке 2.26.

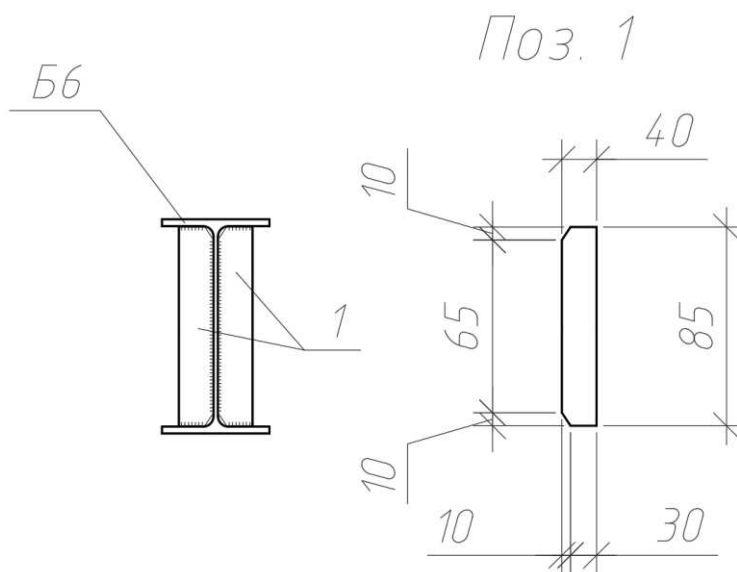


Рисунок 2.26 – Сечение балки Б6

### 2.1.11 Расчет кронштейна П1

#### Исходные данные

Кронштейн П1 – шарнирно – стержневая система, сечение элементов – тавровое из прокатных равнополочных уголков по ГОСТ 8509 – 93;



- группа стальных конструкций – 2;
  - расчетная температура г. Красноярск  $t = -41\text{ }^{\circ}\text{C}$  [2];
  - коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ , согласно ГОСТ 27751;
  - материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-2015;
  - показатели по химическому составу и ударной вязкости согласно таблиц В.1 и В.2 приложения В [1];
  - расчетные характеристики стали С245 при толщине стали от 4 мм до 20 мм включительно, согласно [1, прил. В, табл. В.5]:  $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{245}{1,025} = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_{un} = 370 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ,  $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ ;
- Схема кронштейна приведена на рисунке 2.27.

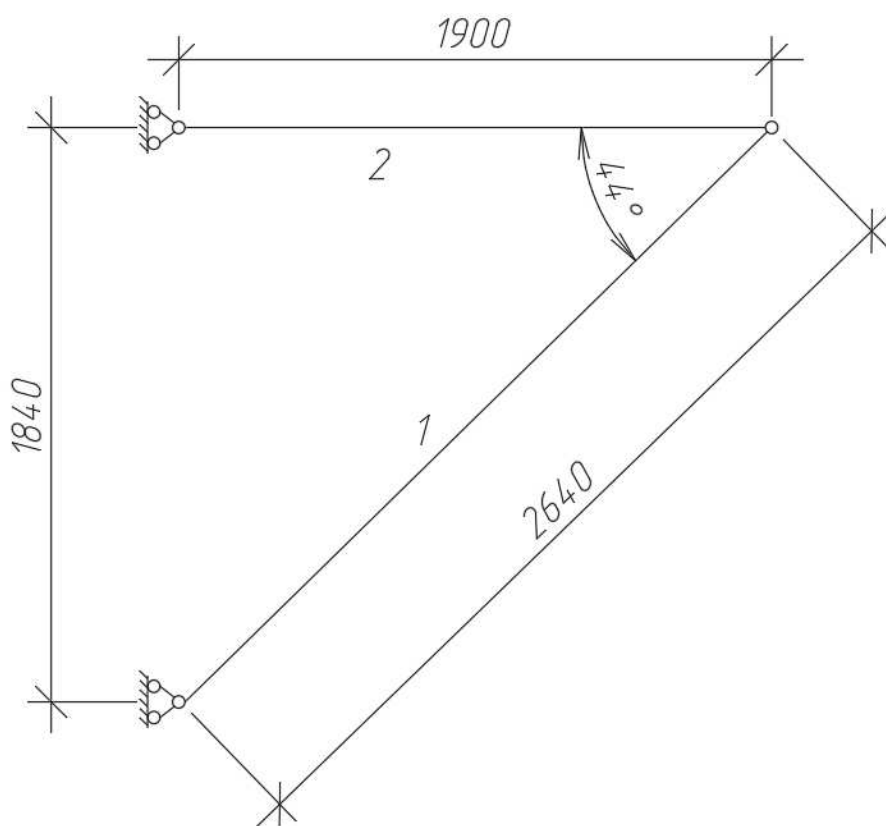


Рисунок 2.27 – Схема кронштейна

### Статический расчет элемента 1

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» с учетом подобранных профилей продольная сила равна (рисунок 2.28):

$$N = -33,99 \text{ кН} \cdot \text{м (стержень сжат);}$$



Рисунок 2.28 – Эпюры продольных сил в элементах балочной клетки

### Конструктивный расчет

Определим расчетную длину стержня в плоскости  $l_{ef,x}$  и из плоскости фермы  $l_{ef,y}$ :

$$l_{ef,x} = l = 2,64 \text{ м}; \quad (2.88)$$

$$l_{ef,y} = l_1 = 2,64 \text{ м}, \quad (2.89)$$

где  $l$  - расстояние между узлами, закрепленными от смещения в плоскости фермы;

$l_1$  - расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Требуемая площадь сечения стержня:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{33,99}{0,542 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8} = 3,253 \text{ см}^2, \quad (2.90)$$

$$A_{req1} = \frac{A_{req}}{2} = \frac{3,251}{2} = 1,34. \quad (2.91)$$

где  $N$  – усилие в стержне;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по гибкости  $\lambda = 100 \div 80$  (задаемся гибкостью  $\lambda = 100$ );

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы по [1, табл. 1].

По сортаменту принимаем сечение  $\perp 100 \times 10$ .

Определение геометрических характеристик подобранного стержня:

$$A = 19,24 \cdot 2 = 38,48 \text{ см}^2; \quad i_x = 3,05 \text{ см}; \quad (2.92)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{[178,95 + (2,83 + 0,5 \cdot 1,0)^2 \cdot 19,24] \cdot 2}{2 \cdot 19,24}} = 3,554 \text{ см}; \quad (2.93)$$

Толщина фасонки - 10 мм.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{264}{3,05} = 86,56; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 86,56 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,95; \quad (2.94)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{264}{3,554} = 74,28; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 74,28 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,54; \quad (2.95)$$

Проверка устойчивости стержня:

$$\varphi(2,95) = 0,571;$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot A \cdot \gamma_c} = \frac{33,83}{0,571 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 38,48 \cdot 0,8} = 0,08 < 1, \quad (2.96)$$

устойчивость стержня обеспечена.

Проверим гибкость стержня в плоскости и из плоскости фермы:

$$\lambda_x \leq [\lambda]; \quad \lambda_y \leq [\lambda]; \quad (2.97)$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,08 = 175,2 \quad (2.98)$$

$$\lambda_x = 86,56 < [\lambda] = 175,2; \quad (2.99)$$

$$\lambda_y = 74,28 < [\lambda] = 175,2, \quad (2.100)$$

проверка выполняется,

Проверка прочности стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{33,99 \cdot 10}{38,48} = 8,8 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа}, \quad (2.101)$$

прочность стержня обеспечена.

## Статический расчет элемента 2

Согласно расчета балочной клетки в программе «SCAD» с учетом подобранных профилей продольная сила равна (рисунок 2.28):

$$N = 24,06 \text{ кН} \cdot \text{м (стержень растянут);}$$

### Конструктивный расчет

Определим расчетную длину стержня в плоскости  $l_{ef,x}$  и из плоскости фермы  $l_{ef,y}$ :

$$l_{ef,x} = l = 1,9 \text{ м}; \quad (2.102)$$

$$l_{ef,y} = l_1 = 1,9 \text{ м}, \quad (2.103)$$

где  $l$  - расстояние между узлами, закрепленными от смещения в плоскости фермы;

$l_1$  - расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Требуемая площадь сечения стержня:

$$A_{req} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{24,14}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9} = 1,116 \text{ см}^2, \quad (2.104)$$

$$A_{req1} = \frac{A_{req}}{2} = \frac{1,116}{2} = 0,558. \quad (2.105)$$

где  $N$  – усилие в стержне;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы по [1, табл. 1].

По сортаменту принимаем сечение  $\text{L}100 \times 10$ .

Определение геометрических характеристик выбранного стержня:

$$A = 19,24 \cdot 2 = 38,48 \text{ см}^2; \quad i_x = 3,05 \text{ см}; \quad (2.106)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{[178,95 + (2,83 + 0,5 \cdot 1,0)^2 \cdot 19,24] \cdot 2}{2 \cdot 19,24}} = 3,554 \text{ см}; \quad (2.107)$$

Толщина фасонки - 10 мм.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{190}{3,05} = 62,3 \leq [\lambda] = 400; \quad (2.108)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{190}{3,554} = 53,46 \leq [\lambda] = 400. \quad (2.109)$$

Проверка выполняется.

Проверка прочности стержня:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{24,14 \cdot 10}{38,48} = 6,253 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0,9 = 216 \text{ МПа}, \quad (2.110)$$

прочность стержня обеспечена.

## 2.2 Расчет и конструирование балочной клетки на отм. +2,740

### 2.2.1 Компоновка конструктивной схемы перекрытия

В ходе реконструкции здания «Дома Кино» по адресу: г. Красноярск, пр. Мира, 88 требуется запроектировать перекрытие на втором этаже в осях 13-6/В-Б в связи с аварийным состоянием действующего перекрытия в этом месте. Перекрытие - монолитное по стальным балкам.

### 2.2.2 Сбор нагрузок

Сбор нагрузок на перекрытие приведен в табл. 2.3.

Таблица 2.3. Сбор нагрузок на перекрытие.

Составляющие нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	$\gamma_{f1}$	Расчетная нагрузка, кПа
1. Постоянные нагрузки			
1.1 Декоративное бетонное покрытие, лицевой слой и материал марки СМТ +бетон В22, 5 - 50мм $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$	2,38	1,3	3
1.2 Плита перекрытия $t = 120 \text{ мм}$ , $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$	3	1,1	3,3
Итого постоянная нагрузка	$q_{\text{пост}1}^н = 5,38$		$q_{\text{пост}1} = 6,3$
2. Временные нагрузки			

2.1 Полезная нагрузка от оборудования, людей и т.д. ([3, табл. 8.3])	$p^H = 4$	1,2	$p = 4,8$
Итого полная нагрузка	$q_{п}^H = 9,38$		$q_{п} = 11,1$

### 2.2.3 Расчет монолитной плиты

Шаг стальных балок, несущих перекрытие составляет 950 мм. Максимальное значение изгибающего момента будет зафиксировано на первой опоре и в 1-ом пролете. Найдем значение этого момента:

$$M_{\text{прол,оп}} = \frac{q \cdot l_1^2}{11} = \frac{11,1 \cdot 0,95^2}{11} = 0,911 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.111)$$

Выполним проверку несущей способности плиты на восприятие пролетного и опорного момента 0,911 кН · м.

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot Y_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 8,5 = 0,789; \quad (2.112)$$

$$\xi_R = 0,654; \quad (2.113)$$

$$\alpha_m = \frac{0,00001 \cdot 91,1}{0,9 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09^2} = 0,016; \quad (2.114)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016} = 0,016; \quad (2.115)$$

$$\xi = 0,016 < \xi_R = 0,654; \quad (2.116)$$

$$A_{s,\text{треб.}} = \frac{0,001 \cdot 91,1}{365 \cdot 0,09 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,016)} = 0,28 \text{ см}^2 < A_{s,\text{ф.}} = 2,83 \text{ см}^2; \quad (2.117)$$

Здесь  $A_{s,\text{ф.}} = 2,83 \text{ см}^2$  - площадь сечения арматуры Ø6AIII с шагом 100 мм на 1 п. м. плиты

Вывод: фактическая площадь сечения нижней и верхней арматуры в плите превышает требуемую. Прочность на восприятие пролетного и опорного моментов обеспечена.

### 2.2.4 Проверка несущей способности балок Б1

Временная расчетная нагрузка на квадратный метр плиты в помещении технологической площадки:

$$q_{вр..} = 200 \cdot 1,2 = 240 \text{ кгс/м}^2 \quad (2.118)$$

Нагрузка от собственного веса балки:

$$q_{с.в..} = 10,5 \times 1,05 = 11,03 \text{ кгс/м} \quad (2.119)$$

где 10,5 кгс/м – вес п.м. двутавра №14Б1;

Нагрузка на рядовую балку Б1 в коридоре:

$$q = 1110 \cdot 0,95 + 11,03 = 1065,3 \text{ кгс/м} = 10,45 \text{ Н/мм.} \quad (2.120)$$

Нагрузка на рядовую балку Б1 в помещении технологической площадки:

$$q = (1110 - 480 + 240) \cdot 0,95 + 11,03 = 837,5 \text{ кгс/м} = 8,22 \text{ Н/мм.} \quad (2.121)$$

В результате расчета по программе SCAD от расчетной нагрузки (рис. 2.29) получена следующая эпюра изгибающих моментов (рис. 2.30).



