

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

Строительный факультет

Кафедра строительных конструкций

УТВЕРЖДЕН
на заседании кафедры
«__» _____ 2017 г.,
протокол №__
Заведующий кафедрой

«__» _____ 2017 г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ

по дисциплине

«ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ»

Направление подготовки (специальность) 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Квалификация (степень) выпускника – «Инженер-строитель»

Специализация 1 «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений»

Методические материалы разработаны на основе рабочей программы дисциплины, предусмотренной образовательной программой высшего образования (ОП ВО) по направлению подготовки 08.05.01 – «Строительство уникальных зданий и сооружений».

СОСТАВИТЕЛИ:

кандидат технических наук, доцент _____ Т.Г. Федорова

доцент _____ Н.В. Иванова

СОГЛАСОВАНО:

Методическая комиссия строительного факультета «30» августа 2017 г., протокол №1.

Декан факультета _____ А.Н. Плотников

Методические указания обучающимся по выполнению самостоятельной работы

1.1 Значение самостоятельной работы обучающихся

Самостоятельная работа обучающихся является неотъемлемой частью образовательного процесса. Цель самостоятельной работы – подготовка современного компетентного специалиста и формирование способностей и навыков к непрерывному самообразованию и профессиональному совершенствованию.

Реализация поставленной цели предполагает решение следующих задач:

- качественное освоение теоретического материала по изучаемой дисциплине, углубление и расширение теоретических знаний с целью их применения на уровне межпредметных связей;
- систематизация и закрепление полученных теоретических знаний и практических навыков;
- формирование умений по поиску и использованию нормативной, правовой, справочной и специальной литературы, а также других источников информации;
- развитие познавательных способностей и активности, творческой инициативы, самостоятельности, ответственности и организованности;
- формирование самостоятельности мышления, способностей к саморазвитию, самообразованию, самосовершенствованию и самореализации;
- развитие научно-исследовательских навыков;
- формирование умения решать практические задачи (в профессиональной деятельности), используя приобретенные знания, способности и навыки.

Основными формами организации самостоятельной работы студентов являются: аудиторная самостоятельная работа под руководством и контролем преподавателя (на лекциях, практических занятиях и консультациях); внеаудиторная самостоятельная работа под руководством и контролем преподавателя (на консультациях, при проведении научно-исследовательской работы), внеаудиторная самостоятельная работа без непосредственного участия преподавателя (подготовка к аудиторным занятиям, олимпиадам, конференциям, выполнение контрольных работ, работа с электронными информационными ресурсами, подготовка к экзаменам).

Внеаудиторная самостоятельная работа – планируемая учебная, учебно-исследовательская, научно-исследовательская работа обучающихся, выполняемая во внеаудиторное время по заданию и при методическом руководстве преподавателя, но без его непосредственного участия. Целью самостоятельной работы обучающихся является знакомство с современными, применяемыми в гражданском и промышленном строительстве, металлическими конструкциями, изучение и практическое освоение основных принципов проектирования и расчета металлических конструкций с учетом их конструктивных особенностей, а также характеристик используемых материалов, овладение навыками практических приемов конструирования наиболее распространенных металлических конструкций, опытом творческой, исследовательской деятельности.

Самостоятельная работа обучающихся направлена на решение следующих задач:

- изучение балочных, рамных, арочных большепролетных покрытий, структурных конструкции большепролетных покрытий, большепролетных сводов, куполов, вантовых покрытий, мембранных покрытий;
- понимание принципов проектирования и расчетов уникальных большепролетных металлических конструкций с учетом требований нормативной документации в строительстве;
- изучение принципов компоновки, статических расчетов, проверки несущей способности и требований пригодности к нормальной эксплуатации металлических конструкций высотных зданий и уникальных высотных сооружений, листовых металлических конструкций.

В результате изучения дисциплины обучающийся должен

Знать:

нормативную базу по смежным областям знаний (основы архитектуры, основы архитектуры зданий, архитектура зданий, основы строительных конструкций, проектирование металлических конструкций и др.), конструктивные решения высотных и большепролетных зданий и сооружений, методы строительной механики для определения и анализа напряженно-деформированного состояния расчетных схем зданий и сооружений, технологию создания расчетных моделей, основные принципы проектирования зданий и сооружений.

Уметь:

описывать конструктивное решение зданий и сооружений, оценить напряженно-деформированное состояние конструктивных элементов зданий и сооружений, владеть расчетными методами определять усилия в конструктивных элементах.

Иметь навыки:

способности к обобщению, анализу, восприятию профессиональной информации, уметь определять цели, формулировать задачи и осуществлять выбор путей для их достижения, основные законы геометрического формирования, построения и взаимного пересечения моделей плоскости и пространства, необходимыми для выполнения и чтения чертежей зданий, сооружений, конструкций, составления конструкторской документации деталей, работы с современными методами расчета с использованием программных комплексов «Liga» и «Мономах».

1.2 Общие рекомендации по организации самостоятельной работы обучающихся

Для освоения дисциплины студенту предлагается ознакомиться с программой курса, озвучивается основной и дополнительный список рекомендуемой литературы, включающий учебники, учебные пособия по дисциплине.

Весь часовое количество курса делится на часы контактной работы обучающихся с преподавателем (практические занятия, групповые консультации) и самостоятельную работу обучающихся (подготовка к практическим занятиям, курсовому проектированию, к экзамену).

В течение курса со студентами проводятся индивидуальные и групповые консультации по вопросам подготовки к экзамену, по выполнению курсового проекта. Практические занятия позволяют в максимально сжатые сроки представить значительный объем структурированной информации. Практические материалы по курсу как правило, имеют проблемно-тематическую структуру и выстраиваются по принципам систематичности, последовательности и научности.

Практические занятия представляют собой реализацию текущего контроля работы обучающихся и направлены на освоение теоретических знаний и выработку умений и навыков самостоятельного решения задач по рассматриваемым темам. Для выполнения этой задачи предусмотрено выполнение курсового проекта.

Перед сдачей экзамена студентам выдается список подготовительных вопросов, охватывающих весь спектр тем по курсу «Исследование и проектирование металлических конструкций». Непосредственно перед экзаменом проводится консультация, на которой рассматриваются содержательные и организационные вопросы.

Для самостоятельной подготовки к практическим занятиям, изучения учебных вопросов, подготовки к экзамену можно рекомендовать следующие источники:

- материалы практических занятий;
- учебную литературу соответствующего профиля.

Преподаватель в начале чтения курса информирует студентов о формах, видах и содержании самостоятельной работы, разъясняет требования, предъявляемые к результатам самостоятельной работы, а также формы и методы контроля и критерии оценки.

1.3 Методические рекомендации по подготовке к практическим занятиям

Практическое занятие – это одна из форм учебной работы, которая ориентирована на закрепление изученного теоретического материала, его более глубокое усвоение и формирование умения применять теоретические знания в практических, прикладных целях. Особое внимание на практических занятиях уделяется выработке учебных или профессиональных навыков. Такие навыки формируются в процессе выполнения конкретных заданий – упражнений, задач и т. п. – под руководством и контролем преподавателя. Ведущей целью практических занятий является формирование умений и приобретение практического опыта, направленных на формирование профессиональных компетенций (способности выполнять определенные действия, операции, необходимые в профессиональной деятельности) или общих компетенций (общие компетенции необходимы для успешной деятельности как в профессиональной, так и во внепрофессиональной сферах).

Содержанием практических занятий являются решение разного рода задач, в том числе профессиональных, выполнение вычислений, расчетов, чертежей, работа с оборудованием, работа с нормативными документами, инструктивными материалами, справочниками, составление проектной документации и другое.

Для подготовки к практическому занятию студенту необходимо изучить теоретический материал по данной теме, запомнить основные определения и правила, разобрать данные в лекциях решения задач. Для закрепления пройденного материала студенту необходимо выполнить домашнюю работу в соответствии с заданием, полученным на предыдущем практическом занятии. В случае возникновения затруднений при ее выполнении рекомендуется обратиться за помощью к преподавателю в отведенное для консультаций время.

Этапы подготовки к практическому занятию:

- изучение теоретического материала, полученного на лекции и в процессе самостоятельной работы;
- выполнение домашнего задания;
- самопроверка по контрольным вопросам темы.

1.4 Методические рекомендации по подготовке к лабораторным занятиям

Не предусмотрены.

1.5 Методические рекомендации по самостоятельному изучению учебных вопросов

Темы, вынесенные на самостоятельное изучение, необходимо законспектировать. В конспекте кратко излагается основная сущность учебного материала, приводятся необходимые обоснования, табличные данные, схемы, эскизы, расчеты и т.п. Конспект целесообразно составлять целиком на тему. При этом имеется возможность всегда дополнять составленный конспект вырезками и выписками из журналов, газет, статей, новых учебников, брошюр по обмену опытом, данных из Интернета и других источников. Таким образом, конспект становится сборником необходимых материалов, куда студент вносит всё новое, что он изучил, узнал. Такие конспекты представляют, большую ценность при подготовке к занятиям.

Основные этапы самостоятельного изучения учебных вопросов:

1. Первичное ознакомление с материалом изучаемой темы по тексту учебника, картам, дополнительной литературе.
2. Выделение главного в изучаемом материале, составление обычных кратких записей.
3. Подбор к данному тексту опорных сигналов в виде отдельных слов, определённых знаков, графиков, рисунков.
4. Продумывание схематического способа кодирования знаний, использование различного шрифта и т.д.
5. Составление опорного конспекта.

1.6 Методические рекомендации по выполнению расчетно-графической работы

Не предусмотрено.

1.7 Методические рекомендации по подготовке к зачету

Не предусмотрено.

1.8 Методические рекомендации по подготовке к экзамену

Экзамен преследует цель оценить работу студента за определенный курс: полученные теоретические знания, их прочность, развитие логического и творческого мышления, приобретение навыков самостоятельной работы, умения анализировать и синтезировать полученные знания и применять на практике решение практических задач.

Экзамен проводится в письменной форме по билетам, утвержденным заведующим кафедрой. Экзаменационный билет включает в себя два вопроса и задачи. Формулировка вопросов совпадает с формулировкой перечня вопросов, доведенного до сведения студентов за один месяц до экзаменационной сессии. В процессе подготовки к экзамену организована предэкзаменационная консультация для всех учебных групп. Результат экзамена выражается оценкой «отлично», «хорошо», «удовлетворительно».

С целью уточнения оценки экзаменатор может задать не более одного-двух дополнительных вопросов, не выходящих за рамки требований рабочей программы. Под дополнительным вопросом подразумевается вопрос, не связанный с тематикой вопросов билета. Дополнительный вопрос, также как и основные вопросы билета, требует развернутого ответа. Кроме того, преподаватель может задать ряд уточняющих и наводящих вопросов, связанных с тематикой основных вопросов билета. Число уточняющих и наводящих вопросов не ограничено.

1.9 Методические рекомендации по оформлению курсовой работы

Не предусмотрено.

2. Методические рекомендации преподавателю по проведению занятий

2.1. Общие положения.

Основу профессиональной деятельности преподавателя составляет его методическая деятельность – деятельность по организации педагогического процесса, направленная на полноценно результативное освоение обучающимися соответствующего учебного предмета. Овладение преподавателем методической деятельностью происходит как в рамках методической подготовки в вузе и учреждениях дополнительного профессионального образования, так и в процессе самообразования. Уровень методической деятельности преподавателя должен быть таким, чтобы он мог помочь студентам быть активными деятелями в постижении знаний и в самосовершенствовании учебной деятельности. Поэтому высокие требования, предъявляемые к уровню методической деятельности преподавателей, автоматически выдвигают высокие требования к организации методической подготовки в вузе, в системе повышения квалификации и переподготовки и к процессу самообразования.

В современных условиях повышение уровня методической подготовки преподавателя может обеспечиваться определением и разработкой новых подходов к целям, содержанию и организации методической подготовки.

В основе организации обучения студентов лежит принцип методической поддержки, который требует, чтобы студенты были в достаточной мере обеспечены учебно-методической литературой, позволяющей освоить базовый уровень подготовки.

2.2. Методические рекомендации по проведению практических и лабораторных занятий.

Лабораторные работы и практические занятия могут носить репродуктивный, частично - поисковый и поисковый характер.

Работы, носящие репродуктивный характер, отличаются тем, что при их проведении студенты пользуются подробными инструкциями, в которых указаны: цель работы, пояснения (теория, основные характеристики), оборудование, аппаратура, материалы и их характеристики, порядок выполнения работы, таблицы, выводы (без формулировки), контрольные вопросы, учебная и специальная литература.

Работы, носящие частично - поисковый характер, отличаются тем, что при их проведении студенты не пользуются подробными инструкциями, им не дан порядок выполнения необходимых действий, и требуют от студентов самостоятельного подбора оборудования, выбора способов выполнения работы в инструктивной и справочной литературы и др.

Работы, носящие поисковый характер, характеризуются тем, что студенты должны решить новую для них проблему, опираясь на имеющиеся у них теоретические знания.

Содержание практических занятий является решением профессиональных задач, в том числе, выполнение вычислений, расчетов, чертежей, работа с оборудованием, нормативными документами, инструктивными материалами, справочниками, составление проектной, плановой и другой документации, в том числе, специальных документов и др.

На практических занятиях студенты овладевают первоначальными профессиональными умениями и навыками, которые закрепляются в процессе выполнения расчетно-графической работы.

Основными этапами практического занятия являются:

- проверка знаний студентов – их теоретической подготовленности к занятию;
- выполнение заданий, работ, упражнений, решение задач;
- последующий анализ и оценка выполненных работ и степени овладения студентами запланированными умениями.

На практических занятиях рассматривается методика расчетов и примеры расчетов арочных большепролетных покрытий, рамных большепролетных покрытий, арочных большепролетных покрытий, структурных конструкции большепролетных покрытий, рассматриваются вопросы проектирования вертикальных цилиндрических, горизонтальных цилиндрических и шаровых резервуаров, особенности расчета и проектирования газгольдеров, бункеров, силосов, расчет вертикальных цилиндрических резервуаров, компоновка и конструирование бункеров с плоскими стенками.

Тематика этих занятий соответствует задачам курсового проекта.

Разбираются данные вопросы в сквозных примерах решения по основному учебнику: *Металлические конструкции: специальный курс* : [учебное пособие для строительных специальностей вузов] / [Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий, Г. С. Ведеников и др.] ; под общ. ред. Е. И. Беленя - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1982. - 472с.: ил. - ISBN rus.

2.3. Методические рекомендации по выполнению расчетно-графической работы

Цель расчетно-графической работы – систематизация и закрепление теоретических знаний и развитие практических навыков по машинному расчету строительных конструкций, выработка навыков анализа исходных данных и формулирования выводов по полученным результатам.

Задачами расчетно-графической работы являются:

- развитие навыков самостоятельной работы в области решения практических задач;
- подбор и систематизация теоретического материала, являющегося основой для решения практической задачи, развитие навыков самостоятельной работы с учебной и методической литературой;
- проведение расчетов по исходным данным и анализ полученных значений;
- формулирование выводов по полученным результатам.

Структура расчетно-графической работы:

1. Титульный лист.

2. Оглавление.
3. Задание. На данном этапе надо полностью изложить данное обучающемуся задание.
4. Исходные данные. Студент предоставляет все существующие исходные данные, которые могут понадобиться для проведения расчетов.
5. Разделы, которые будут содержать практические решения и анализ полученных результатов.
6. Выводы.
7. Список использованных источников.
8. Приложение.

Требования по оформлению работы:

Набор текста производится в текстовом редакторе MicrosoftWord шрифтом TimesNewRoman размером 12 pt через 1,5 интервала или 14 pt через 1 интервал. Рекомендуемое значение поля страницы: левое – 30 мм, правое – 15 мм, верхнее и нижние 20 мм. Отчет сдается в электронном виде - файл в формате *.doc (*.docx).

Нумерация страниц расчетно-графической работы должна быть сквозная.

Титульный лист не включается в общую нумерацию страниц.

Все иллюстрации, помещаемые в расчетно-графическую работу, должны быть тщательно подобраны, четко выполнены. Рисунки и диаграммы должны иметь прямое отношение к тексту, без лишних изображений и данных, которые не поясняются.

2.4. Пример оформления расчетно-графической работы.

Содержание.

Исходные данные	3
1. Компонировка конструктивной схемы здания	4
2. Расчет поперечной рамы	8
2.1. Выбор расчетной схемы поперечной рамы	9
2.2. Сбор нагрузок на поперечную раму	10
2.3. Расчет поперечной рамы на собранные нагрузки	21
3. Расчет подкрановой балки	36
3.1. Нагрузки на подкрановую балку	37
3.2. Определение расчетных усилий	39
3.3. Подбор сечения подкрановой балки	42
3.4. Проверочные расчеты подкрановой балки	45
3.5. Расчет опорных ребер подкрановой балки	56
3.6. Расчет сварных швов подкрановой балки	58
4. Конструктивный расчет фермы	60
4.1. Подбор сечения стержней фермы	61
4.2. Расчет узлов фермы	67
5. Расчет колонны	74
5.1. Определение расчетных длин колонны	75
5.2. Подбор сечения верхней части колонны	76
5.3. Подбор сечения нижней части колонны	79
5.4. Расчет решетки подкрановой части колонны	81
5.5. Расчет и конструирование базы колонны	84
Список использованной литературы	89
Спецификация металла	90

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14		
Изм.	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата			
Разработал		Петров				Стадия	Лист	Листов
Проверила		Федорова				У	2	91
Принял						Каркас одноэтажного производственного здания		
Н.контр.						Кафедра строительных конструкций		
Утв.								

Исходные данные.

Исходные данные : задание на проектирование

Температурные режим цеха : неотапливаемое

Район строительства : г. Тверь

Отметка кранового рельса : 15.0м

Длина здания : 192м

Пролет здания : 24м

Число кранов в пролете : 2

Грузоподъемность крана : 80т

Группа режима работы крана : 5К

Шаг колонн : 12м

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док		

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

Лист

3

Раздел 1.
Компоновка конструктивной схемы
здания.

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14			
<i>Изм.</i>	<i>Кол.уч</i>	<i>Лист</i>	<i>N док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>				
Разработал		Петров				Компоновка конструктивной схемы здания	Стадия	Лист	Листов
Проверила		Федорова					У	1	4
Принял							Кафедра строительных конструкций		
Н.контр.									
Утв.									

Проектирование каркаса производственных зданий начинается с выбора конструктивной схемы и ее компоновки.

Здание неотапливаемое со светоаэрационным фонарем. Длина здания – 192м. Согласно справочным данным предельный размер температурного блока: $L = 200\text{м}$, $B = 120\text{м}$. Таким образом, проектируемый цех имеет один температурных блок.

Привязка к продольным разбивочным осям принимается $a = 250\text{мм}$, т.к. $Q = 80\text{т}$ ($Q < 100\text{т}$, $Q > 30\text{т}$), $H > 9.6\text{м}$, шаг колонн 12м.

Привязка к поперечным разбивочным осям у торцов здания принимается $a = 500\text{мм}$ для возможности крепления ограждающих конструкций.

Вертикальные размеры здания зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 . В сумме эти размеры составляют высоту цеха H_0 .

Определяем вертикальные размеры здания :

$$H_2 \geq (H_k + 100) + f = (3700 + 100) + 400 = 4200\text{мм},$$

$$H_0 \geq H_1 + H_2 = 4200 + 15000 = 19200\text{мм}.$$

Ближайший больший размер, кратный 1800мм (т.к. $19200\text{мм} > 10800\text{мм}$) – 19800мм. Принимаем $H_0 = 19800\text{мм}$.

Отметку верха подкранового рельса можно увеличить до $H_1 = 19800 - 4200 = 15600\text{мм}$. Принимаем $H_1 = 15600\text{мм}$.

При высоте подкрановой балки с рельсом, равной 1/8 ее пролета, высота верхней части колонны принимается равной :

$$H_B = h_b + h_p + H_2 = 1500 + 150 + 4200 = 5850\text{мм}.$$

При заглублении базы колонны на 1000мм ниже поверхности пола, высота нижней части колонны принимается равной :

$$H_H = H_0 - H_B + 1000 = 19800 - 5850 + 1000 = 14950\text{мм}.$$

Полную высоту колонну принимаем равной :

$$H = H_B + H_H = 5850 + 14950 = 20800\text{мм}.$$

Высота части колонны в пределах стропильной фермы при пролете 24м принимается равной $H_\phi = 3150\text{мм}$.

При привязке $a = 250\text{мм}$, назначаем ширину верхней части колонны $h_B = 500\text{мм}$,

$$500 > 1/12 \cdot H_B = 1/12 \cdot 5850 = 487.5\text{мм} \text{ – условие выполняется.}$$

Следовательно, принимаем $h_B = 500\text{мм}$.

Расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны определяем по формуле :

$$l_1 \geq B_1 + (h_B - a) + 75 = 400 + (500 - 250) + 75 = 725\text{мм}.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

Изм. Кол. Лист № док

2

Принимаем $l_1 = 1250\text{мм}$, что кратно 250мм .

Ширина сечения нижней части колонны принимается равной :

$$h_H = l_1 + a = 1250 + 250 = 1500\text{мм}.$$

Пролет мостового крана принимается равным :

$$l_K = L - 2 \cdot l_1 = 24000 - 2 \cdot 1250 = 21500\text{мм}.$$

В качестве покрытия применяется стальной настил.

Ширина фонаря при пролете 24м принята 12м . Фонарь не доходит до торцов наружных стен на 12м .

В продольном и поперечном направлении устраиваются фахверковые стойки с шагом 6м .

Схема поперечной рамы и ее элементов показана на рис. 1.1.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N							
			Изм.	Кол.	Лист	N ^o док			

Раздел 2.
Расчет поперечной рамы.

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14			
Изм.	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата	Расчет поперечной рамы	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Петров					У	1	28
Проверила		Федорова					Кафедра строительных конструкций		
Принял									
Н.контр.									
Утв.									

2.1. Выбор расчетной схемы поперечной рамы.

В соответствии с конструктивной схемой поперечной рамы (рис. 2.1) выбираем ее расчетную схему и основную систему (рис. 4.1).

Расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участка колонн :

$$e_0 = 0.5 \cdot (h_H - h_B) = 0.5 \cdot (1000 - 500) = 250 \text{ мм.}$$

Сопряжение фермы с колонной назначаем жестким.

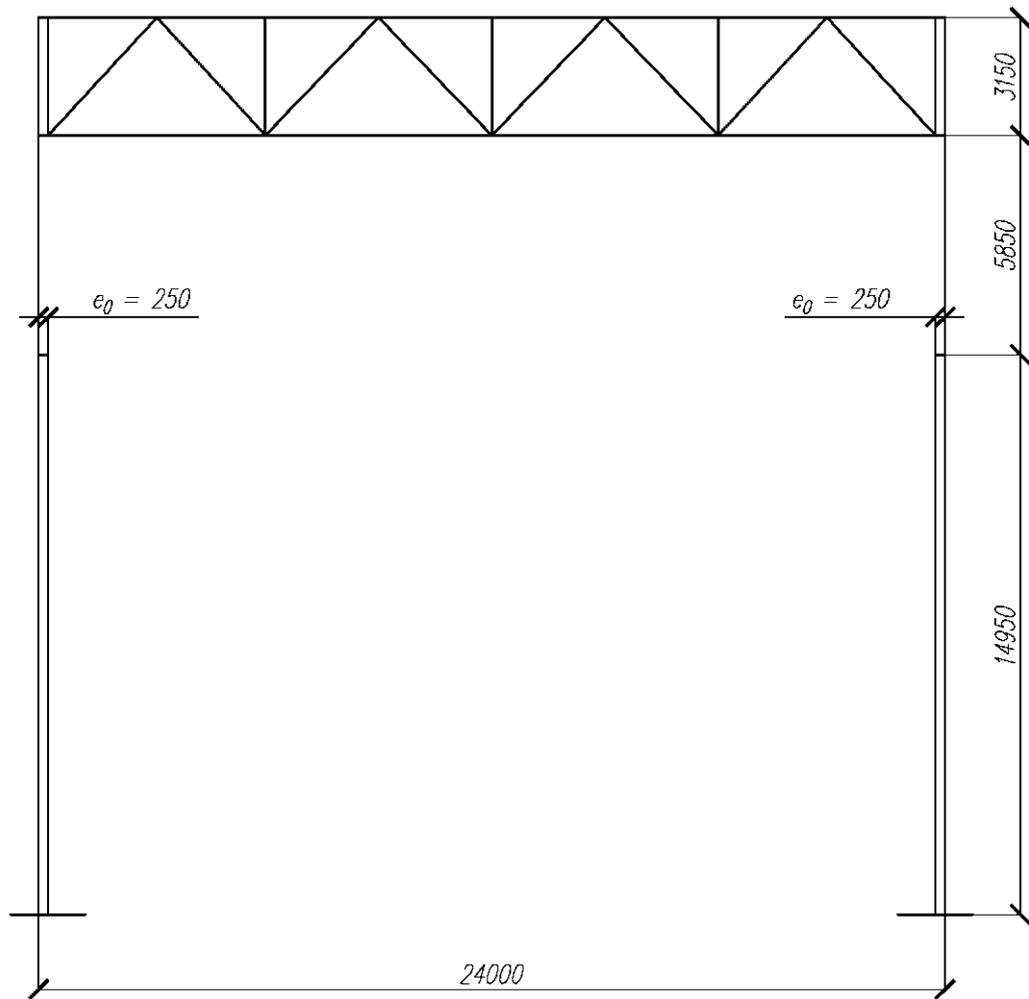


Рис.2.1. Расчетная схема поперечной рамы.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
Изм.	Кол.	Лист	N° док				Лист
				ПЗ РГР №2 МК С-41-14			

2.2. Сбор нагрузок на поперечную раму.