Рисунок 2.29 – Схема загрузки балки

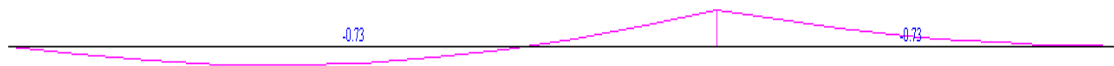


Рисунок 2.30 – Значения изгибающих моментов

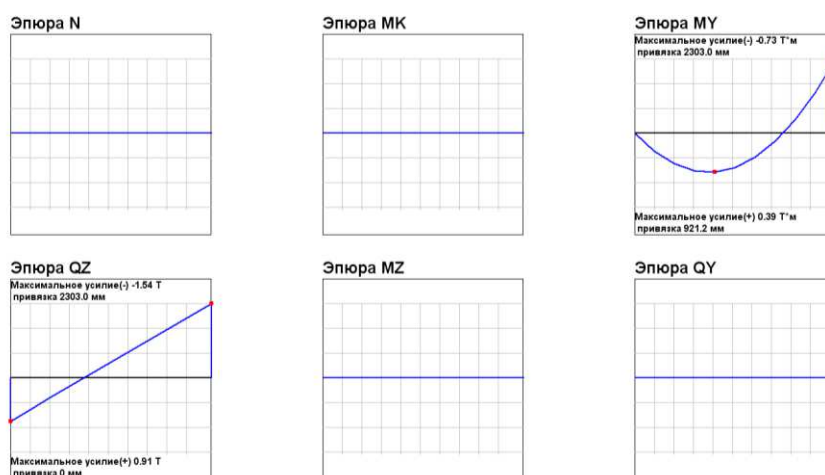


Рисунок 2.31 – Эпюры усилий в пролетном стержне

Выполним проверку несущей способности:

$$\frac{M}{W} = \frac{0,73 \cdot 10^4}{70,2 \cdot 10^{-6}} = 103,9 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.} \quad (2.122)$$

Прочность обеспечена.

Максимальный прогиб (в запас несущей способности принимаю прогибы от расчетных нагрузок) на краю консоли -2,85 мм, а в центре пролета -1,29 мм.

Вылет консоли - 1,32 м.

Значение предельно допустимого прогиба -  $l/120$  при  $l=1$  м.

Значение предельно допустимого прогиба  $l/150$  при  $l=3$  м.

По интерполяции определяем значение предельно допустимого прогиба – 10,1 мм.

Тогда условие

$$f_{max} = 0,285 \text{ см} < f_u = 1,01 \text{ см} \text{ выполняется.} \quad (2.123)$$

### 2.2.5 Проверка несущей способности балки Б3

Балка Б3 выполняется из спаренного швеллера 24П по ГОСТ 8240-97. Нагрузка на балку будет приходиться с лестничного косоура.

Найдем вес косоуров и стальных элементов в виде уголков, приваренных к косоуру для формирования ступеней, вес которых приходится на балку Б3 в местах присоединения одного косоура:

$$q = 3,9 \cdot 1,05 \cdot \frac{12,3}{2} + 4,7 \cdot 1,05 \cdot \frac{3,77}{2} = 34,5 \text{ кгс.} \quad (2.124)$$

Расчетный вес одной ступени приходящейся на косоур:



$$P_{ст} = 0,08 \cdot 0,3 \cdot \frac{2,03}{2} \cdot 1,1 \cdot 2500 = 67 \text{ кгс.} \quad (2.125)$$

Расчетный вес всех ступеней в местах присоединения одного косоура:

$$Q = 67 \cdot 4,5 = 301,5 \text{ кгс.} \quad (2.126)$$

Временная нагрузка, приходящаяся с балки на косоур:

$$V = 2,03 \cdot 480 \cdot 0,3 \cdot \frac{9}{2} = 1315,4 \text{ кгс.} \quad (2.127)$$

Суммарная нагрузка (временная и постоянная) приходящаяся на балку Б3 с одного косоура лестницы:

$$P = 1315,4 + 301,5 + 34,5 = 1651,4 \text{ кгс.} \quad (2.128)$$

Нагрузка от веса монолитного перекрытия на отм. +2,740 м, приходящаяся на рассчитываемую балку Б3

$$q = \frac{(1110 \cdot 0,95 + 11,03)}{0,95 \cdot 0,564 / 2} = 316,3 = 3,1 \text{ Н/мм.} \quad (2.129)$$

Тогда на балку Б3 будет действовать две сосредоточенные вертикальные силы  $P = 1651,4$  кгс и равномерно распределенная нагрузка  $316,3$  кгс/м (рис. 2.32)

Расчет балки:

Длина балки – 2790 мм;

Расстояние между стенами – 2030 мм;

Расчетный пролет:

$$L = 2030 + (2790 - 2030) / 3 = 2284 \text{ мм.}$$



Рисунок 2.32 – Расчетная схема балки

Выполним проверку несущей способности на восприятие изгибающего момента (эпюра представлена на рисунке 2.33)

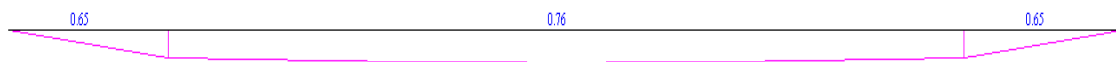


Рисунок 2.33 - Эпюра изгибающих моментов

$$\frac{M}{W} = \frac{0,76 \cdot 10^4}{2 \cdot 243 \cdot 10^{-6}} = 15,7 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.} \quad (2.130)$$

Прочность обеспечена.

Максимальное перемещение зафиксировано в стержне балки, находящегося по центру пролета. Ниже приведены эпюры прогибов центрального стержня.



Рисунок 2.34 – Эпюра прогибов стержня

Как видно из рисунка 2.34, максимальный прогиб зафиксирован по центру пролета и составляет для оси z от расчетной нагрузки - 0,38 мм.

Проверка предельно допустимого прогиба:

Предельно допустимые прогибы

$l/120$  при  $l=1$  м.

$l/150$  при  $l=3$  м.

По интерполяции определяем значение предельно допустимого прогиба – 15,3 мм.

Тогда условие

$$f_{max} = 0,038 \text{ см} < f_u = 1,53 \text{ см} \text{ выполняется.} \quad (2.131)$$

Следовательно, жесткость обеспечена.

### 3 Расчет фундаментов

#### 3.1 Исходные данные

По данным инженерно-геологических изысканий, на площадке обследуемого объекта выделяются следующие инженерно-геологические элементы:

- 1 слой – насыпной песок мощностью 0,5 м;
- 2 слой – песок мелкий, маловлажный, средней плотности мощностью 3,5 м;

Подземные воды до разведанной глубины не вскрыты.

По результатам обследования фундаментов в открытом шурфе установлено: фундамент ленточный бутобетонный шириной подошвы 0,8 м, глубина заложения фундамента от уровня планировки 2,65 м. Грунт под подошвой фундамента – песок мелкий.

#### 3.2 Сбор нагрузок

Сбор нагрузок на фундамент в осях Д/2-3 представлен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Сбор нагрузок на фундамент

Наименование нагрузки	Нормативное значение нагрузки, т	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетное значение нагрузки, т
1. Вес фундамента: $m = 0,8 \text{ м} \cdot 2,0 \text{ м} \cdot 2,2 \text{ Т/М}^3 \cdot 1 \text{ м} = 3,5 \text{ т};$	3,5	1,1	3,87
2. Вес кирпичной стены: $m = 9,0 \text{ м} \cdot 0,8 \text{ м} \cdot 1,8 \text{ Т/М}^3 \cdot 1 \text{ м} = 13,0 \text{ т};$	13,0	1,1	14,3
3. Нагрузка от перекрытия: $A_{гр} = 7,5 \text{ м}^2;$ Вес фермы стальной: $m = \frac{0,7 \text{ т}}{2} = 0,35 \text{ т};$ Вес деревянных конструкций перекрытия: $4,17 \text{ м}^3 \times 0,6 \text{ Т/М}^3 = 2,5 \text{ т};$ Общий вес: $0,35 \text{ т} + 2,5 \text{ т} = 2,85 \text{ т};$ $m = \frac{2,85 \text{ т}}{5,5 \text{ м}} \cdot 1 \text{ м} = 0,51 \text{ т}$ (5,5 м – шаг стропильных ферм);	0,51	1,1	0,57
4. Нагрузка от кровли	0,23	1,1	0,25
<b>Временные нагрузки</b>			
1. Временная нагрузка (п.8, табл. 8.3 СП 20.13330.2016): $P_t = 0,07 \text{ Т/М}^2; A_{гр} = 7,5 \text{ м}^2;$ $m = 0,07 \text{ Т/М}^2 \times 7,5 \text{ м}^2 = 0,53$	0,53	1,3	0,68

2. Снеговая нагрузка (для г. Красноярска по СП 20.13330.2016): $s=0,1 \text{ т/м}^2$ ; $A_{zp}=8,6 \text{ м}^2$ $m=0,1 \times 8,6=0,86$	0,86	1,4	1,21
Постоянная:	17,24		19,0
Временная:	1,39		1,89
Полная:	18,63		20,89

Фактическое давление на грунтовое основание под подошвой фундамента составляет:

$$F = \frac{N}{A_{\phi}} = \frac{20,89}{0,8} = 26,12 \text{ Т/м}^2 = 2,62 \text{ кгс/см}^2. \quad (3.1)$$

### 3.3 Определение расчетных сопротивлений грунтов

На основе лабораторных исследований пробы грунта, взятой при отрывке шурфов, установлено наименование грунта основания: песок мелкий, средней плотности, малой степени водонасыщения.

Приведенное расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кгс/см<sup>2</sup>, определяется по формуле Б.2 СП 22.13330.2016.

при  $d > 2 \text{ м}$  (200 см):

$$R = R_0 \cdot \left[ 1 + \frac{k_1 \cdot (b - b_0)}{b_0} \right] + k_2 \cdot \gamma'' \cdot (d - d_0), \quad (3.2)$$

где  $b$  и  $d$  - соответственно ширина и глубина заложения фундамента, см;

$\gamma''$  - расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кгс/см<sup>3</sup>;

$k_1$  - коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами  $k_1 = 0,125$ ;

$k_2$  - коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами  $k_2 = 0,25$ .

$$R_0 = 3,0 \text{ кгс/см}^2 \text{ (табл. 2 прил. Б [СП 22.13330.2016])} \quad (3.3)$$

$$R = 3 \cdot \left[ 1 + \frac{0,125 \cdot (80 - 100)}{100} \right] + 0,25 \cdot 0,00162 \cdot (2,65 - 2) = 3,975 \text{ кгс/см}^2; \quad (3.4)$$

Допускаемое давление на грунт основания определяется по ф. 5.27 СП 22.13330.2016:

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n} = \frac{1 \cdot 3,975}{1} = 3,975 \text{ кг/см}^2 > F = 2,62 \text{ кг/см}^2; \quad (3.5)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы (для песков  $\gamma_c = 1,0$ );  
 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению здания (для зданий класса КС-2  $\gamma_n = 1$ ).

Несущая способность грунтового основания существующего фундамента обеспечена.

### 3.4 Определение средней осадки методом послойного суммирования

Расчет основания по деформациям заключается в проверке условия

$$S \leq S_u, \quad (3.6)$$

где  $S$  – ожидаемая деформация фундамента, определяемая расчетом при проектировании фундамента;

$S_u$  – предельная совместная деформация основания и сооружения, равная 10 см для одноэтажного промышленного здания.

Разбиваем грунт на слои

$$h_i \leq 0,4 \cdot b, \quad (3.7)$$

где  $h_i$  – мощность  $i$  – го слоя, м;

$b$  – ширина фундамента м.

$$h_i \leq 0,4 \cdot 0,8 = 0,32 \text{ м.}$$

Давление на уровне подошвы фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d, \quad (3.8)$$

где  $\gamma'$  – удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения фундамента, м.

Давление нижележащего слоя определяется по формуле

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum \gamma_i \cdot h_i. \quad (3.9)$$

где  $\sigma_{zg,0}$  – то же, что и в формуле (3.8), кПа;

$\gamma_i$  – то же, что и в формуле (3.8), кН/м<sup>3</sup>;

$h_i$  – то же, что и в формуле (3.7), м.

Дополнительное давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg,0}, \quad (3.10)$$

где  $p_{cp}$  – среднее давление от фундамента, кПа;

$\sigma_{zg,0}$  – то же, что и в формуле (3.8), кПа.

Напряжение на границах слоев определяется по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0, \quad (3.11)$$

где  $\alpha_i$  – коэффициент рассеивания, принимаемый в зависимости от отношений  $l/b$  и  $2z/b$ ;

$p_0$  – то же, что и в формуле (3.10), кПа.

Осадка каждого слоя определяется по формуле:

$$S_i = \frac{\sigma_{zp,cp,i} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta, \quad (3.12)$$

где  $\sigma_{zp,cp,i}$  – среднее напряжение между слоями, кПа;

$h_i$  – то же, что и в формуле (3.7), м;

$E_i$  – модуль деформации  $i$  – го слоя, МПа;

$\beta$  – коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Давление на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,3 \cdot 16,2 + 0,05 \cdot 16,2 = 34,83 \text{ кПа.}$$

$$p_0 = 261,125 - 34,83 = 226,295 \text{ кПа.}$$

Условная граница сжимающей толщи ВС, до которой следует учитывать дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки, находится там, где удовлетворяется условие

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}. \quad (3.13)$$

Принимаем  $\sum S_i = 10$  см. Подставим значение в формулу (3.12) получим

$$S = \frac{4,53}{4} = 1,135 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

## **4 Технология строительного производства**

### **4.1 Природно-климатические условия строительства**

Строительная площадка расположена по адресу: г. Красноярск, ул. Мира, д. 88.