Снеговые нагрузки.

Снеговой район – IV (г.Тверь),

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле 10.1 СП20.13330.2016 :

$$S_0 = s_e \cdot s_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где s_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5–10.9 СП20.13330.2016, $s_e = 1.0$,

s_t – термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п.10.10 СП20.13330.2016, $s_t = 1.0$,

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п.10.4 СП20.13330.2016, $\mu = 1.0$,

S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с п.10.2 СП20.13330.2016, $S_g = 2.0\text{ кПа} = 2.0\text{ кН/м}^2$,

$$S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 = 2\text{ кН/м}^2.$$

Сбор снеговых нагрузок на ферму.

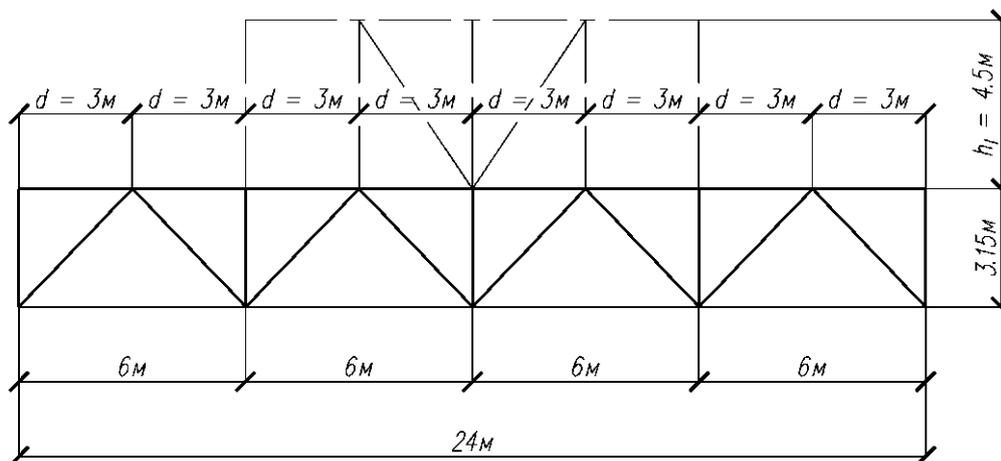


Рис.2.2. Компоновочная схема к расчету фермы.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N
Изм.	Кол.	Лист N° док

Ширина светоаэрационного фонаря : $a = 12\text{м}$,

Высота светоаэрационного фонаря : $h_1 = 4.5\text{м}$,

Для зданий с продольными фонарями, закрытыми сверху, для двух схем снеговой нагрузки коэффициенты μ следует определять как :

$$\mu_1 = 0.8,$$

$$\mu_2 = 1 + 0.1 \cdot a/b = 1 + 0.1 \cdot 12/6 = 1.2,$$

$$\mu_3 = 1 + 0.5 \cdot a/b_1 = 1 + 0.5 \cdot 12/4.5 = 2.33,$$

Полученные коэффициенты μ должны быть не более 4 :

$$\mu_1 = 0.8 < 4 \text{ — условие выполняется,}$$

$$\mu_2 = 1.2 < 4 \text{ — условие выполняется,}$$

$$\mu_3 = 2.33 < 4 \text{ — условие выполняется.}$$

И не более $2 \cdot h_1/S_0 = 2 \cdot 4.5/2 = 4.5$:

$$\mu_1 = 0.8 < 4.5 \text{ — условие выполняется,}$$

$$\mu_2 = 1.2 < 4.5 \text{ — условие выполняется,}$$

$$\mu_3 = 2.33 < 4.5 \text{ — условие выполняется.}$$

$$b_1 = h_1 < b,$$

$$b = (24 - 12)/2 = 6\text{м},$$

$$b_1 = 4.5\text{м} < 6\text{м} \text{ — условие выполняется.}$$

1 вариант снеговой нагрузки.

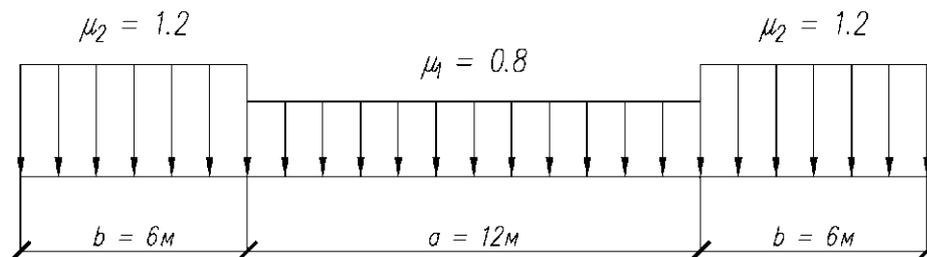


Рис.2.3. Схема 1-го варианта снеговой нагрузки.

Определение величин нагрузок от снега на узлы фермы :

$$N_1 = \gamma_f \cdot S_g \cdot \mu_2 \cdot b \cdot d/2 = 1.4 \cdot 2 \cdot 1.2 \cdot 12 \cdot 3/2 = 60.48 \text{кН},$$

$$N_2 = \gamma_f \cdot S_g \cdot \mu_2 \cdot b \cdot (d/2 + d/2) = 1.4 \cdot 2 \cdot 1.2 \cdot 12 \cdot (3/2 + 3/2) = 120.96 \text{кН},$$

$$N_3 = \gamma_f \cdot S_g \cdot b \cdot (d/2 \cdot \mu_1 + d/2 \cdot \mu_2) = 1.4 \cdot 2 \cdot 12 \cdot (3/2 \cdot 0.8 + 3/2 \cdot 1.2) = 100.8 \text{кН},$$

$$N_4 = \gamma_f \cdot S_g \cdot b \cdot \mu_1 \cdot d = 1.4 \cdot 2 \cdot 12 \cdot 0.8 \cdot 3 = 80.64 \text{кН},$$

$$N_5 = N_4 = 80.64 \text{кН},$$

$$N_6 = N_5 = 80.64 \text{кН},$$

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док.

$$N_7 = N_3 = 100.8 \text{ кН}$$

$$N_8 = N_2 = 120.96 \text{ кН}$$

$$N_9 = N_1 = 60.48 \text{ кН}$$

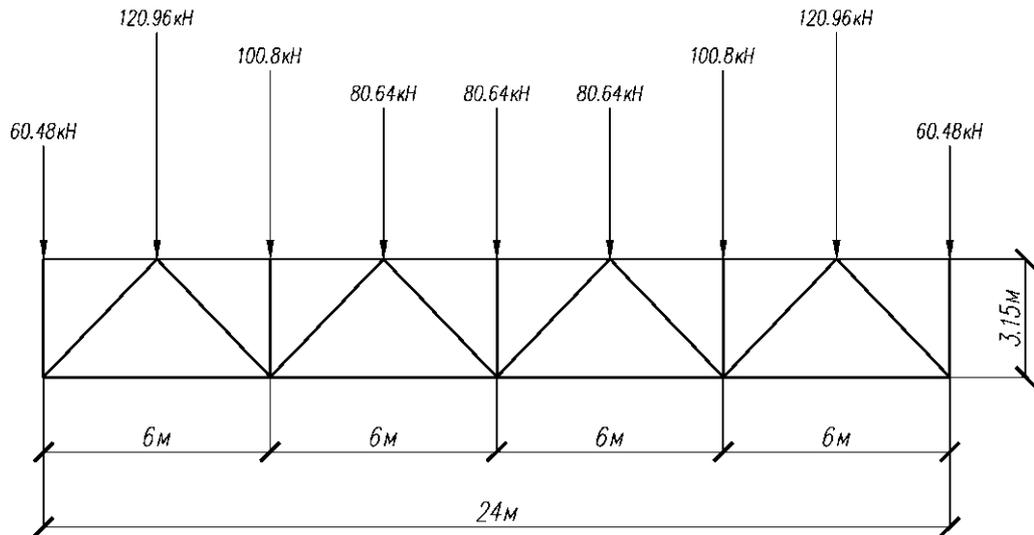


Рис.2.4. Схема распределения 1-го варианта снеговой нагрузки по узлам фермы.

2 вариант снеговой нагрузки.

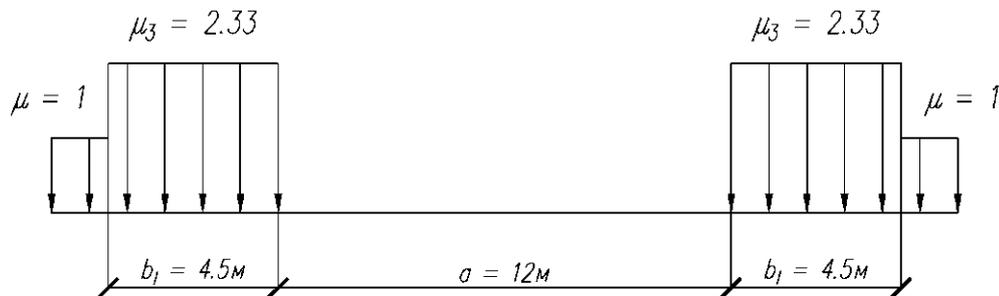


Рис.2.5. Схема 2-го варианта снеговой нагрузки.

Определение величин нагрузок от снега на узлы фермы :

$$N_1 = \gamma_f S_g \mu b d / 2 = 1.4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 3 / 2 = 50.4 \text{ кН}$$

$$N_2 = \gamma_f S_g \mu_3 b (d/2 + d/2) = 1.4 \cdot 2 \cdot 2.33 \cdot 12 \cdot (3/2 + 3/2) = 234.864 \text{ кН}$$

$$N_3 = \gamma_f S_g \mu_3 b d / 2 = 1.4 \cdot 2 \cdot 2.33 \cdot 12 \cdot 3 / 2 = 117.432 \text{ кН}$$

$$N_4 = 0 \text{ кН}$$

$$N_5 = 0 \text{ кН}$$

$$N_6 = 0 \text{ кН}$$

$$N_7 = N_3 = 117.432 \text{ кН}$$

$$N_8 = N_2 = 234.864 \text{ кН}$$

$$N_9 = N_1 = 50.4 \text{ кН}$$

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док	ПЗ РГР №2 МК С-41-14	Лист
					5

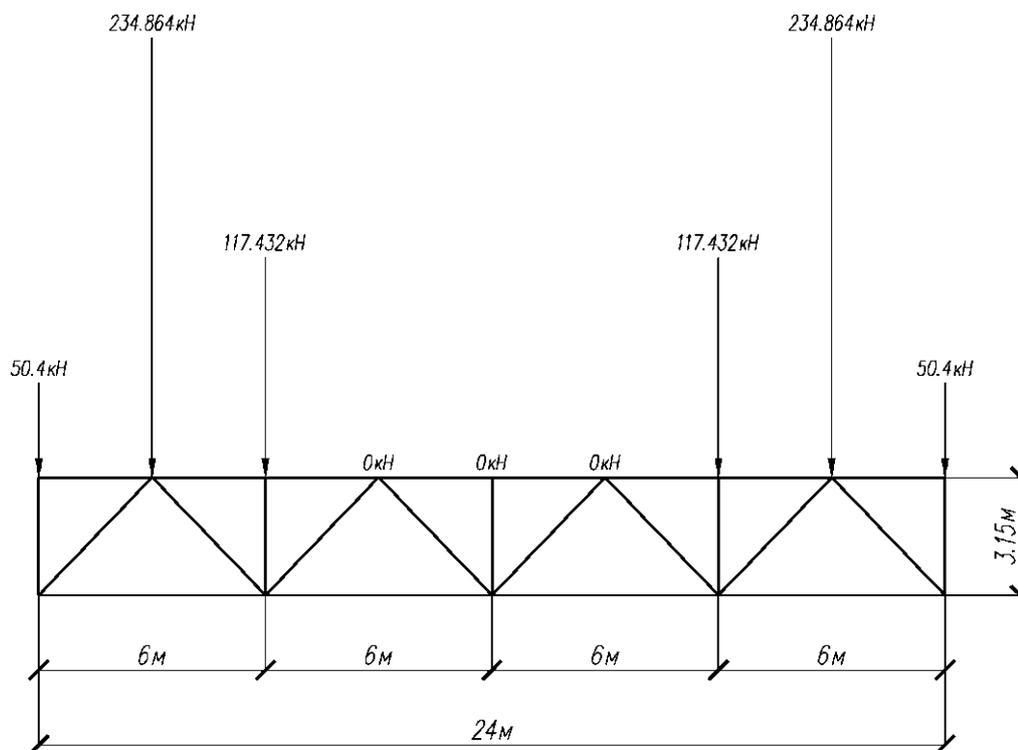


Рис.2.6. Схема распределения 2-го варианта снеговой нагрузки по узлам фермы.