Климат района строительной площадки резко континентальный с холодной продолжительной зимой и коротким жарким летом. В соответствии с СП 131.13330.2018 участок расположен в I-ом климатическом районе, в подрайоне IV.

Абсолютная минимальная температура воздуха –  $-53^{\circ}\text{C}$ ; Температура наиболее холодных суток, обеспеченностью 0,92 –  $-39^{\circ}$ . Температура наиболее холодной пятидневки, обеспеченностью 0,92 –  $-37^{\circ}$ . Средняя температура воздуха наиболее холодного месяца –  $8,4^{\circ}\text{C}$ . Среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже  $0^{\circ}\text{C}$  –  $-10,7^{\circ}\text{C}$ . Продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже  $0^{\circ}\text{C}$  – 169 суток.

Нормативное значение снеговой нагрузки для района строительства, принадлежащего (согласно СП 20.13330.2016) III зоне, составляет 1,35 кПа.

Нормативное значение ветрового давления для района строительства, принадлежащего III ветровому району, составляет 38 кгс/м<sup>2</sup>.

Сейсмичность района – 7 баллов [прил. А СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-8»].

### **4.2 Нормативный срок строительства**

Продолжительность строительства составляет 10,2 месяцев и задана на основании «Нормы продолжительности капитального ремонта жилых и общественных зданий и объектов городского благоустройства», Москва 1982, таблица 1.

Нормативная продолжительность строительства для многозального кинотеатра объемом 8600 м<sup>3</sup> составляет 17,4 месяца. Согласно п. 14 общих данных применяется коэффициент 1,2 для северной надбавки. Так как нет норм определения сроков реконструкции, принимаю коэффициент для реконструкции, равный 0,5.

$$T=17,4*1,2*0,5 = 10,2 \text{ месяца}$$

### **4.3 Сведения об условиях обеспечения материалами и конструкциями, о расстояниях для их доставки, видах транспорта, о необходимых запасах материалов**

Все основные материалы и конструкции для здания «ДОМа КИНО» производятся в г. Красноярске, что гарантирует их своевременную и бесперебойную доставку на строительную площадку.

#### **4.4 Источник обеспечения строительной площадки водой, электроэнергией, сжатым воздухом и т. д.**

Снабжение строительных площадок предусмотрено:

- электроэнергией – от существующих источников электроснабжения;
- сжатым воздухом – от передвижных компрессоров;
- водой – от существующих источников водоснабжения.

#### **4.5 Данные о потребности строительной площадки в инвентарных временных зданиях и сооружениях производственного и жилищно-бытового назначения**

На строительной площадке проектом предусматривается строительство следующих временных зданий и сооружений:

- гардеробная;
- помещение для приема пищи;
- душевая;
- прорабская;
- туалет;

Общая требуемая площадь временных зданий:  $S = 86,1 \text{ м}^2$ .

#### **4.6 Технологическая карта**

##### **4.6.1 Область применения**

Технологическая карта разработана на устройство монолитного перекрытия в помещении здания «ДОМа КИНО» в г. Красноярске. Данная карта предназначена для производства работ в условиях реконструкции.

В состав работ, рассматриваемых картой, входят:

- монтаж балок перекрытия;
- монтаж опалубки;
- установка арматуры;
- бетонирование;
- демонтаж опалубки.



Объемы работ, при которых следует применять данную карту: 7,29 т металлических балок перекрытия, 20,23 м<sup>3</sup> устройство перекрытия, 1,02 т арматурных изделий.

#### **4.6.2 Общие положения**

Технологическая карта разработана на основании следующих документов:

- СП 48.13330.2019 «Организация строительства»;
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»;
- СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции»;
- СП 49.13330.2010 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования».

- СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции»;
- СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство»;
- МДС 12-29.2006 «Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты».

#### **4.6.3 Организация и технология выполнения работ**

Работы по устройству монолитного перекрытия осуществляются в соответствии с рабочими чертежами, а также с соблюдением требований СП 48.13330.2019 «Организация строительства», СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции», СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции».

##### Подготовительные работы

До начала производства работ по устройству монолитного перекрытия должны быть выполнены следующие работы:

- возведены все необходимые временные сооружения;
- установлено временное ограждение строительной площадки;
- устроены временные подъездные пути для движения транспорта к месту производства работ;
- устроены временные складские площадки для приема конструкций, строительных деталей и материалов;
- доставлены на площадку пиломатериалы, необходимые элементы арматуры, полуфабрикаты, строительные детали и конструкции в необходимом количестве;
- подготовлены машины, механизмы и оборудование

##### Основные работы

Процесс устройства перекрытий включает осуществление следующего комплекса последовательно выполняемых процессов и операций:

- разбивка на стенах положения гнезд;
- пробивка гнезд в кирпичной стене пневматическим молотком;

- уборка битого кирпича и щебня, подача раствора, балки;
- укладка металлических балок в готовые гнезда;
- утепление концов балок, установка анкеров, заделка гнёзд кирпичом;
- устройство опалубки;
- монтаж арматуры;
- бетонирование;
- демонтаж опалубки.

Монтажники при помощи гибкого водяного уровня и металлического метра производят разбивку гнёзд для балок. Мастер берет метр и один конец уровня, монтажник берет другой конец уровня и одновременно на определённой высоте делает отметки на стене, по которым в местах установки балок определяют отметку низа гнезда. Размеры гнезда принимают соответственно сечению стальных балок с учётом требуемой глубины заделки (20-25 см) и предусмотренной проектом анкеровки.

Для укладки балок в наружной и противоположной стенах с помощью отбойных молотков МО-2К, подключённых к передвижному компрессору Atlas Copco XAS 97 Dd, пробивают гнезда. Одно гнездо из каждой пары пробивают на глубину, вдвое превышающую глубину заделки. Пробивку гнёзд производят с подмостей одновременно на три-четыре балки. Рабочий пользуется отбойным молотком с осторожностью, непрерывно наблюдая за состоянием деформированных конструкций и временных креплений. По окончании пробивки опорную плоскость гнёзд очищают от щебня и мусора.

Выполненные работы по пробивке гнёзд и борозд для балок необходимо предъявить представителю строительного контроля Заказчика для осмотра и подписания Акта освидетельствования скрытых работ. По нижней поверхности пробитых гнёзд после очистки их от пыли и щебня уложить на цементном растворе опорные подушки (или выровнять цементным раствором опорные плоскости, а стальные опорные подкладки приварить к нижней полке концов балок).

Балки подают в наклонном положении и заводят сначала нижним концом в глубокое гнездо во внутренней стене до упора, а затем опускают верхний конец и обратным движением выдвигают в противоположное гнездо на 20 см. Монтаж производят с подмостей

Уложенную балку выверяют с подливкой цементным раствором на опорах. Правильность положения балок по высоте проверяют совпадением нижней грани с отметкой, закреплённой риску на стене. Небольшие перемещения балок в направлении, перпендикулярном их оси, поворачивание вокруг продольной оси и незначительное осаживание нижней поверхности осуществляют при помощи монтажного лома.

После установки каждой четырёх-пяти балок в рабочее положение производят их анкеровку арматурной сталью периодического профиля 10 мм и утепление концов балок в наружной стене путем обёртывания по контуру войлоком и защитой сверху двумя слоями рубероида с закреплением

проволочными скрутками. Гнезда и борозды заделывают кирпичом на цементном растворе с заклиниванием всех пустот между старой и новой кладкой щебнем и раствором. После заделки гнёзд монтажные подмости разбирают.

Выполненные работы по монтажу балок необходимо предъявить представителю строительного контроля Заказчика для осмотра и подписания Акта освидетельствования ответственных конструкций.

Устройство опалубки под монолитное перекрытие производится в следующей последовательности:

- производят разметку основания под шаг основных стоек;
- устанавливают стойки с треногами и унивилками;
- устанавливают связи между стойками;
- производят монтаж продольных балок;
- производят монтаж поперечных балок;
- обрабатывают концы фанеры антиадгезионной смазкой;
- устанавливают и закрепляют палубы фанеры;
- устанавливают опалубки боковых поверхностей плиты перекрытия;
- обрабатывают палубы антиадгезионной смазкой.

Перед началом арматурных работ должны быть полностью окончены опалубочные работы и составлены акты приемки установленной опалубки. Также требуется завезти на площадку складирования арматурные изделия, очистить их от ржавчины и грязи, проверить маркировку, подготовить инвентарь, механизмы и инструменты.

Сборка и вязка каркасов производится непосредственно в коробе опалубки, одна сторона которого оставляется открытой. Сначала вяжут нижнюю сетку, размечая перед этим на опалубке плиты места укладки стержней. После окончания вязки нижней сетки производится вязка верхней сетки. Верхняя сетка вяжется на связанной нижней, затем приподнимается и устанавливается в проектное положение. Проектное положение обеспечивается путем установки подставок на круглой стали. При установке арматуры необходимо оставлять место под защитный слой бетона, толщина которого принимается в соответствии с рабочими чертежами. Необходимая толщина во время установки арматуры обеспечивается путем привязки к каркасу отрезков стержней, упирающихся в стенки опалубки, и установки бетонных прокладок.

После укладки арматуры выполнить установку направляющих, разделяющих площадь перекрытия на зоны бетонирования.

Бетонирование плиты предусматривается при помощи автобетононасоса.

Подача бетонной смеси по бетоноводу стрелы и распределение ее в конструкции осуществляется только при устойчивом положении автобетононасоса.

Место стоянки и маршрут передвижения автобетононасоса и автобетоносмесителя на строительной площадке устраиваются в соответствии с проектом производства работ.

Установка автобетононасоса на рабочей площадке разрешается при условии:

- обеспечения горизонтальности площадки для автобетононасоса;
- наличия подкладок под аутригерами;
- заготовки пыжей для прочистки бетоноводов;
- подготовка места для приема бетонной смеси из автобетоносмесителей.

Установка автобетононасоса на строительной площадке производится таким образом, чтобы обеспечить бесперебойную работу насоса в пределах его рабочей зоны. Автобетононасос устанавливается на выносные опоры (аутригеры) для устойчивого его положения при работе.

Эксплуатация бетононасоса производится в ручном и автоматическом режимах. Ручной режим применяется при подготовке насоса к работе, пуске, укладке в дело небольших объемов бетонной смеси, промывке бетоноводов по окончании работ. Автоматический режим эксплуатации бетононасоса является наиболее оптимальным. Он применяется при больших объемах бетонирования. В случае вынужденных перерывов в работе автобетононасоса в загрузочном бункере должно оставаться 0,1-0,2 м бетонной смеси для периодического включения насоса для работы «на себя». Техническое обслуживание и ремонт автобетононасоса производятся только после остановки двигателя и сброса давления до атмосферного. При перемещении автобетононасос должен находиться в транспортном положении.

Бетонные смеси, предназначенные для транспортирования по трубопроводам, должны обладать однородной структурой, удобоперекачиваемостью и обеспечивать получение требуемых физико-механических характеристик бетона. Оптимальная подвижность бетонной смеси должна находиться в пределах 8-10 см, а водоцементное отношение – 0,4-0,6. При подаче бетонной смеси на перекрытие высота свободного сбрасывания не должна превышать 1 м.

Подачу бетонной смеси бетононасосами необходимо выполнять в соответствии со следующими правилами:

- перед началом работ бетононасос и весь комплект бетоновода должны быть испытаны гидравлическим давлением, величина которого указывается в паспорте установки;
- назначенный состав и подвижность бетонной смеси должны быть проверены и уточнены на основании пробных перекачек смеси;
- внутренняя поверхность бетоновода непосредственно перед бетонированием должна быть увлажнена и смазана цементным молоком;
- при перерывах в перекачке смеси от 20 до 60 минут необходимо каждые 10 минут перекачивать бетонную смесь по системе в течение 10-15 с на малых режимах работы бетононасоса. При перерывах, превышающих указанное время, бетоновод должен быть опорожнен, очищен и промыт;

- распределение бетонной смеси следует осуществлять с помощью распределительной стрелы и бетоноводов, установленных в зоне бетонирования.

Укладку бетонной смеси следует производить полосами шириной 3-4 м через одну. Во время дождя забетонированный участок должен быть защищен от попадания воды в бетонную смесь. Случайно размытый бетон следует удалить. Бетонирование конструкций должно сопровождаться соответствующими записями в журнале бетонных работ.

После окончания бетонирования перекрытия в течение первых дней твердения бетона производится периодическая поливка его водой.

Движение людей по забетонированным конструкциям, а также снятие опалубки допускается лишь после достижения бетоном прочности в соответствии со СП 70.13330.2012, но не менее 1,5 МПа.

После набора прочности бетоном, начинают разборку опалубки.

После разборки опалубки все элементы очищаются от бетона, ремонтируются и складываются по маркам в штабель.

#### Заключительные работы

После завершения основных работ необходимо очистить строительную площадку от строительного мусора и произвести демонтаж технологического оборудования.

### **4.6.4 Требования к качеству работ**

Контроль качества работ по устройству монолитного перекрытия должен осуществляться специалистами или специальными службами, входящими в состав строительной организации, оснащенными техническими средствами и обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля.

Контроль качества работ включает входной контроль рабочей документации, материалов и изделий, операционный контроль производства работ по устройству монолитного перекрытия и приемочный контроль качества выполненных работ по перекрытию.