Ветровые нагрузки.

Ветровой район – I,

Нормативное значение основной ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих :

$$w = w_m + w_p ,$$

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли :

$$w_m = w_0 k(z_e) c ,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, $w_0 = 0.23 \text{ кН/м}^2$,

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e :

Тип местности – А,

$$z_e = 5\text{м}: k(5) = 0.75,$$

$$z_e = 10\text{м}: k(10) = 1.0,$$

$$z_e = 23.95\text{м}: k(23.95) = 1.3,$$

c – аэродинамический коэффициент,

$c = 0.8$ для наветренной стороны,

$c = 0.5$ для подветренной стороны.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Наветренная сторона :

$$w_m(5) = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k(5) \cdot c \cdot b = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 0.75 \cdot 0.8 \cdot 12 = 2.32 \text{ кН/м,}$$

$$w_m(10) = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k(10) \cdot c \cdot b = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.0 \cdot 0.8 \cdot 12 = 3.1 \text{ кН/м,}$$

$$w_m(23.95) = w_0 \cdot \gamma_f \cdot k(23.95) \cdot c \cdot b = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.3 \cdot 0.8 \cdot 12 = 4.02 \text{ кН/м.}$$

Подветренная сторона :

$$w_m^1(5) = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 0.75 \cdot 0.5 \cdot 12 = 1.45 \text{ кН/м,}$$

$$w_m^1(10) = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \cdot 12 = 1.932 \text{ кН/м,}$$

$$w_m^1(23.95) = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.3 \cdot 0.5 \cdot 12 = 2.512 \text{ кН/м.}$$

Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e :

$$w_p = w_m \cdot \zeta(z_e) \cdot v,$$

где $\zeta(z_e)$ – коэффициент пульсации давления ветра для эквивалентной высоты z_e :

$$z_e = 5\text{м: } \zeta(5) = 0.85,$$

$$z_e = 10\text{м: } \zeta(10) = 0.76,$$

$$z_e = 23.95\text{м: } \zeta(23.95) = 0.68,$$

v – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра, $v = 0.516$.

Наветренная сторона :

$$w_p(5) = w_m(5) \cdot \zeta(5) \cdot v = 2.32 \cdot 0.85 \cdot 0.516 = 1.02 \text{ кН/м,}$$

$$w_p(10) = w_m(10) \cdot \zeta(10) \cdot v = 3.1 \cdot 0.76 \cdot 0.516 = 1.216 \text{ кН/м,}$$

$$w_p(23.95) = w_m(23.95) \cdot \zeta(23.95) \cdot v = 4.02 \cdot 0.68 \cdot 0.516 = 1.41 \text{ кН/м.}$$

Подветренная сторона :

$$w_p^1(5) = 1.45 \cdot 0.85 \cdot 0.516 = 0.64 \text{ кН/м,}$$

$$w_p^1(10) = 1.932 \cdot 0.76 \cdot 0.516 = 0.76 \text{ кН/м,}$$

$$w_p^1(23.95) = 2.512 \cdot 0.68 \cdot 0.516 = 0.9 \text{ кН/м.}$$

Суммарное значение ветровой нагрузки :

Наветренная сторона :

$$w(5) = w_m(5) + w_p(5) = 2.32 + 1.02 = 3.34 \text{ кН/м,}$$

$$w(10) = w_m(10) + w_p(10) = 3.1 + 1.216 = 4.316 \text{ кН/м,}$$

$$w(23.95) = w_m(23.95) + w_p(23.95) = 4.02 + 1.41 = 5.43 \text{ кН/м.}$$

Подветренная сторона :

$$w^1(5) = w_m^1(5) + w_p^1(5) = 1.45 + 0.64 = 2.09 \text{ кН/м,}$$

$$w^1(10) = w_m^1(10) + w_p^1(10) = 1.932 + 0.76 = 2.692 \text{ кН/м,}$$

Инв. N подл. Подпись и дата
Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док

$$w'(23.95) = w_m'(23.95) + w_p'(23.95) = 2.512 + 0.9 = 3.412 \text{ кН/м.}$$

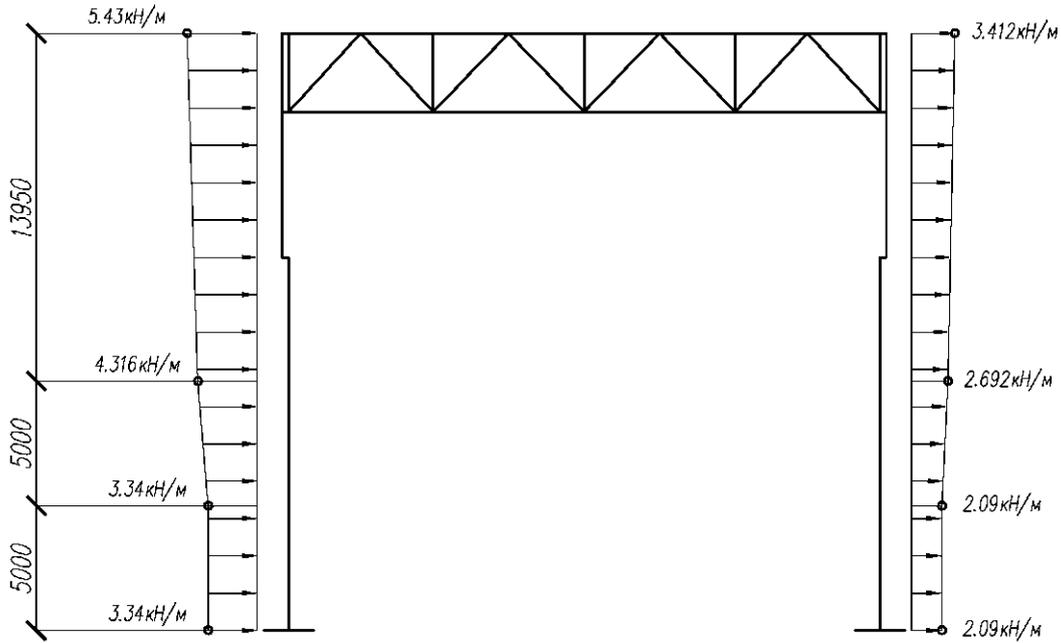


Рис.2.7. Схема ветрового воздействия на поперечную раму.

Расчет ветрового воздействия на светоаэрационный фонарь.

$$z_e = 23.95 + 4.5 = 28.45 \text{ м: } k(28.45) = 1.356,$$

$$\zeta(28.45) = 0.66.$$

Наветренная сторона :

$$w_m(28.45) = w_0 \cdot \gamma_r \cdot k(28.45) \cdot c \cdot b = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.356 \cdot 0.8 \cdot 12 = 4.2 \text{ кН/м,}$$

$$w_p(28.45) = w_m(28.45) \cdot \zeta(28.45) \cdot v = 4.2 \cdot 0.66 \cdot 0.516 = 1.43 \text{ кН/м,}$$

$$w(28.45) = w_m(28.45) + w_p(28.45) = 4.2 + 1.43 = 5.63 \text{ кН/м.}$$

Подветренная сторона :

$$w_m'(28.45) = 0.23 \cdot 1.4 \cdot 1.356 \cdot 0.5 \cdot 12 = 2.62 \text{ кН/м,}$$

$$w_p'(28.45) = 2.62 \cdot 0.66 \cdot 0.516 = 0.9 \text{ кН/м,}$$

$$w'(28.45) = 2.62 + 0.9 = 3.52 \text{ кН/м.}$$

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки :

$$W_0 = h \cdot (q_1 + q_2) / 2 = 4.5 \cdot (5.63 + 5.43) / 2 = 25.0 \text{ кН,}$$

$$W_0' = 4.5 \cdot (3.52 + 3.412) / 2 = 15.6 \text{ кН.}$$

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
Изм.	Кол.	Лист	N ^o док				Лист
ПЗ РГР №2 МК С-41-14							8

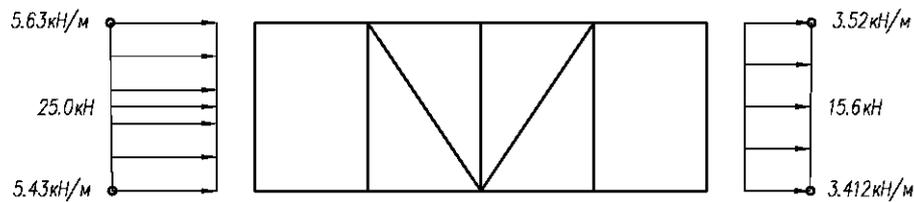


Рис.2.8. Схема ветрового воздействия на светоаэрационный фонарь.

Постоянные нагрузки.

Нагрузки от конструкций покрытия.

Нагрузки от веса конструкции покрытия и кровли представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Состав кровли и конструкция покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэф-т надежности по нагрузке, γ _f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный слой (битумная мастика с втопленным гравием), γ = 21 кН/м ³	0.42	1.3	0.55
Гидроизоляционный ковер из 4-х слоев гидроизола	0.2	1.3	0.26
Пароизоляция из 1-го слоя рубероида	0.04	1.3	0.05
Стальная панель с профилированным настилом	0.35	1.05	0.37
Прогонь пролетом 12м	0.15	1.05	0.16
Связи покрытия	0.06	1.05	0.065

Σ 1.22

Σ 1.46

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

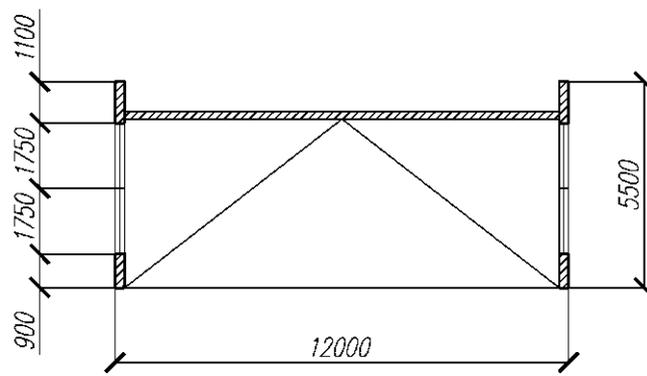


Рис.2.9. Схема светоаэрационного фонаря.

Нагрузка от каркаса фонаря :

$$q = 0.12 \cdot 1.05 = 0.125 \text{ кН/м}^2.$$

Поверхностная масса стен $200 \text{ кг/м}^2 = 2 \text{ кН/м}^2$ переплетов с остеклением $35 \text{ кг/м}^2 = 0.35 \text{ кН/м}^2$.

Нагрузка от ограждения светоаэрационного фонаря :

$$N = q_f \cdot b \cdot h_f \cdot \gamma_f + q_{\text{ост}} \cdot b \cdot h_{\text{ост}} \cdot \gamma_f = 2 \cdot 12 \cdot (0.9 + 1.1) \cdot 1.2 + 0.35 \cdot 12 \cdot (1.75 + 1.75) \cdot 1.1 = 73.8 \text{ кН}.$$

Сбор постоянных нагрузок на ферму.

$$N_1 = q \cdot d / 2 \cdot b = 1.46 \cdot 3 / 2 \cdot 12 = 26.28 \text{ кН},$$

$$N_2 = 1.46 \cdot 3 \cdot 12 = 52.56 \text{ кН},$$

$$N_3 = (1.46 + 0.125) \cdot 3 \cdot 12 + 73.8 = 130.86 \text{ кН},$$

$$N_4 = (1.46 + 0.125) \cdot 3 \cdot 12 = 57.06 \text{ кН},$$

$$N_5 = N_4 = 57.06 \text{ кН},$$

$$N_6 = N_5 = 57.06 \text{ кН},$$

$$N_7 = N_3 = 130.86 \text{ кН},$$

$$N_8 = N_2 = 52.56 \text{ кН},$$

$$N_9 = N_1 = 26.28 \text{ кН}.$$

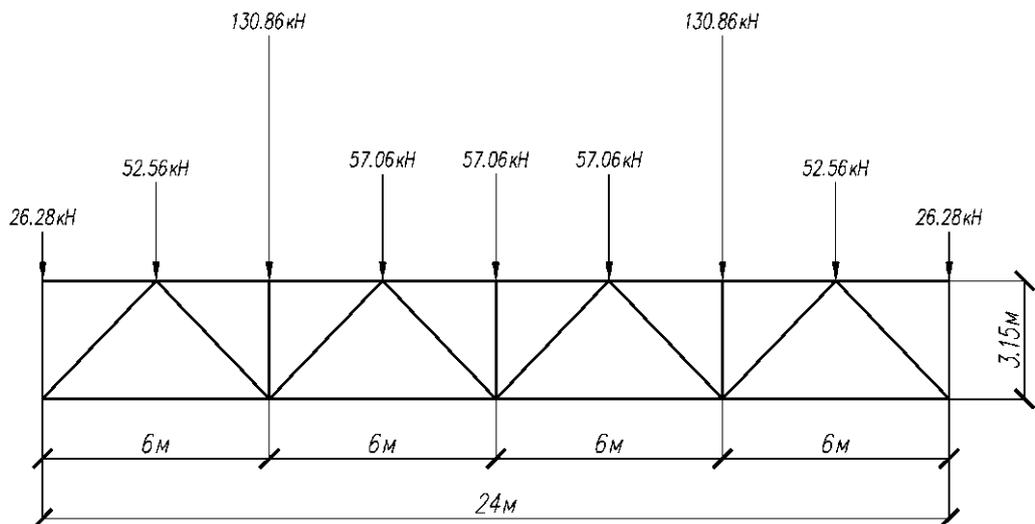


Рис.2.10. Схема распределения постоянных нагрузок от конструкций покрытия по узлам фермы.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док.

Нагрузки от стеновых ограждений.

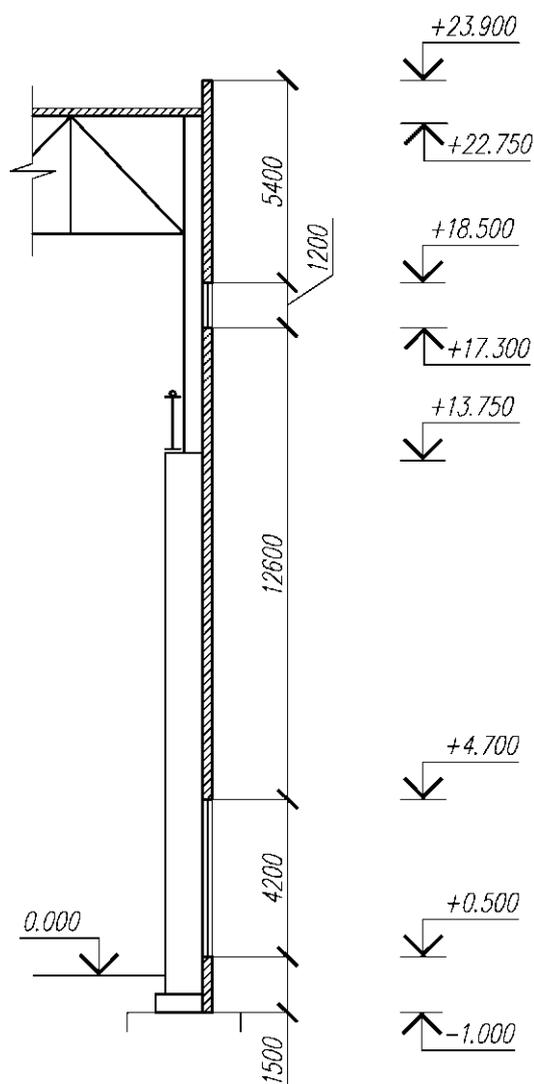


Рис.2.11. Развертка по стене.

Нагрузка от стенового ограждения в нижней части колонны :

$$N_H = q_H \cdot b \cdot h_H \cdot \gamma_f + q_{ост} \cdot b \cdot h_{ост} \cdot \gamma_f = 2 \cdot 12 \cdot 10.75 \cdot 1.2 + 0.35 \cdot 12 \cdot 4.2 \cdot 1.1 = 329.004 \text{ кН.}$$

Распределенная нагрузка :

$$q_H = N_H / H_H = 329.04 / 14.95 = 22 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от стенового ограждения в верхней части колонны :

$$N_B = 2 \cdot 12 \cdot 8.75 \cdot 1.2 + 0.35 \cdot 12 \cdot 1.2 \cdot 1.1 = 257.55 \text{ кН.}$$

Распределенная нагрузка :

$$q_B = N_B / H_B = 257.55 / 9 = 28.62 \text{ кН/м.}$$

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док		

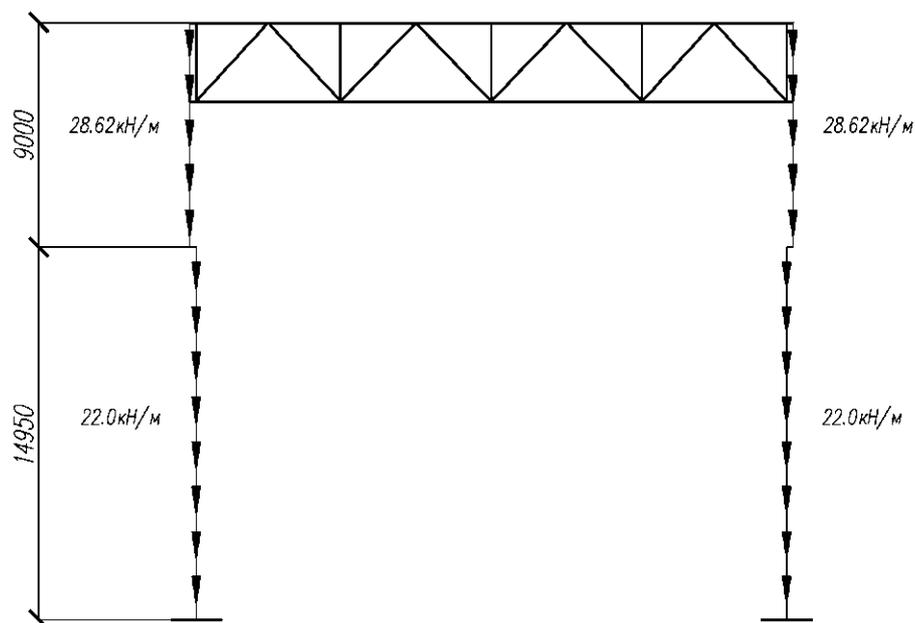


Рис.2.12. Схема распределения нагрузки от стенового ограждения по колоннам поперечной рамы.

Крановые нагрузки.

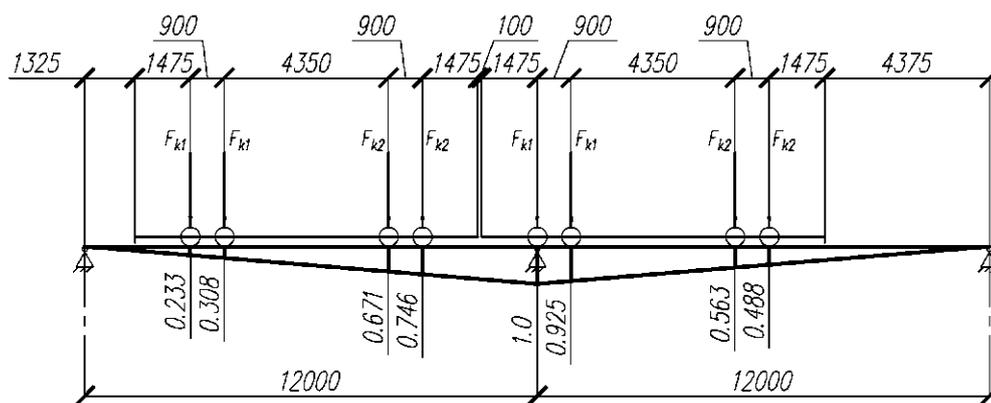


Рис.2.13. Схема к определению нагрузок от мостовых кранов.

Вертикальные усилия от мостовых кранов :

$$D_{max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_k \cdot u_i + \gamma_g \cdot G_{п.к.}$$

$$D_{min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_k^i \cdot u_i + \gamma_g \cdot G_{п.к.}$$

где γ_f, γ_g, ψ – коэффициенты надежности по нагрузке и сочетаний, $\gamma_f = 1.2, \gamma_g = 1.05, \psi = 0.85,$

$\sum F_k, \sum F_k^i$ – максимальное (минимальное) нормативное давление на колесо крана,

u_i – ордината линии влияния,

$G_{п.к.}$ – нормативная масса подкрановых конструкций.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Масса подкрановой конструкции :

$$G_{п.к} = g \cdot b \cdot l / 2,$$

где g – вес подкрановой балки, $g = 60 \text{ кг/м}^2 = 0.6 \text{ кН/м}^2$,

b – шаг колонн, $b = 12 \text{ м}$,

l – пролет здания, $l = 24 \text{ м}$,

$$G_{п.к} = 0.6 \cdot 12 \cdot 24 / 2 = 86.4 \text{ кН}$$

$$D_{\max} = 1.2 \cdot 0.85 \cdot [353 \cdot (0.233 + 0.308 + 1 + 0.925) + 373 \cdot (0.671 + 0.746 + 0.563 + 0.488)] + 1.05 \cdot 86.4 = 1917.6 \text{ кН}$$

Вертикальные усилия, передаваемые колесами другой стороны крана :

$$F_{k,i}^{\downarrow} = (Q + G) / n_0 - F_{k,i}^{\uparrow}$$

где Q – грузоподъемность крана, $Q = 80 \text{ т} = 9.8 \cdot 80 = 784 \text{ кН}$,

G – вес крана с тележкой, $G = 323 + 1029 = 1352 \text{ кН}$,

n_0 – число колес с одной стороны крана, $n_0 = 4$,

$$F_{k,1}^{\downarrow} = (784 + 1352) / 4 - 353 = 181 \text{ кН}$$

$$F_{k,2}^{\downarrow} = (784 + 1352) / 4 - 373 = 161 \text{ кН}$$

$$D_{\min} = 1.2 \cdot 0.85 \cdot [181 \cdot (0.233 + 0.308 + 1 + 0.925) + 161 \cdot (0.671 + 0.746 + 0.563 + 0.488)] + 1.05 \cdot 86.4 = 951.3 \text{ кН}$$

Эксцентриситет приложения D_{\max} и D_{\min} по отношению к центру тяжести сечения подкрановой части колонны e_k приблизительно равен :

$$e_k = (0.5 \dots 0.55) \cdot h_H = 0.5 \cdot 1.0 = 0.5 \text{ м}$$

Крановые моменты от вертикальных давлений :

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k = 1917.6 \cdot 0.5 = 958.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k = 951.3 \cdot 0.5 = 475.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нормативное значение горизонтальной силы, приходящееся на одно колесо с одной стороны крана :

$$T_i^n = 0.1 \cdot F_{k,i}^{\uparrow}$$

$$T_1^n = 0.1 \cdot 353 = 35.3 \text{ кН}$$

$$T_2^n = 0.1 \cdot 373 = 37.3 \text{ кН}$$

Расчетная горизонтальная сила на колонну :

$$T = \gamma_F \cdot \psi \cdot \Sigma T_k^n \cdot y = 1.2 \cdot 0.85 \cdot [35.3 \cdot (0.233 + 0.308 + 1 + 0.925) + 37.3 \cdot (0.671 + 0.746 + 0.563 + 0.488)] = 182.7 \text{ кН}$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

13

Изм. Кол. Лист № док

2.3. Расчет поперечной рамы на собранные нагрузки.