При входном контроле рабочей документации проводится проверка ее комплектности и достаточности в ней технической информации. При входном контроле материалов и изделий проверяется соответствие их стандартам, наличие сертификатов соответствия, гигиенических и пожарных документов, паспортов и других сопроводительных документов. Результаты проведения входного контроля должны быть занесены в «Журнал входного учета и контроля качества получаемых деталей, материалов, конструкций и оборудования».

Поступающая на строительство арматурная сталь при приемке должна подвергаться внешнему осмотру и замерам.

Каждая партия арматурной стали должна быть снабжена сертификатом, в котором указываются наименование завода-изготовителя, дата и номер заказа, диаметр и марка стали, время и результаты проведения испытаний, масса партии, номер стандарта.

Каждый пакет, бухта или пучок арматурной стали должны иметь металлическую бирку завода-поставщика.

При несоответствии данных сопроводительных документов и результатов проведенных контрольных испытаний этим требованиям партия арматурной стали в производство не допускается.

При входном контроле необходимо учитывать класс (марку) бетона по прочности на сжатие, который должен соответствовать указанному в рабочих чертежах. Бетон должен соответствовать требованиям ГОСТ 26633-2015 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия».

Каждая партия бетонной смеси должна иметь документ о качестве, который включает следующие положения:

- наименование вышестоящей организации;
- изготовитель;
- потребитель;
- дата и время отправки бетонной смеси;
- вид бетонной смеси и ее условное обозначение;
- номер состава бетонной смеси;
- класс или марка бетона по прочности на сжатие в возрасте, сут;
- класс или марка бетона по прочности на растяжение при изгибе;
- коэффициент вариации прочности бетона;
- требуемая прочность бетона;
- проектная марка по средней плотности (для легких бетонов);
- наибольшая крупность заполнителя;
- удобоукладываемость бетонной смеси у места укладки, см;
- номер сопроводительного документа.

Операционный контроль осуществляется в ходе выполнения технологических операций для обеспечения своевременного выявления дефектов и принятия мер по их устранению и предупреждению.

Контроль качества работ по бетонированию перекрытий включает:

- приемку работ, предшествующих бетонированию перекрытий, согласно требованиям СП 70.13330.2012, соответствующих требованиям рабочих чертежей проекта;

- контроль производственных операций по схемам операционного контроля качества работ.

Основным документом при операционном контроле является СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции». Результаты операционного контроля фиксируются в журнале производства работ.

Контроль качества бетона заключается в проверке соответствия его физико-механических характеристик требованиям проекта. Обязательной является проверка прочности бетона на сжатие и сцепление сборного железобетона с монолитным.

Контроль качества арматурных работ состоит в проверке:

- соответствия проекту видов марок и поперечного сечения арматуры;

- соответствия проекту арматурных изделий;
- качества сварных соединений.

Приемка законченных железобетонных конструкций должна осуществляться в целях проверки их качества и подготовки к проведению последующих видов работ и оформляться в установленном порядке актом.

Приемка железобетонных конструкций должна включать:

- освидетельствование конструкций, включая контрольные замеры, а в необходимых случаях и контрольные испытания;
- проверку всей документации, связанной с приемкой и испытанием материалов, полуфабрикатов и изделий, которые применялись при возведении конструкций, а также проверку актов промежуточной приемки работ;
- соответствие конструкции рабочим чертежам и правильность ее расположения в плане и по высоте;
- наличие и соответствие проекту отверстий, проемов, каналов, деформационных швов, а также закладных деталей и т.д.

Отклонения в размерах и положении выполняемой конструкции (плиты перекрытия) не должны превышать отклонений, если допуски специально не оговорены в проекте. Приемку плиты перекрытия следует оформлять актом на приемку ответственных конструкций в соответствии с СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции».

#### 4.6.5 Потребность в материально-технических ресурсах

##### 4.6.5.1 Расчет и обоснование выбора строительных машин, механизированного инструмента и приспособлений для выполнения работ

###### Выбор крана для монтажа металлических балок перекрытия.

Монтажные характеристики (монтажная масса  $M_m$ , монтажная высота крюка  $H_k$ , монтажный вылет крюка  $l_k$  и минимально необходимая длина стрелы  $L_c$ ) определяются отдельно для каждой группы элементов (колонны, фермы, подкрановой балки и т.п.), причем для расчетов выбираются элементы с наибольшей массой, наиболее удаленные от крана и высокорасположенные.

Монтажная масса:

$$M_m = M_э + M_r = 0,223 + 0,139 = 0,362 \text{ т} \quad (4.1)$$

где  $M_э$  – масса наиболее тяжелого элемента группы, т (масса стальной балки из двутавра 25Б1 по ГОСТ Р 57837 – 2017);

$M_r$  – масса грузозахватных и вспомогательных устройств (траверсы, стропы, кондукторы, лестницы и т.д.), установленных на элементе до его подъема, т (масса двух одноветвевых канатных строп 1СК-0,32 грузоподъемностью до 0,32 т длиной 3 м).

Монтажная высота подъема крюка:

$$H_k = h_0 + h_3 + h_3 + h_r = 2,152 + 0,5 + 0,248 + 2,082 = 4,982 \text{ м}, \quad (4.2)$$

где  $h_0$  – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, м;

$h_3$  – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки его в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,3 – 0,5 м;

$h_3$  – высота элемента в положении подъема, м;

$h_r$  – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка крана), м

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы:

$$H_c = H_k + h_{\text{ш}} = 4,982 + 2 = 6,982 \text{ м} \quad (4.3)$$

Монтажный вылет крюка:

$$l_k = \frac{(b+b_1+b_2)(H_c-h_{\text{ш}})}{h_r+h_{\text{п}}} + b_3 = \frac{(0,5+0,062+0,5)(6,982-2)}{2+2,082} + 2 = 3,3 \quad (4.4)$$

где  $b$  – минимальный зазор между стрелой и монтируемым элементом, равный 0,5 м;

$b_1$  – расстояние от центра тяжести элемента до края элемента, приближенного к стреле (половина ширины или длины элемента в положении подъема), м;

$b_2$  – половина толщины стрелы на уровне верха монтируемого элемента, м;

$b_3$  – расстояние от оси вращения крана до оси поворота стрелы, м;

$h_{\text{ш}}$  – расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота стрелы, м.

В расчетах следует предварительно задаваться размерами характеристик грузоподъемных механизмов ( $h_{\text{п}} = 2,0 \text{ м}$ ,  $b_2 = 0,5 \text{ м}$ ,  $h_{\text{ш}} = 2,0 \text{ м}$ ,  $b_3 = 2,0 \text{ м}$ ).

Необходимая наименьшая длина стрелы:

$$L_c = \sqrt{(l_k - b_3)^2 + (H_c - h_{\text{ш}})^2} \quad (4.5)$$

$$L_c = \sqrt{(3,3 - 2)^2 + (6,982 - 2)^2} = 5,15 \text{ м} \quad (4.6)$$



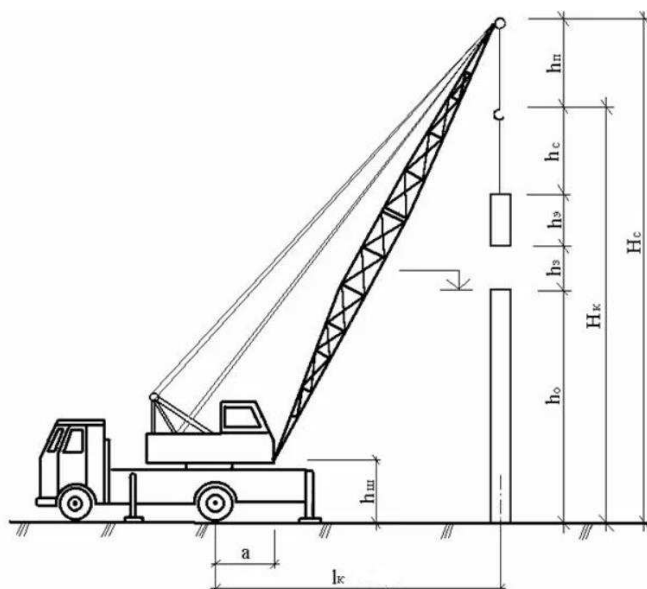


Рисунок 4.1 –Схема подбора крана для монтажа колонн

По полученным характеристикам по каталогу кранов подбираем: кран пневмоколесный кран К-161, имеющий следующие технические характеристики:  $L_c = 15$  м,  $l_k = 13,5$  м,  $M_m = 2$  т,  $H_k = 7,8$  м.

Для транспортировки и укладки бетонных смесей в конструкции необходим комплект машин, который состоит из автобетоносмесителя и автобетононасоса.

Для производства работ принят автобетоносмеситель СБ-92-1А и автобетононасос СБ-170-2. Технические характеристики автобетоносмесителя и автобетононасоса представлены в таблицах 4.1 и 4.2 соответственно.

Таблица 4.1 – Технические характеристики автобетоносмесителя СБ-92-1А

Характеристика	Ед. изм.	Показатель
Базовый автомобиль		КАМАЗ-55111
Вес (м пустым резервуаром)	т	19,15
Ширина	м	2,5
Высота	м	3,45
Длина	м	7,5
Объем барабана для смешивания	м <sup>3</sup>	8
Объем бака для воды	л	750
Объем бетона, смешанного в барабане	м <sup>3</sup>	5
Объем перевозимой бетонной смеси	м <sup>3</sup>	4
Длительность перемешивания	мин	15-20
Скорость выгрузки бетона	м <sup>3</sup> /мин	0,5-2

Таблица 4.2 – Технические характеристики автобетононасоса СБ-126Б

Характеристика	Ед. изм.	Показатель
Базовый автомобиль		КАМАЗ-53213

Наибольшая подача бетонной смеси на выходе из распределительного устройства	м <sup>3</sup> /ч	65
Наибольшее давление нагнетания бетонной смеси	МПа	32
Тип качающего узла		Поршневой
Количество секций стрелы	шт	3
Наибольшая высота подачи бетонной смеси со стрелы	м	22
Наибольшая дальность подачи бетонной смеси со стрелы	м	18
Наибольшая глубина подачи бетонной смеси со стрелы		9
Размеры машины в транспортном положении:		
- длина	м	10
- ширина	м	2,5
- высота	м	3,8
Масса автобетононасоса в транспортном положении	т	16,5
Высота загрузки	м	1,45

#### 4.6.5.2 Ведомость необходимых машин, механизмов, оборудования, инструмента, инвентаря

Потребность в технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлениях представлена в таблице 4.3, потребность в машинах и технологическом оборудовании – в таблице 4.4.

Таблица 4.3 – Потребность в технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлениях

Наименование технологической оснастки, инструмента, инвентаря и приспособлений	Тип, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Кол-во, шт
Строп	2СТ10-4	Масса 0,095 т, грузоподъемность 10 т	1
Передвижной компрессор фирмы Atlas Copco	XAS 97 Dd	Производительность 5,3 м <sup>3</sup> /мин, рабочее давление 7 бар	1
Ручной глубинный вибратор	ИВ-47Б	Частота вибрации 1000 кол/мин	2
Виброрейка	СО-132Н	Мощность 0,8 кВт, частота тока 200 Гц	1
Отбойный молоток	МО-2К	Энергия удара 43 Дж, частота удара 16 уд/сек	1
Лом монтажный	ЛМ-24 ГОСТ 1405-83	Масса 4 кг	2
Молоток строительный	МПЛ ГОСТ 18578-89	Масса 0,4 кг	2
Лопата стальная	ЛП-2 ГОСТ 7502-98	Масса 2,2 кг	4
Кельма	КБ ГОСТ Р 58515-2019	Масса 0,34 кг	2
Отвес	ОТ-400 ГОСТ Р 58513-2019	Масса 0,4 кг	3
Уровень строительный УС2-П	ОТ-400		1

Рулетка	ЗПК 2-20АНТ/1	Масса 0,35 кг	3
Нивелир	НТ ГОСТ 10528-90		1
Щетка стальная	ТУ 36-2460-82	Масса 0,26 кг	2
Приспособление для вязки арматуры	Трест Оргтехстрой	Масса 0,35 кг	2
Скребок	ТУ 22-4629-80	Масса 0,5 кг	2
Кисть	КМА-1 ГОСТ Р 58516-2019	Масса 0,35 кг	2
Топор	А-2 ГОСТ 18578-89	Масса 1,97 кг	2

Таблица 4.4 – Потребность в машинах и технологическом оборудовании

Наименование технологического процесса и его операций	Название машины, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика	Кол-во, шт
Устройство металлических балок перекрытия	Кран пневмоколесный кран К-161	$L_c = 15$ м, $l_k = 13,5$ м, $M_m = 2$ т, $H_k = 7,8$ м	1
Перемешивание бетонной смеси, ее доставка на строительную площадку	Автобетоносмеситель СБ-92-1А	см. п. 4.6.6, табл. 4.1	1
Подача бетонной смеси	Автобетононасос СБ-170Б	см. п. 4.6.6, табл. 4.2	1

#### 4.6.5.3 Ведомость потребности в конструкциях, материалах, полуфабрикатах

Ведомость потребности в конструкциях, материалах и полуфабрикатах для возведения металлического каркаса здания представлена в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Потребность в материалах и изделиях