Расчет производим в программном комплексе ЛИРА-САПР 2017.

Список типов жесткостей.

- | | |
|---|---|
|  | 1. Составной двутавр |
| - | 500 x 20, пояс |
| - | 1000 x 20, стенка |
|  | 2. Раздвинутые двутавры |
| I | 35К1, ветвь |
|  | 3. Два уголка 160 x 160 x 12 (Крайний раскос) |
|  | 4. Два уголка 200 x 200 x 20 (Верхний пояс фермы) |
|  | 5. Два уголка 180 x 180 x 20 (Нижний пояс фермы) |
|  | 6. Два уголка 90 x 90 x 7 (Стойка фермы) |
|  | 7. Брус 100 X 100 (Жесткая вставка) |
|  | 8. Два уголка 110 x 110 x 8 (Раскос фермы) |

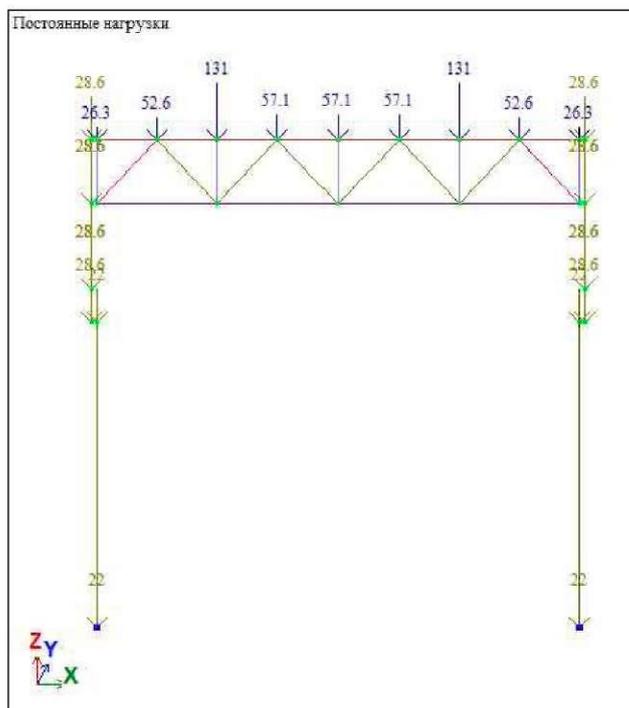
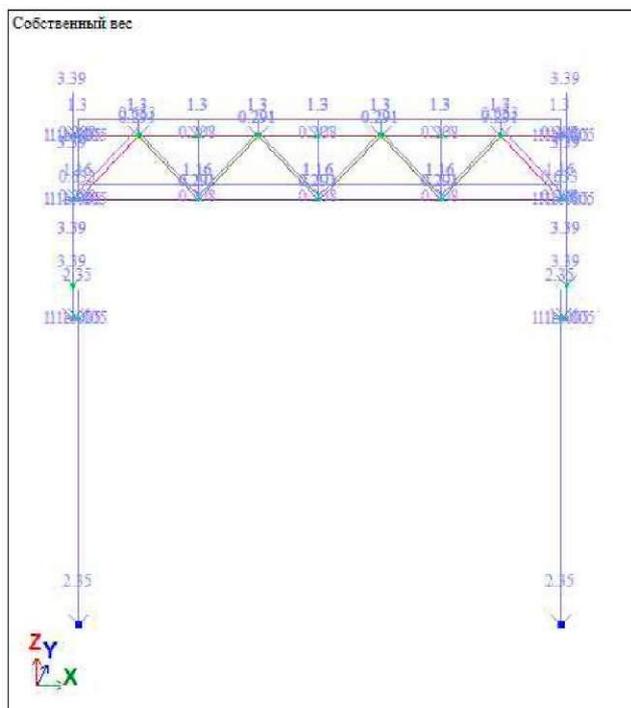


Рис.2.14. Постоянные нагрузки.

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

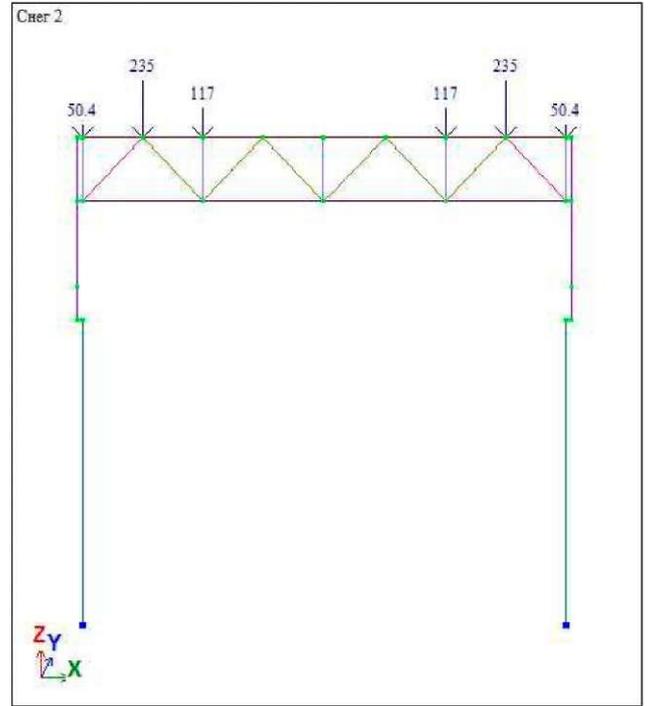
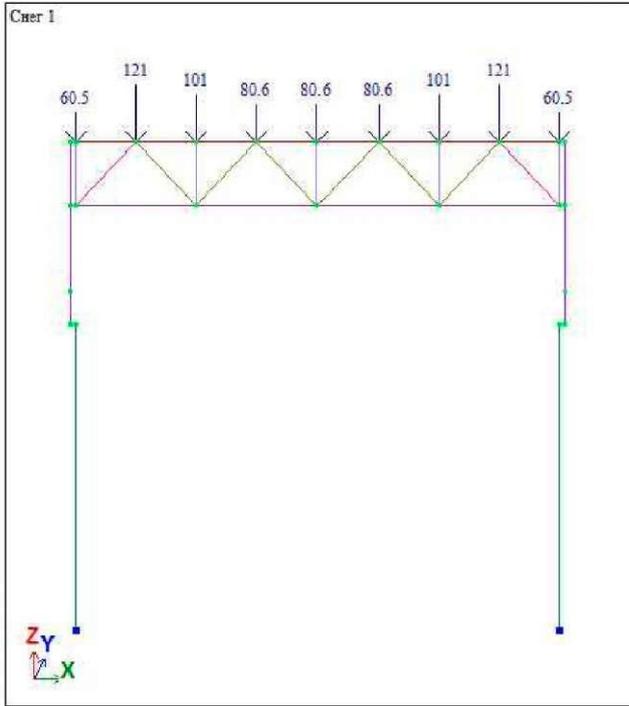


Рис.2.15. Снеговые нагрузки.

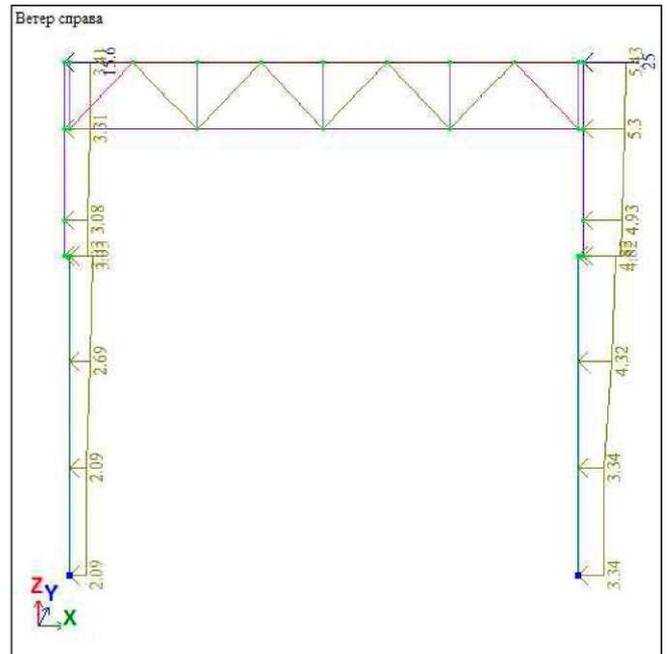
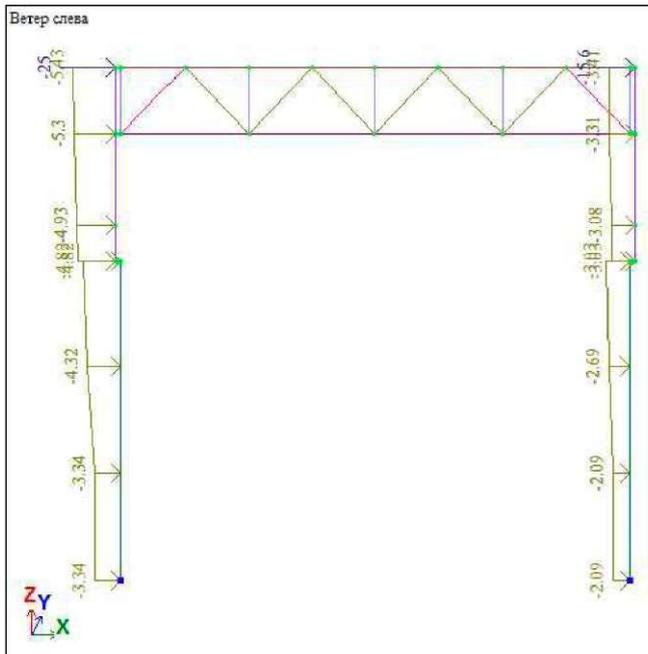


Рис.2.16. Ветровые нагрузки.

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док

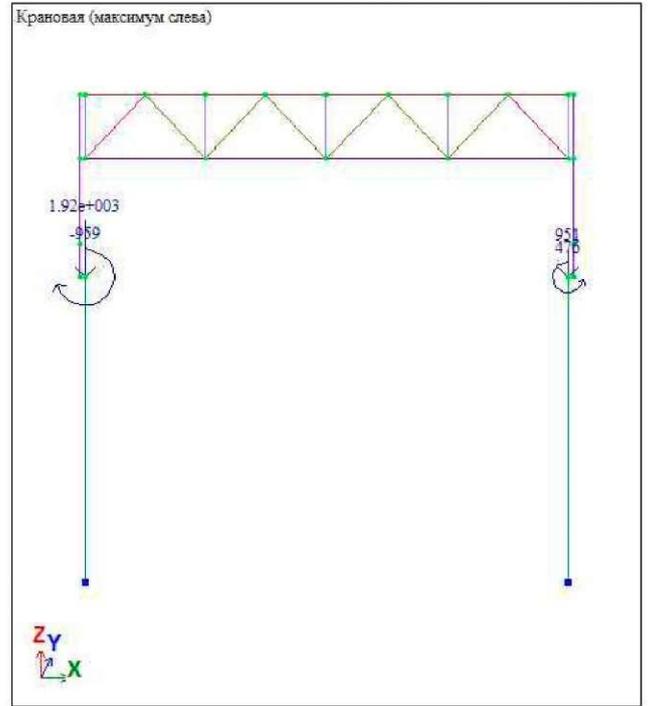
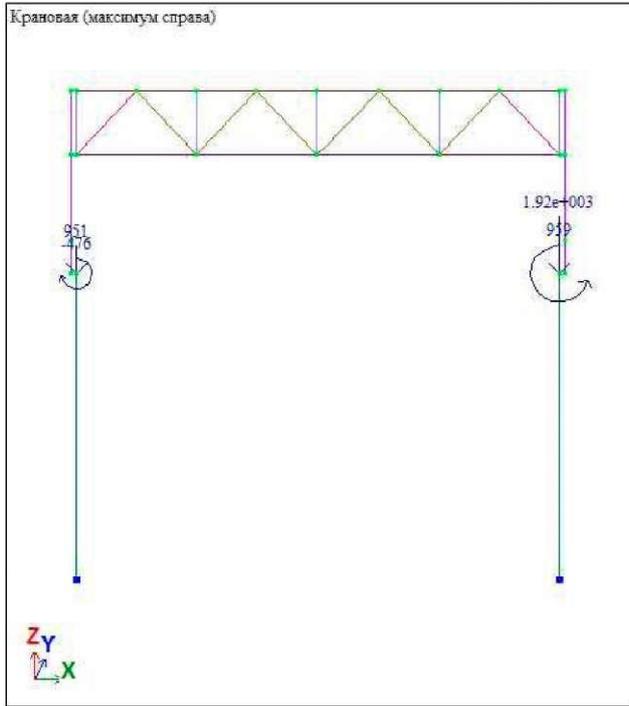


Рис.2.17. Крановые нагрузки.