Наименование технологического процесса и его операций	Название материалов и изделий, марка	Ед. изм.	Норма расхода на ед. изм.	Потребность на объем работ
Установка балок перекрытия	Двутавр 10Б1	т		0,23
Установка балок перекрытия	Двутавр 12Б1	т		0,03
Установка балок перекрытия	Двутавр 14Б1	т		2,04
Установка балок перекрытия	Двутавр 18Б1	т		0,13
Установка балок перекрытия	Двутавр 24 Б1	т		1,10
Установка балок перекрытия	Швеллер 10П	т		0,30
Установка балок перекрытия	Швеллер 24П	т		3,46
Установка опалубки	Докафлекс	м <sup>2</sup>		168,57
Укладка бетонной смеси	Бетонная смесь В20	м <sup>3</sup>	1,02	20,63
Армирование	Арматура А400	т		1,02

#### 4.6.6 Калькуляция затрат труда и машинного времени

Целью составления калькуляции является определение затрат труда и машинного времени при устройстве перекрытия. Калькуляция затрат труда и машинного времени представлена в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Калькуляция затрат труда и машинного времени

Обоснование (ЕНиР и др.)	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На единицу измерения		На объем работ	
		Ед. изм.	Кол-во		Н <sub>вр</sub> , чел.-час	Н <sub>вр</sub> , маш.-час	Затраты труда рабочих, чел.-ч.	Затраты времени машин, маш.-ч.
§ E1-5	Разгрузка металлических конструкций массой до 5 т	100 т	0,07	Машинист 4р. – 1; Такелажник 2р. – 2	12	11	0,84	0,77
§ E5-1-6	Монтаж балок перекрытия	шт	91	Монтажник 5р. – 1, 4р. – 1, 3р. – 1; Машинист 6р. – 1	0,3	0,1	27,3	9,1
§ E4-1-33	Устройство стоек, поддерживающих опалубку, высотой до 6 м	100 м стоек	2,05	Плотник 4р. – 1, 3р. – 2	7,8	-	15,99	-
§ E4-1-34	Устройство деревянной опалубки	1 м <sup>2</sup>	168,57	Плотник 4р. – 1, 2р. – 1	0,37	-	62,37	-
§ E4-1-46	Установка и вязка арматуры	1 т	1,02	Арматурщик 4р. – 1, 2р. – 1	32	-	32,64	-
§ E4-1-47	Приготовление бетонной смеси в бетономесителе	1 м <sup>3</sup>	20,63	Машинист бетономесителя 3р. – 1	-	0,38	-	7,84
§ E4-1-48	Подача бетонной смеси к месту укладки	100 м <sup>3</sup>	0,207	Машинист бетононасоса 4р. – 1; Слесарь 4р. – 1; Бетонщик 2р. – 1	18	6,1	3,73	1,26

§ E4-1-49	Укладка бетонной смеси	1 м <sup>3</sup>	20,63	Бетонщик 4р. – 1; Бетонщик 2р. – 1	0,57	-	11,76	-
§ E4-1-54	Поливка бетонной поверхности водой за 1 раз из брандспойта	100 м <sup>2</sup>	1,69	Бетонщик 2 разр. – 1	0,14	-	0,24	-
§ E4-1-34	Разборка деревянной опалубки	1 м <sup>2</sup>	167,57	Плотник 3р. – 1, 2 р. – 1	0,19	-	31,84	-
Всего:							186,71	18,97

#### 4.6.7 Техничко-экономические показатели

График производства работ и технико-экономические показатели представлены на листе 7 графической части.

## 5 Организация строительного производства

### 5.1 Область применения

Объектный строительный генеральный план разработан на переустройство частей здания в ходе реконструкции. Он предназначен для определения состава, объема и размещения объектов строительного хозяйства в целях максимальной эффективности их применения и с учетом соблюдения требований охраны труда; составляется на стадии разработки проекта производства работ (ППР) и входит в его состав.

### 5.2 Выбор и размещение грузоподъемных механизмов

Выбор крана произведен п. 4.6.5.1 настоящей записки.

В целях создания благоприятных условий труда предусматриваем следующие зоны: монтажную, обслуживания краном и опасную зону.

1. Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов.

$$R_{\text{м}} = L_{\text{к}} + x = 8,64 + 3,5 = 12,14 \text{ м} \quad (5.1)$$

2. Зоной обслуживания крана или рабочей называют пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана. Она равна максимальному рабочему вылету крюка крана:

$$R_{\text{з.обсл}} = R_{\text{max}} = l_{\text{к}}^{\text{max}} = 13,5 \text{ м.} \quad (5.2)$$

3. Опасной зоной работы крана называют пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении.

$$R_{\text{оз}} = R_{\text{max}} + 0,5l_{\text{min}} + l_{\text{max}} + X = 13,5 + 0,5 \cdot 0,062 + 8,64 + 4 = 26,17 \text{ м,} \quad (5.3)$$

где  $R_{\text{max}}$  – максимальный рабочий вылет крюка крана;

$0,5l_{\text{min}}$  – половина ширины наименьшего габарита монтируемого элемента;

$l_{\text{max}}$  – наибольший габарит перемещаемого груза

$X$  - величина отлета падающего груза.

Поперечная привязка крана:

$$B = R_{\text{пов}} + l_{\text{без}} = 3,05 + 1 = 4,05 \text{ м} \quad (5.4)$$

где  $l_{\text{без}} = 1$  м - минимальное расстояние между поворотной частью и частями здания до ближайшей опоры крана [МДС 11-06-2007];

### 5.3 Расчет потребности во временных зданиях

Количество работающих приведено в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Количество работающих на строительной площадке

	I смена	II смена
Рабочие (84,5 %)	10	10
ИТР (11 %)	1	-
Служащие (3,2 %)	-	-
МОП и охрана (1,3 %)	-	-
Итого:	11	10

Требуемая площадь временных помещений определяется по формуле:

$$F = F_n \cdot N, \quad (5.5)$$

где  $N$  – количество работающих, пользующихся данным типом помещением,  
 $F_n$  – нормативная площадь на одного человека.

По рассчитанным площадям подобраны временные помещения – строительные бытовки фирмы «СКМТ». Внешние размеры бытовки рассчитаны с учетом перевозки в кузове обычного грузового автомобиля или прицепа (при сборке вместо нескольких помещений образуется одно большое).

Определение требуемой площади временных сооружений приведено в таблице 5.2.

Таблица 5.2– Экспликация временных зданий и сооружений

№	Наименование помещений	Численность рабочих	Норма площади на одного рабочего, м <sup>2</sup>	Расчетная площадь, м <sup>2</sup>	Размеры ВхЛм.	Шифр
1	Прорабская	1	4,8	4,8	6х3	ИКЗЭ-5
2	Гардеробная	11	0,9	9,9	10х3,2	5055-1
3	Душевая	11	0,43	10,32	9х3	ГОССД - 6
4	Помещение для приема пищи	11	0,455	5,005	4х2	ГОССС - 20
5	Туалет	11	0,07	0,77	1х1	

### 5.4 Расчет и проектирование складов

Проектирование складов ведется в следующей последовательности:

определяем необходимые запасы хранимых ресурсов; выбираем метод хранения; рассчитываем площади по видам хранения; выбираем тип складов; размещаем и привязываем к строительной площадке склады. Необходимый запас материалов на складе рассчитываем по формуле

$$P_{скл} = \frac{P_0}{T} \cdot T_n \cdot K_1 \cdot K_2; \quad (5.6)$$

где  $P_0$  – количество материалов, конструкций и изделий, необходимых для выполнения работ в расчётный период ( $m^2$ ,  $m^3$ , шт. и т.д.), принимаемое по ведомости потребности в основных материалах, конструкциях, изделиях;

$T$  – продолжительность расчётного периода, дн., определяемая по календарному плану строительства или ведомости объёмов СМР;

$T_n$  – норма запаса материала, дн.;

$K_1$  – коэффициент учёта неравномерности поставки материалов на склад, зависящий от вида транспорта (для железнодорожного и автомобильного он равен 1,1; для водного - 1,2);

$K_2$  – коэффициент учёта неравномерности потребления материалов равный 1,3.

Полезную площадь склада определяем по формуле

$$F = \frac{P}{V} \quad (5.7)$$

где  $V$  количество материала, укладываемого на 1  $m^2$  площади склада, определяется по [28, прил. 12].

Общая площадь склада (включая проходы) определяется по формуле:

$$S = \frac{F}{\beta} \quad (5.8)$$

где  $\beta$  – коэффициент использования склада, характеризующий отношение полезной площади к общей (для закрытых складов – 0,7; для открытых складов – 0,6; при штабельном хранении – 0,5).

Количество материалов представлено в таблице 5.3

Таблица 5.3 – Ведомость основных материалов и изделий

№	Наименование	Ед. изм.	Кол-во
1	Кирпич	шт.	78770
2	Арматура	кг	680
3	Металлопрокат	кг	1622
4	Листовой металл	кг	148



Площади склада представлены в таблице 5.4

Таблица 5.4 – Расчет площадей складов

№	Материалы и изделия	Общая площадь склада, м <sup>2</sup>	Способ хранения
1	Кирпич	187,6	Открытый
2	Арматура	0,27	Навес
3	Металлопрокат	3,25	Открытый
4	Листовой металл	0,3	Открытый

### 5.5 Проектирование временных дорог и проездов

Схема движения транспорта и расположение дорог в плане обеспечивает подачу строительных материалов и конструкций в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к складам и бытовым помещениям.

Временную дорогу проектируем однополосной, без площадок разгрузки. Конструкция временных дорог – грунтовые, улучшенной конструкции, укрепленные гравием.

При трассировке дорог должны соблюдаться минимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой - 1 м;
- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку 1,5 м.
- ширина двухполосной проезжей части – 6 м. Радиусы закругления дорог принимаем 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается до 8,5 м.

### 5.6 Расход водоснабжения строительной площадки

Суммарный расход воды определим:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз-быт}} + Q_{\text{пож}}, \quad (5.9)$$

где  $Q_{\text{пр}}$ ,  $Q_{\text{маш}}$ ,  $Q_{\text{хоз-быт}}$ ,  $Q_{\text{пож}}$  – расход воды на производство, охлаждение двигателей строительных машин, хозяйственно-бытовые и противопожарные нужды, л/с.

Расход воды на производственные нужды:

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \sum \frac{q_1 \times V \times K_{\text{ч}}}{t \times 3600}, \quad (5.10)$$

где  $q_1$  – удельный расход воды на единицу объема работ

$V$  – объем СМР

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности водоснабжения

$t$  – кол-во часов потребления в смену (сутки).

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot 101,7 \cdot 300 \cdot 1,6 / 8 / 3600 = 0,79 \text{ л/с}$$

Расход воды на охлаждение двигателей строительных машин:

$$Q_{\text{маш}} = \frac{W \cdot q_2 \cdot K_{\text{ч}}}{3600} = \frac{1 \cdot 25 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,003 \text{ л/с}, \quad (5.11)$$

где  $W$  – количество машин;

$q_2$  – норма удельного расхода воды, л, на соответствующий измеритель;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей.

Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды:

$$Q_{\text{хоз-быт}} = Q_{\text{хоз-пит}} + Q_{\text{душ}}, \quad (5.12)$$

где  $Q_{\text{хоз-пит}}$  – затраты на хозяйственно-питьевые потребности;

$Q_{\text{душ}}$  – расход воды на душевые установки.

$$Q_{\text{хоз-пит}} = N_{\text{МАКС}}^{\text{СМ}} \times \frac{q_3 K_{\text{ч}}}{8 \times 3600} = 0,028 \text{ л/с}; \quad (5.13)$$

$$Q_{\text{душ}} = N_{\text{МАКС}}^{\text{СМ}} \times \frac{q_4 K_{\text{н}}}{0,6 \times 3600} = 0,05 \text{ л/с}, \quad (5.14)$$

где  $q_3$  – норма расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды на 1 человека в смену, равно 25 л/с, т.к. площадку берем канализированной;

$q_4$  – норма удельного расхода воды на одного пользующегося душем, равная 30 л/с;

$N_{\text{МАКС}}^{\text{СМ}}$  – максимальное количество работающих в смену, чел;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей.

$$Q_{\text{хоз-быт}} = 0,028 + 0,05 = 0,033 \text{ л/с}$$

Расход воды на пожарные нужды примем 20 л/с, опираясь на то, что площадь строительной площадки до 10 Га.

Учитывая, что на один пожарный гидрант приходится 2 струи по 5л/с на каждую, устанавливаем на площадке 2 пожарных гидранта. Рядом с возводимым зданием и рядом с бытовым городком.

Найдем расчетный расход воды по формуле:

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хиз-быт}}) = 20 + 0,5 \cdot (0,79 + 0,005 + 0,033) = 20,41 \text{ л/с.}$$

В качестве временного источника водоснабжения использовать существующую сеть.

### 5.7 Расчет электроснабжения строительной площадки

Расчет мощностей, необходимый для обеспечения строительной площадки электроэнергией:

$$P = \alpha \left( \sum \frac{K_1 \times P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \times P_t}{\cos \varphi} + \sum K_3 \times P_{ов} + \sum K_4 \times P_n \right), \quad (5.15)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности, сечения (1,05 – 1,1);

$K_1, K_2, K_3, K_4$  – коэффициент спроса, определяемые числом потребителей и несовпадений по времени их работы;

$P_c$  – мощности силовых потребителей, кВт;

$P_t$  – мощности, требуемые для технологических нужд;

$P_{ов}$  – мощности, требуемые для наружного освещения;

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности в сети.

Таблица 5.4 - Определение нагрузок по установленной мощности электроприемников

Наименование потребителей	Ед. изм.	Количество	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэф. Спроса, $K_c$	$\cos \varphi$	Требуемая мощность, кВт
Сварочный аппарат	шт	2	1	0,35	0,4	2,5
Компрессор СО-243	шт	2	4,5	0,7	0,8	7,88
Вибратор ИВ-116А	шт	1	0,8	0,15	0,6	0,2
Ручной электроинструмент	шт	2	0,5	0,15	0,6	0,25
Кран	шт	1	30	0,2	0,5	12
Прорабская	м <sup>2</sup>	18	0,015	0,8		0,22
Гардеробная	м <sup>2</sup>	32	0,014	0,8		3,61
Итого:						26,66

Общая нагрузка по установленной мощности составит:

$$P = 1,05 \cdot 26,66 = 28,73 \text{ кВт.} \quad (5.16)$$

Принимаем трансформаторную подстанцию СКТП-100, мощностью 100 кВт. Количество требуемых прожекторов рассчитаем по формуле:

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}}, \quad (5.17)$$

где  $P$  – удельная мощность, Вт/м<sup>2</sup> (для освещения используем ПЗС-35 мощностью  $P = 0,4$  Вт/м<sup>2</sup>);

$E$  – освещенность, лк (принимаем  $E = 1,5$  лк);

$S$  – площадь, подлежащая освещению, м<sup>2</sup> ( $S = 15698,4$  м<sup>2</sup>),

$P_{\text{л}}$  – мощность лампы прожектора, Вт ( $P_{\text{л}} = 1000$  Вт).

$$n = \frac{0,4 \cdot 1,5 \cdot 287,31}{1000} = 0,17. \quad (5.18)$$

Принимаем 3 прожекторов для освещения стройплощадки. В качестве источника электроэнергии принимаем районные сети высокого напряжения 6 кВ. В подготовительный период строительства сооружают ответвления от высоковольтной линии на площадку и трансформаторную подстанцию мощностью 380 кВт (КТПЖ-380\27,5\0,4-98-У1). Подстанции трансформаторные комплектного типа КТПЖ мощностью 380 кВт представляют собой однострансформаторную подстанцию наружной установки, питаемую по схеме.

В качестве временных линий (ЛЭП) применяем воздушные линии электропередач и подземные линии электропередач.

## **5.8 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности**

Опасные зоны огораживаются и обозначаются. Посторонним запрещается находиться на строительной площадке.

Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта.

Временные административно-хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

Между временными зданиями и сооружениями предусмотрены противопожарные разрывы согласно СП 49.13330.2012 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования».

Строительная площадка, проходы, проезды и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованные инвентарем для пожаротушения.

### **5.9 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов**

Предусматривается установка границ строительной площадки, которая обеспечивает максимальную сохранность на территории строительства деревьев, кустарников, травяного покрова. При планировке почвенной слой, пригодный для последующего использования, предварительно снимается и складывается в специально отведенном месте.

Временные автомобильные дороги устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарниковой растительности и сельскохозяйственных угодий.

Исключается неорганизованное и беспорядочное движение техники и автотранспорта. Организуются места, на которых устанавливаются емкости для сборки мусора

## **6 Экономика строительства**

### **6.1 Составление локального сметного расчета**

При выполнении выпускной квалификационной работы был составлен локальный сметный расчёт на устройство монолитного перекрытия здания.

Сметная документация составлена на основании приказа 421/пр «Об утверждении Методики определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации».

При составлении документации был использован базисно-индексный метод, сущность которого заключается в следующем: сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов.

Для составления сметной документации применены федеральные единичные расценки на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленного назначения, составленные в нормах и ценах 2001 года.

Сметная стоимость пересчитана в текущие цены 1 кв. 2021 г. с использованием прогнозного индекса изменения сметной стоимости строительно-монтажных и пусконаладочных работ по объектам строительства, установленных Письмом Минстроя России № 9351-ИФ/09 от 11.03.2021. Для объектов культуры в Красноярском крае (1 зона) – 9,02.

Норматив накладных расходов для бетонных и железобетонных работ – 120% [30, прил.4 МДС 81-33.2004].

Общепромышленный норматив сметной прибыли при определении сметной стоимости строительно-монтажных работ составляет 77% [31, п.2.1, МДС 81-25.2001].

Прочие лимитированные затраты по видам строительства учтены по действующим нормам:

– нормы затрат на строительство временных зданий и сооружений – 1,8% [Приказ от 19.06.2020 № 332/пр, прил.1, п. 50];

– дополнительные затраты при производстве СМР в зимнее время – 3% [ГСН 81-05-02-2007, табл. 4, п. 11.4];

– резерв средств на непредвиденные расходы и затраты – 2% [Приказ от 04.08.2020 № 421/пр, п.179].

Сметная стоимость монтажа перекрытия по стальным балкам здания по локальному сметному расчету составила 379556,19 руб. Общая сметная стоимость показывает предварительную сумму денежных средств, необходимых для строительства данного объекта в соответствии с проектными материалами. Прямые затраты по смете составили 260052,46 руб.

Локальный сметный расчет приведен в приложении Б.

Структура локального сметного расчета на строительные работы по составным элементам приведена в таблице 6.1.

Таблица 6.1 - Структура локального сметного расчета на строительные работы по составным элементам

Разделы	Сумма, руб.		Удельный вес, %
	Базисный уровень	Текущий уровень	
Прямые затраты, всего	28830,65	260052,46	68,51
в том числе:			
– материалы	25734,15	232122,03	61,15
– эксплуатация машин	1420,74	12815,08	3,38
– оплата труда рабочих	1675,76	15115,36	3,98
Накладные расходы	2065,83	18633,79	5,41
Сметная прибыль	1279,51	11541,18	3,49
Лимитированные затраты, всего	2319,79	20557,12	5,92
НДС	7013,23	63259,34	16,67
ИТОГО	42079,4	379556,19000	100

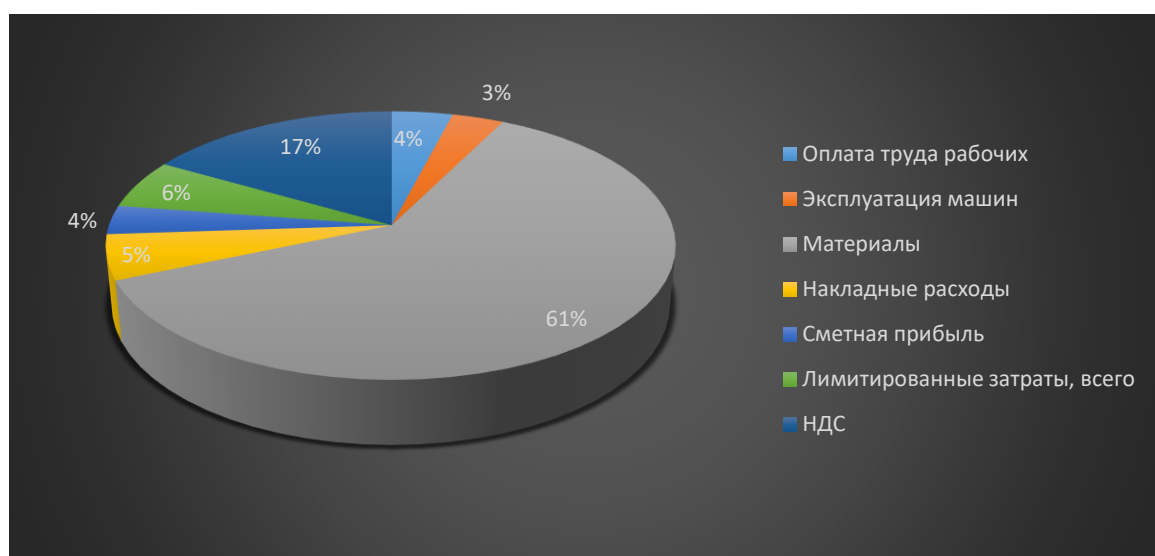


Рисунок 6.1 – Структура локального сметного расчета на строительные работы по составным элементам, %

Наибольший удельный вес составляют затраты на материалы – 61,15%, а наименьший – эксплуатация машин, которые составляют 3,38% соответственно.

## 6.2 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели служат основанием для решения

вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

Технико-экономические показатели определяем для строительства МАУ «ДОМ КИНО» в г. Красноярске в соответствии с СП 54.13330.2016 «Здания жилые многоквартирные».

1. Общая площадь здания определяется как сумма площадей всех этажей (надземных, включая технические, цокольного и подвальных), измеренных в пределах внутренних поверхностей наружных стен (или осей крайних колонн, где нет наружных стен), тоннелей, внутренних площадок, антресолей, всех ярусов внутренних этажей, рампы, галерей (горизонтальной проекции) и переходов в другие здания.

Общая площадь здания составляет 377,6 м<sup>2</sup>.

2. При определении этажности здания учитываются все надземные этажи, в том числе технический этаж, мансардный, а также цокольный этаж, если верх его перекрытия находится выше средней планировочной отметки земли не менее чем на 2 м.

Этажность МАУ «ДОМ КИНО» составляет 3 этажа.

3. Площадь застройки определяется по внешнему периметру здания на уровне цоколя, включая выступающие части, проезды под зданием, части здания без наружных ограждающих конструкций.

Площадь застройки МАУ «ДОМ КИНО» составляет 991,19 м<sup>2</sup>.

4. Строительный объем здания определяется как сумма строительного объема надземной части от отметки ±0.00 и подземной части от отметки чистого пола до отметки ±0.00.

Строительный объем здания составляет 8599,78 м<sup>3</sup>.

5. Стоимостные показатели по производственным зданиям ввиду невозможности выполнения расчета по УНЦС в таблице ТЭП отсутствуют.

6. Объемный коэффициент определяется отношением объема здания к площади здания, зависит от общего объема здания

Объемный коэффициент технического центра составляет:

$$K_{об} = 8599,78/377,6 = 22,78$$

7. Продолжительность строительства составляет 10,2 месяцев и задана на основании «Нормы продолжительности капитального ремонта жилых и общественных зданий и объектов городского благоустройства», Москва 1982, таблица 1.

Нормативная продолжительность строительства для многозального кинотеатра объемом 8600 м<sup>3</sup> составляет 17,4 месяца. Согласно п. 14 общих данных применяется коэффициент 1,2 для северной надбавки. Так как нет норм определения сроков реконструкции, принимаю коэффициент для реконструкции, равный 0,5.

$$T = 17,4 * 1,2 * 0,5 = 10,2 \text{ месяца.}$$



Основные технико-экономические показатели проекта по возведению здания приведены в таблице 6.3:

Таблица 6.3 – Технико-экономические показатели проекта строительства МАУ «ДОМ КИНО», расположенного по адресу: пр. Мира 88а в г. Красноярске

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
<b>1. Объемно-планировочные показатели</b>		
Площадь застройки	м <sup>2</sup>	991,19
Площадь здания	м <sup>2</sup>	377,6
Этажность	эт.	3
Материал стен		кирпич
Высота этажа	м	от 2,2 до 7,65
Строительный объем, всего, в том числе	м <sup>3</sup>	8599,78
надземной части	м <sup>3</sup>	5893,83
подземной части	м <sup>3</sup>	2 705,95
Объемный коэффициент		22,78
<b>2. Прочие показатели проекта</b>		
Продолжительность строительства	мес.	10,2

Технико-экономические показатели проекта имеют положительный результат и свидетельствуют о целесообразности строительства.

### Форма локального сметного расчета (сметы)

(вариант формы по Методике приказ 421/пр (упрощенный вариант)

МАУ «ДОМ КИНО» по пр. Мира, 88а

(наименование стройки)

МАУ «ДОМ КИНО»

(наименование объекта капитального строительства)

### ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ (СМЕТА) № 02-01-01

на устройство монолитного перекрытия

(наименование конструктивного решения)

Составлен базисно-индексным методом

Составлен(а) в текущем (базисном) уровне цен I кв. 2021

Основание: 1180-12-ТО

Сметная стоимость 114 964,16 тыс. руб.

Средства на оплату труда рабочих 13646,81 тыс. руб.