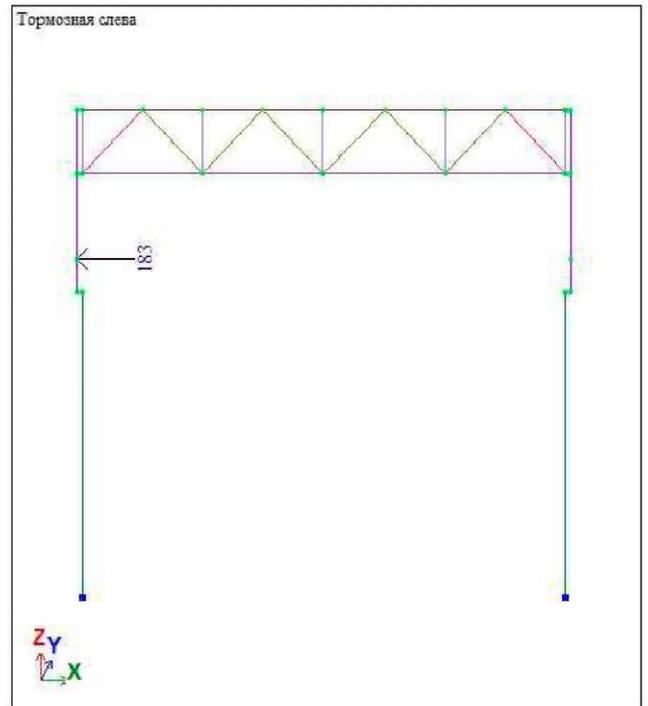
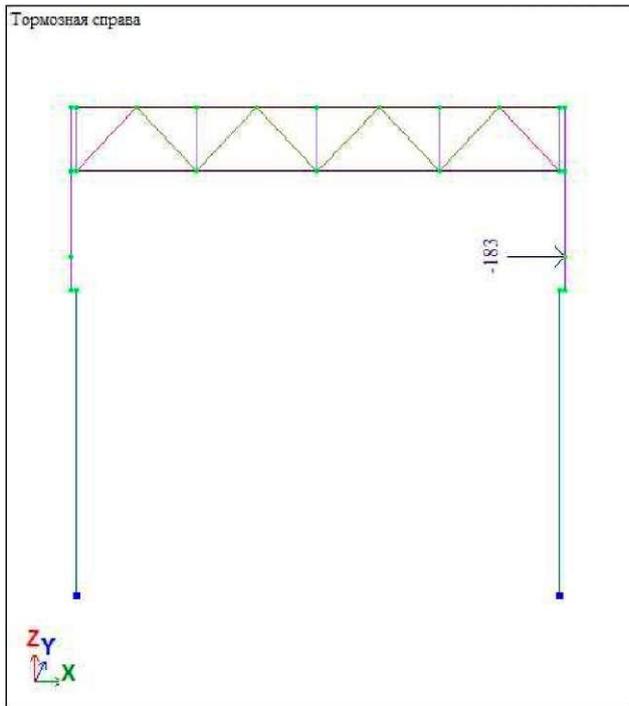


Рис.2.18. Тормозные нагрузки.

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док

Статический расчет поперечной рамы.

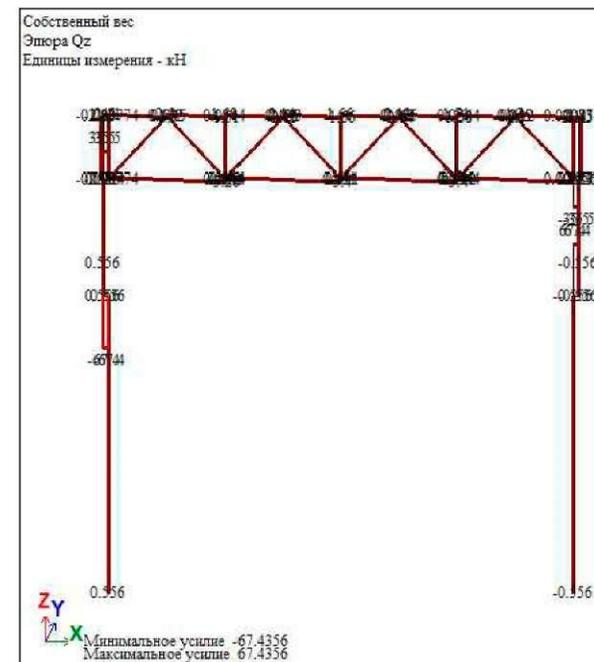
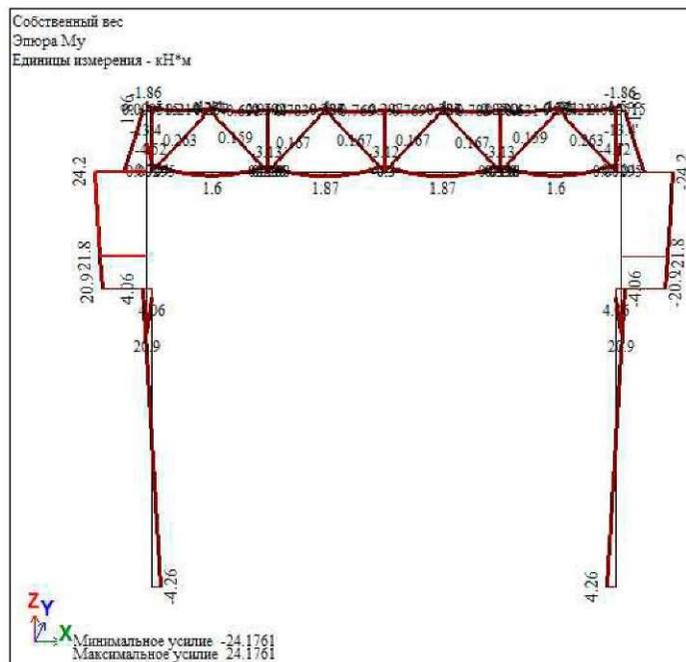
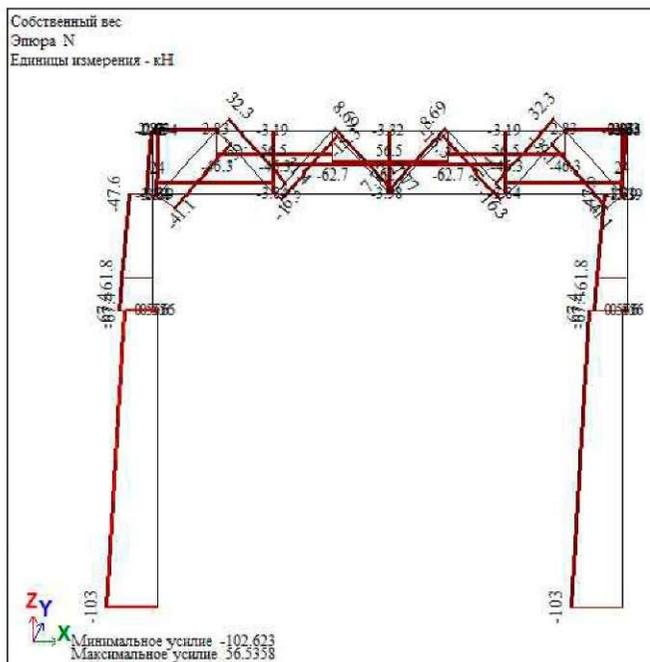


Рис.2.19. Эюры усилий в раме от собственного веса конструкций.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

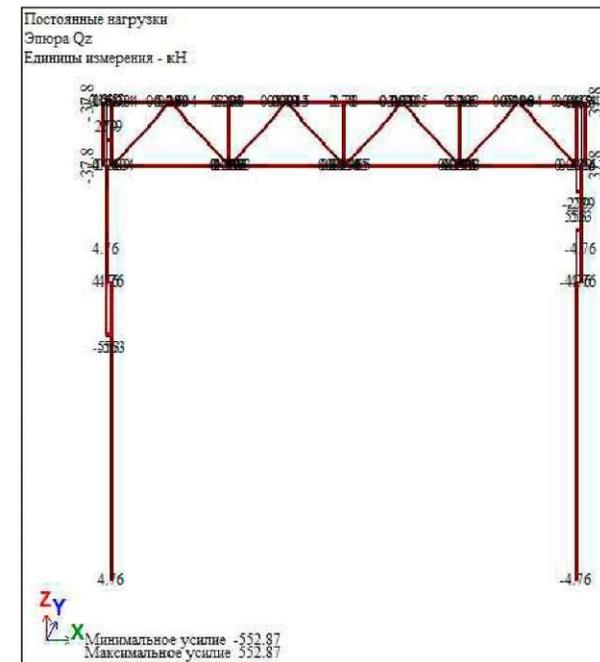
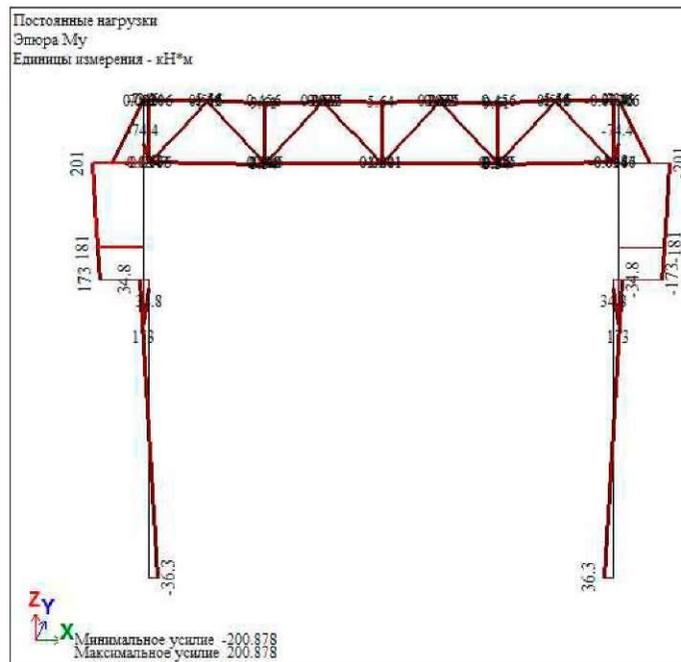
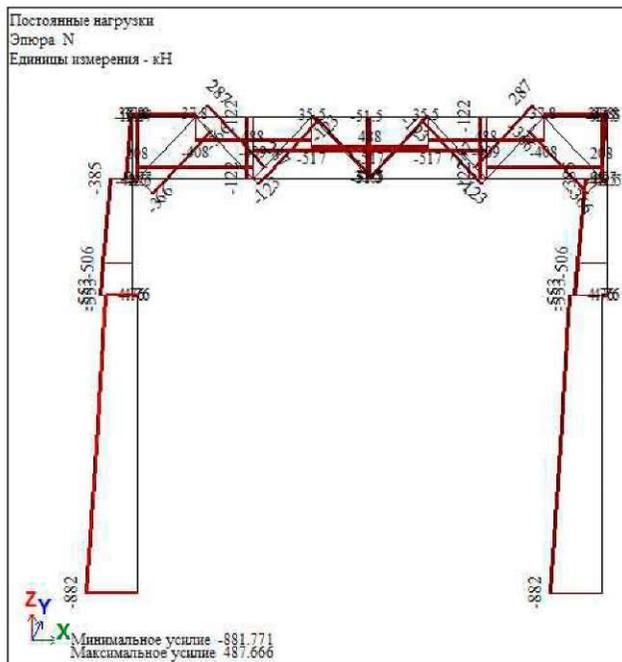


Рис.2.20. Эпюры усилий в раме от постоянных нагрузок.