№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Кол.	Сметная стоимость в базисном уровне цен, руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
					на единицу	коэффициенты	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Раздел 1. Перекрытие</b>									
1	ФЕР06-08-001-11	Устройство перекрытий по	100 м <sup>3</sup>	0,2063					

		стальным балкам площадью более 5 м2 приведенной толщиной до 150 мм						
	08.4.03.03 04.1.02.05	Арматура Смеси бетонные тяжелого бетона	т м³	8,11 101,5				
	1	ОТ			7274,88		1500,81	
	2	ЭМ			4873,25		1005,35	
	3	в т.ч. ОТм			594,49		122,64	
	4	М			11488,75		2370,13	
		Итого по расценке			23636,88		4998,93	
		ФОТ					1623,45	
	МДС 81- 33.2004, прил. 4, п. 6.2	Накладные расходы	%	120			1948,14	
	Письмо 5536/06 к МДС 81- 25.2001, п. 6.2	Сметная прибыль	%	77			1250,05	

		<b>Всего по позиции</b>					<b>8197,12</b>		
2	ФЕР06-01-087-02	Монтаж и демонтаж: крупнощитовой опалубки перекрытий	100 м <sup>2</sup>	1,6857					
	1	ОТ			50,7		85,47		
	2	ЭМ			193,34		325,91		
	3	в т. ч. ОТм			28,62		48,25		
	4	М			56,83		95,80		
		Итого по расценке			23636,88		555,43		
		ФОТ					133,72		
	МДС 81-33.2004, прил. 4, п. 6.2	Накладные расходы	%	120			160,47		
	Письмо 5536/06 к МДС 81-25.2001, п. 6.2	Сметная прибыль	%	77			102,97		
		<b>Всего по позиции</b>					<b>818,87</b>		
3	ФССЦ 08.4.03.03-0029	Сталь арматурная, горячекатаная, периодического	т	1,01	8213,72		<b>11557,40</b>		

		профиля, класс А-III, диаметр 6 мм							
4	ФССЦ 04.1.02.05- 0007	Смеси бетонные тяжелого бетона (БСТ), класс В20 (М250)	м3	20,63	665,00		<b>11710,82</b>		
5	ФССЦпг 01- 01-01-041	Погрузо-разгрузочные работы при автомобильных перевозках: Погрузка мусора строительного с погрузкой вручную (1 т мусора)	т	2,08					
	1	ОТ			42,98		89,48		
	2	ЭМ			42,98		89,48		
	3	в т.ч. ОТм			42,98		89,48		
		Итого по расценке			85,96		178,96		
		ФОТ					178,97		
	МДС 81-33.2004, прил. 4, п. 6.2	Накладные расходы	%	118			211,18		

	Письмо 5536/06 к МДС 81- 25.2001, п. 6.2	Сметная прибыль	%	63			112,75		
		<b>Всего по позиции</b>					<b>502,90</b>		
<b>Итого прямые затраты по разделу 1 «Перекрытие» (в базисном уровне цен)</b>							<b>28830,65</b>		
<i>В том числе:</i>									
<i>Оплата труда</i>							1675,76		
<i>Эксплуатация машин и механизмов</i>							1420,74		
<i>Материальные ресурсы</i>							25734,15		
Итого ФОТ (в базисном уровне цен)							1936,14		
Итого накладные расходы (в базисном уровне цен)							<b>2319,79</b>		
Итого сметная прибыль (в базисном уровне цен)							<b>1465,77</b>		
<b>Итого по разделу 1 (в базисном уровне цен)</b>							<b>32787,11</b>		
<b>ВСЕГО по разделу 1 (в уровне цен 1 кв 2021)</b>									
Исмер=9,02 Письмо Минстроя России от 11.03.2021 № 9351-ИФ/09 объекты культуры Красноярский край 1 зона							32787,11	9,02	<b>295739,73</b>
<i>Итоги по смете:</i>									
Итого прямые затраты (в базисном уровне цен)							<b>28830,65</b>		
<i>В том числе:</i>									
<i>Оплата труда</i>							1675,76		
<i>Эксплуатация машин и механизмов</i>							1420,74		
<i>Материальные ресурсы</i>							25734,15		
Итого ФОТ (в базисном уровне цен)							1936,14		
Итого накладные расходы (в базисном уровне цен)							<b>2319,79</b>		

Итого сметная прибыль (в базисном уровне цен)	<b>1465,77</b>		
Итого по смете	<b>32787,11</b>		
<b>ВСЕГО по смете</b> (в уровне цен 1 кв 2021) Исмп=9,02 Письмо Минстроя России от 11.03.2021 № 9351-ИФ/09 объекты культуры Красноярский край 1 зона	<b>32787,11</b>	9,02	<b>295739,73</b>
Временные здания и сооружения (ПРИКАЗ от 19 июня 2020 года N 332/пр, Прил. 1, п. 50) 1,8%	590,17		5323,33
<b>Итого с временными зданиями</b>	<b>33377,28</b>		<b>301063,06</b>
Производство работ в зимнее время (ГСН 81-05-02-07, табл. 4, п. 11.4 для V температурной зоны) 3%	1001,32		9031,91
<b>Итого с зимним удорожанием</b>	<b>34378,6</b>		<b>310094,97</b>
Непредвиденные затраты (ПРИКАЗ от 4 августа 2020 года N 421/пр, п. 179) для зданий непромышленного назначения 2%	687,57		6201,88
<b>Итого с непредвиденными затратами</b>	<b>35066,17</b>		<b>316296,85</b>
НДС 20%	7013,23		63259,34
<b>ВСЕГО по смете</b>	<b>42079,4</b>		<b>379556,19</b>

Теплотехнический расчет

1 Расчёт стеновых ограждающих конструкций

Расчет производится в соответствии с требованиями СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий»; СП 23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий».

Исходные данные для расчета приняты по СП 131.13330.2018 для села Тюхтет.

Таблица А.1 – Теплофизические характеристики материала стены

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя $\delta$ , м	Плотность материала $\gamma$ , кг/м	Коэффициент теплопроводности $\lambda$ , Вт/(м*С)
1	Плиты минераловатные (ГОСТ 9573)	0,15	125	0,064
2	Кладка из глиняного кирпича обыкновенного (ГОСТ 530) на ц.-п. р-ре	0,64	1400	0,58

Схема ограждающей конструкции показана на рисунке А.1.

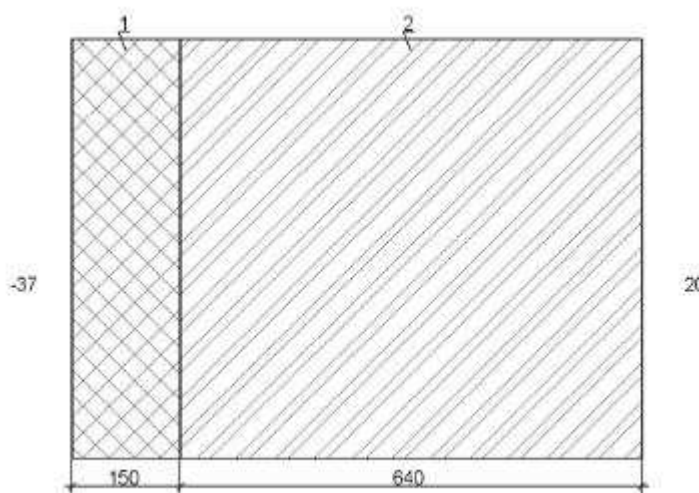


Рисунок А.1 – Схема стены

Принимаем температуру внутреннего воздуха в помещениях +20°С .

Нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции,  $R_0^{норм}$ , (м·°С)/Вт, следует определять по формуле А.1 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий»:

$$R_0^{норм} = R_0^{тр} \cdot m_p, \tag{А.1}$$



где  $R_0^{TR}$  – базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции,  $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ ;

$m_p$  – коэффициент, учитывающий особенности региона строительства. В расчете по формуле (А.1) принимается равным 0,92.

$R_0^{TR}$  следует принимать в зависимости от градусо-суток отопительного периода, (ГСОП),  $\text{°C} \cdot \text{сут}/\text{год}$ , региона строительства и определять по таблице 3 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий».

Градусо-сутки отопительного периода,  $\text{°C} \cdot \text{сут}/\text{год}$ , определяют по формуле А.2 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий»:

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}}, \quad (\text{А.2})$$

где  $t_{\text{от}}$ ,  $z_{\text{от}}$  – средняя температура наружного воздуха,  $\text{°C}$ , и продолжительность,  $\text{сут}/\text{год}$ , отопительного периода.

Принимаем  $t_{\text{от}} = -6,5 \text{ °C}$ ,  $z_{\text{от}} = 235 \text{ сут}/\text{год}$  по таблице 3.1 СП 131.13330.2018 «Строительная климатология» для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более  $8 \text{ °C}$ ;

$t_{\text{в}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха здания,  $\text{°C}$ . Принимаем  $t_{\text{в}} = +20 \text{ °C}$ .

Подставляем значения в формулу (А.2), получаем:

$$\text{ГСОП} = (20 - (-6,5)) \cdot 235 = 6227,5 \text{ °C} \cdot \text{сут}/\text{год}.$$

Величина ГСОП отличается от табличной. Согласно примечанию 1 таблицы 3 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий», значение  $R_0^{TR}$  для величин ГСОП, отличающихся от табличных, следует определять по формуле:

$$R_0^{TR} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (\text{А.3})$$

где ГСОП – то же, что и в формуле (А.2).  $\text{ГСОП} = 6267,7 \text{ °C} \cdot \text{сут}/\text{год}$ ;

$a$ ,  $b$  – коэффициенты, значения которых следует принимать по данным таблицы 3 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» для соответствующих групп зданий. Коэффициент  $a = 0,0003$ ;  $b = 1,2$ .

Подставляем значения в формулу (А.3), получаем

$$R_0^{TR} = 0,0003 \cdot 6267,7 + 1,2 = 3,08 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Подставляем значения в формулу (А.1), получаем

$$R_0^{\text{норм}} = 3,08 \cdot 0,63 = 1,94 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Поскольку населенный пункт относится к зоне влажности - сухой, при этом

влажностный режим помещения - нормальный, то в соответствии с таблицей 2 СП50.13330.2012 теплотехнические характеристики материалов ограждающих конструкций будут приняты, как для условий эксплуатации А.

Условное сопротивление теплопередаче  $R_0^{усл}$ , ( $м^2\cdot^{\circ}C/Вт$ ) определим по формуле Е.6 СП 50.13330.2012:

$$R_0^{усл}=1/\alpha_в+\delta_n/\lambda_n+1/\alpha_n \quad (A.4)$$

где  $\alpha_в$  - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций,  $Вт/(м^2\cdot^{\circ}C)$ , принимаемый по таблице 4 СП 50.13330.2012,  $\alpha_в=8,7$   $Вт/(м^2\cdot^{\circ}C)$ ,

$\alpha_n$  - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода, принимаемый по таблице 6 СП 50.13330.2012,  $\alpha_n=12$   $Вт/(м^2\cdot^{\circ}C)$  -согласно п.3 таблицы 6 СП 50.13330.2012 для наружных стен с вентилируемым фасадом.

$$R_0^{усл}=1/8,7+0,15/0,064+0,64/0,58+1/23;$$

$$R_0^{усл}=3,61 м^2\cdot^{\circ}C/Вт.$$

Приведенное сопротивление теплопередаче  $R_0^{пр}$ , ( $м^2\cdot^{\circ}C/Вт$ ) определим по формуле 11 СП 23-101-2004:

$$R_0^{пр}=R_0^{усл} \cdot r, \quad (A.5)$$

где  $r$ -коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции, учитывающий влияние стыков, откосов проемов, обрамляющих ребер, гибких связей и других теплопроводных включений,  $r=0,92$

Тогда,

$$R_0^{пр}=3,61 \cdot 0,92=3,32 м^2\cdot^{\circ}C/Вт.$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче  $R_0^{пр}$  больше требуемого  $R_0^{норм}$  ( $3,32 м^2\cdot^{\circ}C/Вт > 3,07 м^2\cdot^{\circ}C/Вт$ ) следовательно представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

## 2 Расчёт чердачного перекрытия (с кровлей из штучных материалов)

Таблица А.2 – Схема чердачного перекрытия

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя $\delta$ , м	Плотность материала $\gamma$ , кг/м	Коэффициент теплопроводности $\lambda$ , Вт/(м*С)
1	Железобетон (ГОСТ 26633)	0,15	125	1,92
2	Плиты минераловатные (ГОСТ 9573)	0,05	225	0,072

Схема ограждающей конструкции показана на рисунке А.2.

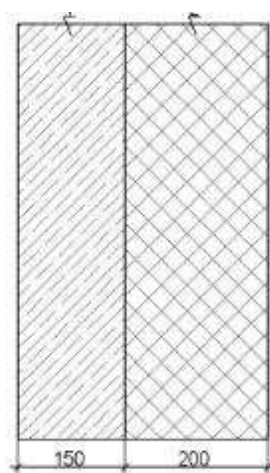


Рисунок А.2 – Схема конструкции

Согласно таблицы 1 СП 50.13330.2012 при температуре внутреннего воздуха здания  $t_{int}=20^{\circ}\text{C}$  и относительной влажности воздуха  $\phi_{int}=55\%$  влажностный режим помещения устанавливается, как нормальный.

Определим базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче  $R_{o}^{TP}$  исходя из нормативных требований к приведенному сопротивлению теплопередаче (п. 5.2) СП 50.13330.2012) согласно формуле:

$$R_{o}^{mp} = a \cdot FCOП + b \quad (\text{А.6})$$

где  $a$  и  $b$ - коэффициенты, значения которых следует приниматься по данным таблицы 3 СП 50.13330.2012 для соответствующих групп зданий.

Так для ограждающей конструкции вида- перекрытия чердачные (с кровлей из штучных материалов) и типа здания -общественные, кроме жилых,

лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов  $a=0,00035$ ;  
 $b=1,3$

Определим градусо-сутки отопительного периода ГСОП,  $^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут}$  по формуле (А.7) СП 50.13330.2012

$$\text{ГСОП}=(t_{\text{в}}-t_{\text{от}})z_{\text{от}} \quad (\text{А.7})$$

где  $t_{\text{в}}$ -расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания,  $^{\circ}\text{C}$ ,  $t_{\text{в}}=20^{\circ}\text{C}$ ;

$t_{\text{от}}$ -средняя температура наружного воздуха,  $^{\circ}\text{C}$ , принимаемая по таблице 1 СП131.13330.2018 для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более  $8^{\circ}\text{C}$  для типа здания - общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов,  $t_{\text{ов}}=-6.9^{\circ}\text{C}$ ;

$z_{\text{от}}$ -продолжительность, сут, отопительного периода принимаемая по таблице 1 СП131.13330.2018 для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более  $8^{\circ}\text{C}$  для типа здания - общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов,  $z_{\text{от}}=233$  сут.

Тогда

$$\text{ГСОП} = (20-(-6,5))235=6227,5^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут.}$$

По формуле в таблице 3 СП 50.13330.2012 определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередачи  $R_0^{\text{тп}}$  ( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ ).

$$R_0^{\text{норм}}=0,00035\cdot 6227,5+1,3=3,48\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт.}$$

Условное сопротивление теплопередаче  $R_0^{\text{усл}}$ , ( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ ) определим по формуле Е.6 СП 50.13330.2012:

$$R_0^{\text{усл}}=1/\alpha_{\text{в}}+\delta_{\text{н}}/\lambda_{\text{н}}+1/\alpha_{\text{н}} \quad (\text{А.8})$$

где  $\alpha_{\text{в}}$  - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций,  $\text{Вт}/(\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C})$ , принимаемый по таблице 4 СП 50.13330.2012,  $\alpha_{\text{в}}=8.7$   $\text{Вт}/(\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C})$ ;

$\alpha_{\text{ext}}$  - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкций для условий холодного периода, принимаемый по таблице 6 СП 50.13330.2012,  $\alpha_{\text{н}}=12$  -согласно п.3 таблицы 6 СП 50.13330.2012 для перекрытий чердачный (с кровлей из штучных материалов).

$$R_0^{\text{усл}}=1/8,7+0,15/1,92+0,02/0,072+1/12,$$

$$R_0^{\text{усл}}=3,05 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт.}$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче  $R_0^{пр}$  больше требуемого  $R_0^{норм}$  ( $3,48 \text{ м}^2\text{°C/Вт} > 3,05 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$ ) следовательно представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

### 3 Расчет остекления здания

Определяем градусо-сутки отопительного периода:

$$ГСОП = (20 - (-6,5)) \cdot 235 = 6227,5 \text{ °C} \cdot \text{сут},$$

Нормируемое значение сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций  $R_0^{тр}$ ,  $\text{м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ :

$$R_0^{тр} = 0,49 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} \text{ (согласно табл. 3 СП 50.13330.2012)}$$

Выбор светопрозрачной конструкции осуществляется по значению приведенного сопротивления теплопередаче  $R_0^{пр}$ , причем  $R_0^{пр} > R_0^{тр}$

Принимаем окна с двухкамерным стеклопакетом с теплоотражающим покрытием.

$$R_0^{пр} = 0,68 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт},$$

$$R_0^{пр} = 0,68 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_0^{тр} = 0,49 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 – Экспликация полов

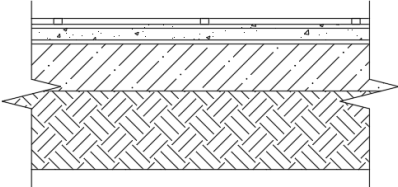
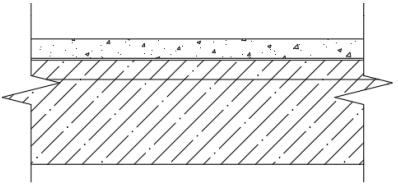
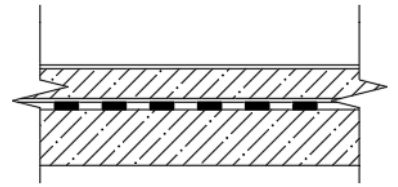
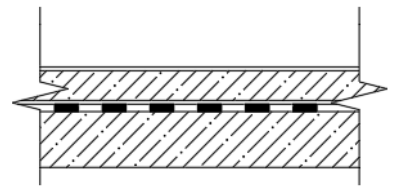
Номер помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элемента пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м <sup>2</sup>
2.1, 2.2, 2.28, 2.29, 2.11, 2.18-2.20, 3.3-3.4, 3.7, 3.10, 4.1,	1		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Керамогранит – 15мм</li> <li>2. Прослойка и заполнение швов цементно-песчаным раствором М100 – 10 мм</li> <li>3. Стяжка цементно-песчаная М100 – 30 мм</li> <li>4. Гидроизоляция КТ-Трон</li> <li>5. Бетон армированный В10 – 120 мм</li> <li>6. Основание</li> </ol>	547,01
1.2, 1.3, 1.5, 2.3, 2.4-2.9, 2.12-2.17, 2.21-2.27, 3.5, 3.6, 3.9, 3.11-3.18, 4.2-4.6	2		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Декоративный бетон</li> <li>2. Лицевой слой; материал марки СМТ</li> <li>3. Грунтовка</li> <li>4. Бетон В22,5 – 50мм</li> <li>5. Плита перекрытия – 220мм</li> </ol>	717,64
3.19	3		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Покрытие пакетный щит</li> <li>2. Армированная бетонная стяжка толщина 80мм</li> <li>3. Гидроизоляция</li> <li>4. Плиты ШУМОСТОП-С2 – 20мм</li> <li>5. Плита перекрытия – 150мм</li> </ol>	72,93
2.10, 3.2	4		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Ковровое покрытие – 6,5мм</li> <li>2. Армированная бетонная стяжка – 80мм</li> <li>3. Гидроизоляция</li> <li>4. Плиты ШУМОСТОП-С2 – 20мм</li> <li>5. Плита перекрытия – 150мм</li> </ol>	442,21

Таблица Б.2 – Спецификация заполнения дверных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во				Всего, шт	Масса, кг	Г
			ПОД вал	1эт	2эт	3эт			
Вт1	Двери индивидуального изготовления	1600x2355		2			2		
Вт2	Двери индивидуального изготовления	1600x2120		2			2		

Продолжение таблицы Б.2:

Д1	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1310	1	1	2		4		
Д2	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1510	1				1		
Д3	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 01 2100-810 Пр Е160		2	2		4		
Д4	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 01 2100-1010 Пр Е160		5			1		
Д5	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х910		2	6	1	9		
Д6	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х710		1			1		
Д7	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 02 2100-1800 Е160		2			2		
Д8	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х840		1			1		
Д9	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Дп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1800		2			2		
Д10	ГОСТ 30674-99	ДМ 1 Рп 21х10 Г ПрБ Мд1		4			4		
Д11	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Дп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1510		1			1		
Д12	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1010		1			1		
Д13	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Оп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х810		1			1		
Д14	ГОСТ 30674-99	ДМ 1 Рп 21х8 Г ПрБ Мд1		1			1		
Д15	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 02 2100-1010 Е160		2			2		
Д16	ГОСТ 30674-99	ДМ 1 Рп 21х7 Г ПрБ Мд1		1	1	2	4		
Д17	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Дп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х910				1	1		
Д18	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 02 2100-1510 Е160			1		1		
Д19	ГОСТ 31173-2016	ДСН, А, Дп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1010		5			5		
Д20	ГОСТ 31173-2016	ДСВ, А, Дп, Пр, Брг, П2лс, МЗ, О 2100х1010			3		3		
Д21	ГОСТ Р 57327-2016	ДСП 02 2100-1810 Е160		2			2		

Таблица Б.3 – Спецификация заполнения оконных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед., кг	Примечание
ОК-1	Индивидуального изготовления	Оконный блок 1100x1400	1		
		Подоконная доска 1200x220	1		
		Слив 1100x200	1		
ОК-2	Индивидуального изготовления	Оконный блок 1200x1200	1		
		Подоконная доска 1200x220	1		
		Слив 1100x200	1		

Таблица Б.4 – Ведомость отделки помещений

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьера				Примечания
	Потолок	Площадь, м <sup>2</sup>	Стены или перегородки	Площадь, м <sup>2</sup>	
1.2, 2.1, 2.2, 2.5, 2.6, 2.23, 3.6	Подвесной потолок «Армстронг»	197,83	Улучшенная штукатурка Водоэмульсионная краска	571,73	
2.11, 2.22, 2.28, 3.4, 3.7, 3.14, 3.15, 3.19, 4.3,	Подвесной потолок «Армстронг»	477,91	Листы ГКЛ по металлическом у каркасу	1338,15	
2.18-2.20, 2.29, 3.10, 4.1	Водоэмульсионная краска	57,54	Простая штукатурка Кафельная плитка	161,11	
1.1, 1.3, 1.5, 2.3, 2.4, 2.7-2.9, 2.14- 2.17, 2.25, 2.27, 3.5, 3.11-3.13, 3.16-3.18, 4.2, 4.4-4.6	Водоэмульсионная краска	499,73	Улучшенная штукатурка Водоэмульсионная краска	1399,24	
2.13, 2.24, 3.9	То же	53,62	Листы ГКЛ по металлическом у каркасу	151,72	
2.12, 2.21, 2.26, 4.7-4.8	То же	76,98	Отсутствует	215,54	
1.4, 3.1, 3.8	Отсутствует	29,09	Отсутствует	81,45	
2.10, 3.2	Подвесной потолок «Армстронг»	442,21	Акустическая ткань	1238,19	



## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*; введ. 2017-08-28. – М.: ОАО «ЦПП», 2017. – 173 с.
2. СП 131.13330.2018 «Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*».
3. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».
4. Пособие по определению пределов огнестойкости строительных конструкций, параметров пожарной опасности материалов. Порядок проектирования огнезащиты.
5. Постановление Правительства РФ от 16.02.2008 N 87 (ред. от 06.07.2019) "О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию"
6. СТО 4.2-07-2014 Система менеджмента качества. Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Взамен СТО 4.2-07-2012; введ. 30.12.2013. – Красноярск: ИПК СФУ, 2014. – 60с.
7. СНиП 21-01-97\* Пожарная безопасность зданий и сооружений.
8. СП 345.1325800.2017 Здания жилые и общественные. Правила проектирования тепловой защиты.
9. СП 2.13130.2020 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты».
10. СП 1.13130.2020 Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы (с Изменением N 1)
11. СП 4.13130.2013 «Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям».
12. СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87».
13. Федеральный закон № 123-ФЗ с изменениями на 29 июля 2017 г. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности.
14. Федеральный закон № 384-ФЗ с изменениями на 2 июля 2013 г. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений.
15. ГОСТ 30674-99 «Блоки оконные из поливинилхлоридных профилей».
16. СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26- 76. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М.: ОАО ЦПП, 2010. – 74с.
17. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009. – Введ. 01.09.2014 г. — М.: ФАУ ФЦС, 2012.— 77 с
18. ГОСТ 530-2012 «Кирпич и камень керамические».
19. СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2013. – Взамен СП 51.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 42с.
20. СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13 - 88. – Взамен СП 29.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 64с.

21. СП 59.13330.2012 Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-01- 2001. – Введ. 01.01.2013 г. — М.: ФАУ ФЦС, 2013.— 62 с.
22. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02.-2003. – Введ. 1.01.2012. – М.: ООО «Аналитик», 2012. – 96с.
23. СП 23.101.2004 «Проектирование тепловой защиты зданий».
24. ГОСТ 26633-2015 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия».
25. ГОСТ 9573-2012 «Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные. Технические условия».
26. СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95\*. – Взамен СП 52.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 70с.
27. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83»; введ. 01.07.2017.
28. ГОСТ 23120-2016 «Лестницы маршевые, площадки и ограждения стальные. Технические условия»
29. РД-11-06-2007 Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ.
30. СНиП 1.04.03-85\*. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений/ Госстрой СССР, Госплан СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 522 с. 30. МДС 81-25-2004 Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве. Введ 01.03.2004 – Москва: Госстрой России, 2004 – 9с.
31. МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве[Электронный ресурс] :- Введ. 12.01..2004. // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа:[http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_48110/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_48110/);
32. МДС 81-25-2001 Методические указания по определению величины сметной прибыли. // Сайт files.stroyinf.ru. – Режим доступа: <http://files.stroyinf.ru/Data1/8/8428/>.
33. «Об утверждении Методики определения затрат на строительство временных зданий и сооружений, включаемых в сводный сметный расчет стоимости строительства объектов капитального строительства»[Электронный ресурс] :Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19.06.2020 № 332/пр// Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов «Техэксперт». – Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/542672440>;
34. ГСН-81-05-02-2007 (ГСН 2001). Сборник сметных норм дополнительных затрат при производстве строительного-монтажных работ в зимнее время[Электронный ресурс] :- Введ. 28.03.2007. // Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов «Техэксперт». – Режим доступа:

<https://docs.cntd.ru/document/1200060427?section=text>;

35. «Методика определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации» [Электронный ресурс] : Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 04.08.2020 г. № 421/пр // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_362957/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_362957/).

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

*[Подпись]* С.В. Деордиев  
подпись инициалы, фамилия

«28» 06 2021 г.

**БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА**

в виде работы  
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Рекопструкция здания Дома кино  
тема

по проспекту Мира, ДР 6

г. Красноярске

Руководитель

*[Подпись]* 26.06.21 доц. К.Г.Н.  
подпись, дата должность, ученая степень

*[Подпись]*  
инициалы, фамилия

Выпускник

*[Подпись]* 29.06.21  
подпись, дата

*[Подпись]*  
инициалы, фамилия

Красноярск 2021 г.

Продолжение титульного листа БР по теме Реконструкция  
зданий Дома кино

Консультанты по  
разделам:

архитектурно-строительный  
наименование раздела

Сус 18.06.21  
подпись, дата

С.В. Казаков  
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

А.Н. Ючен 26.06.21  
подпись, дата

А.Н. Ючен  
инициалы, фамилия

фундаменты

И.А. Иванова 23.06.21  
подпись, дата

И.А. Иванова  
инициалы, фамилия

технология строит. производства

В.С. Мишенин 25.06.21  
подпись, дата

В.С. Мишенин  
инициалы, фамилия

организация строит. производства

В.С. Мишенин 25.06.21  
подпись, дата

В.С. Мишенин  
инициалы, фамилия

экономика строительства

В.В. Духов 25.06.21  
подпись, дата

В.В. Духов  
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

А.Н. Ючен 26.06.21  
подпись, дата

А.Н. Ючен  
инициалы, фамилия