Изм.	Кол.	Лист	N° док		

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

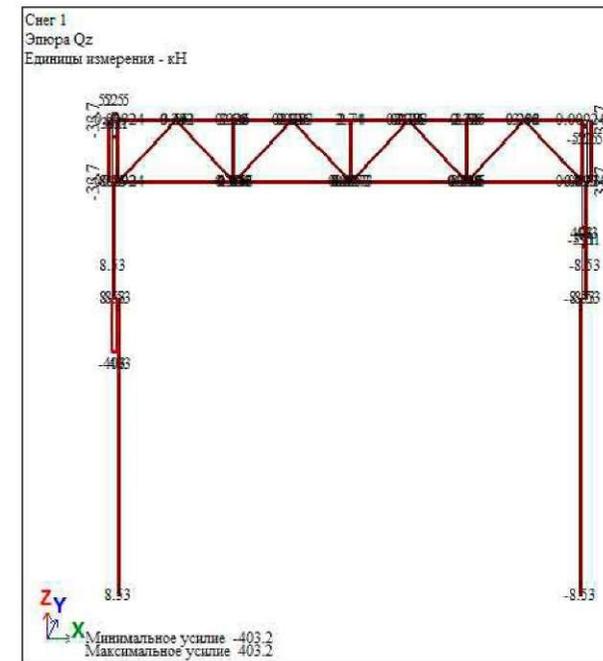
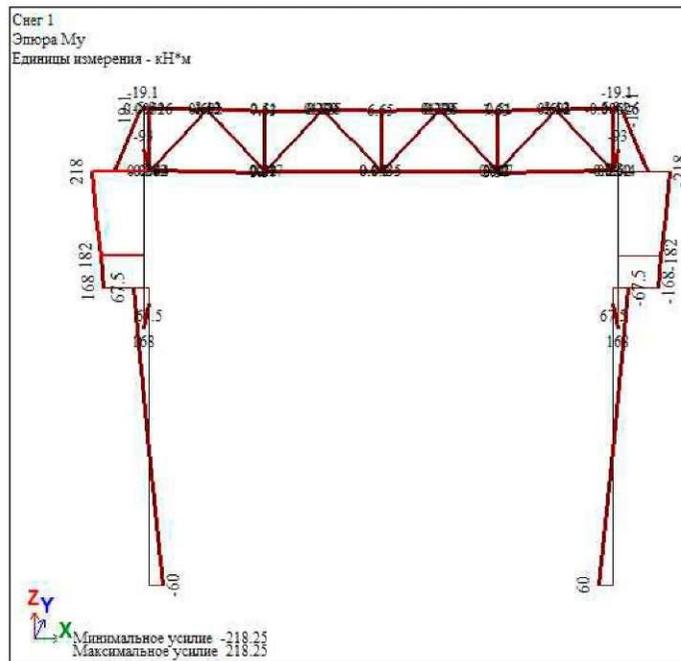
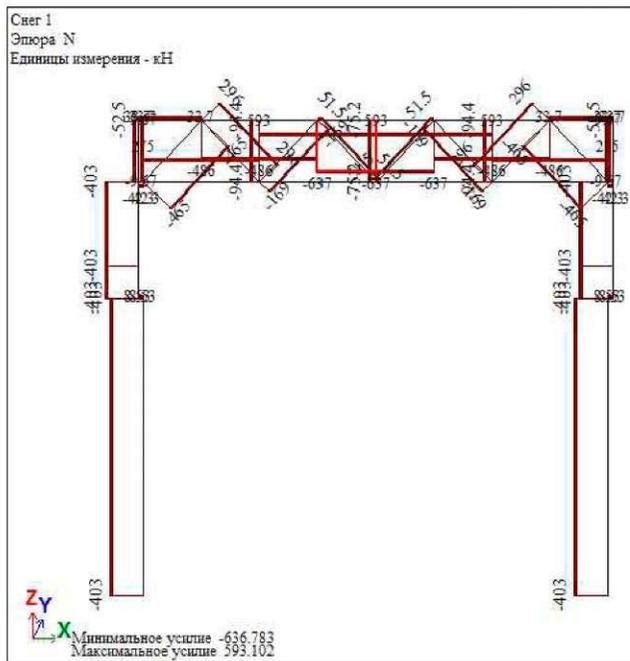


Рис.2.21. Эпюры усилий в раме от 1-го варианта снеговой нагрузки.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

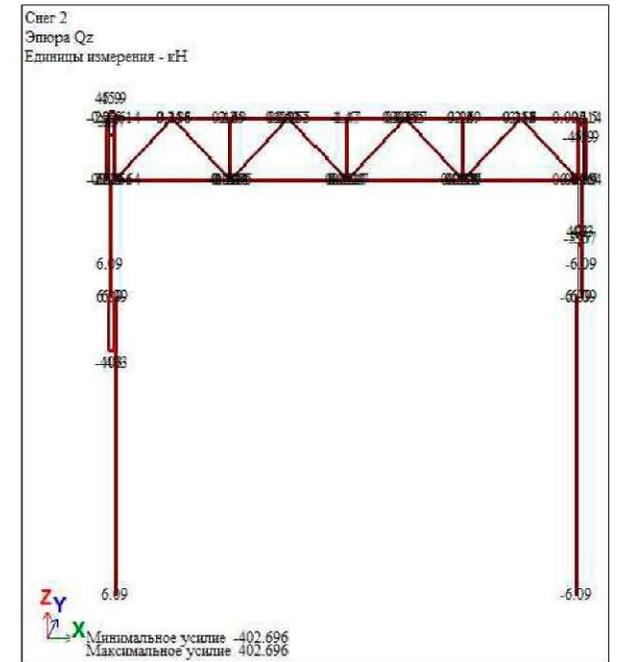
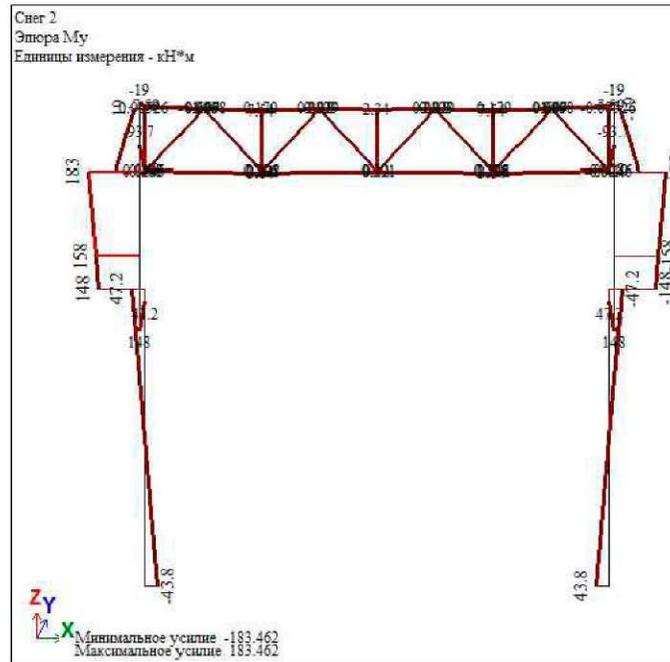
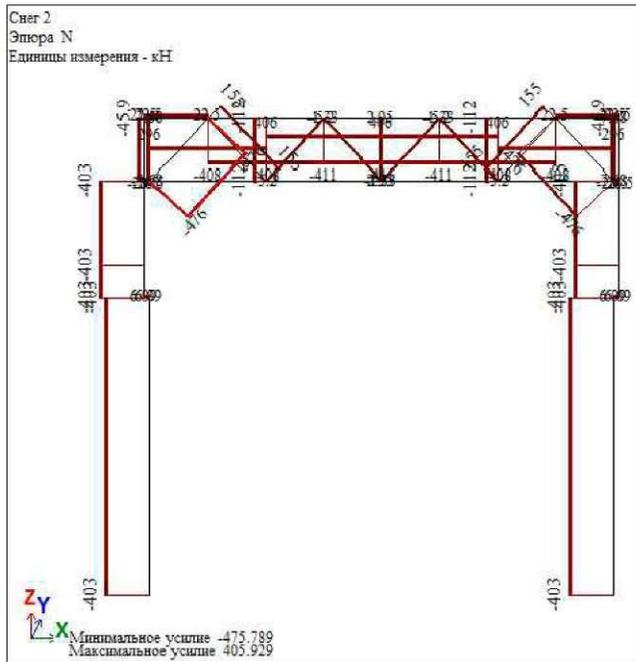


Рис.2.22. Эпюры усилий в раме от 2-го варианта снеговой нагрузки.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

Лист
20

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

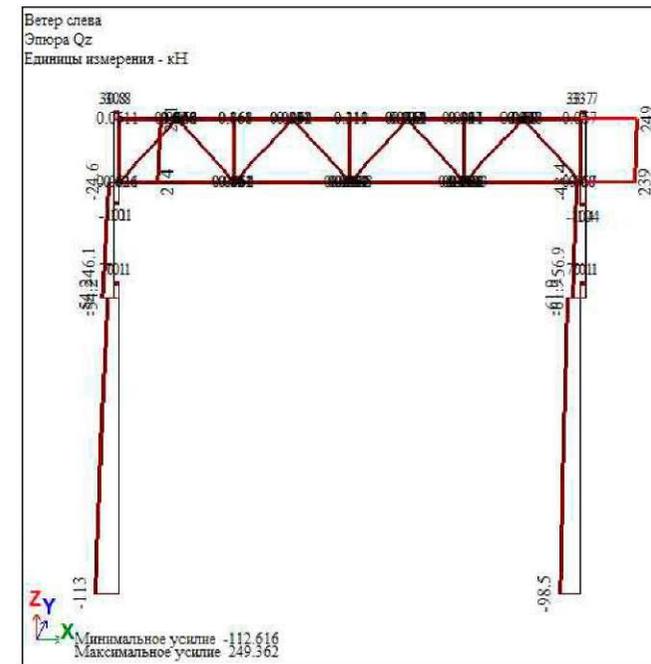
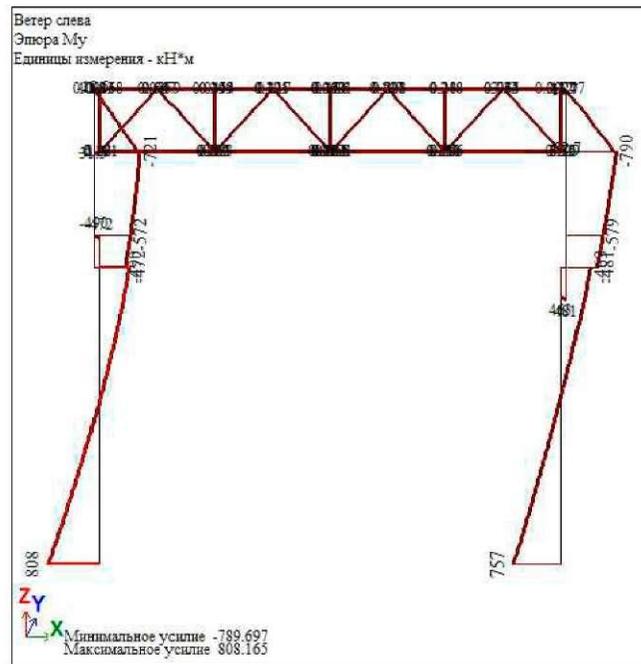
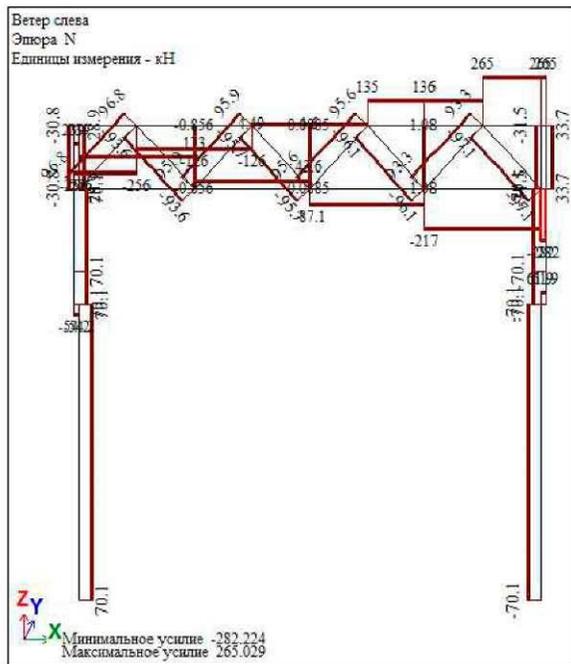


Рис.2.23. Эюры усилий в раме от ветрового воздействия с левой стороны.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

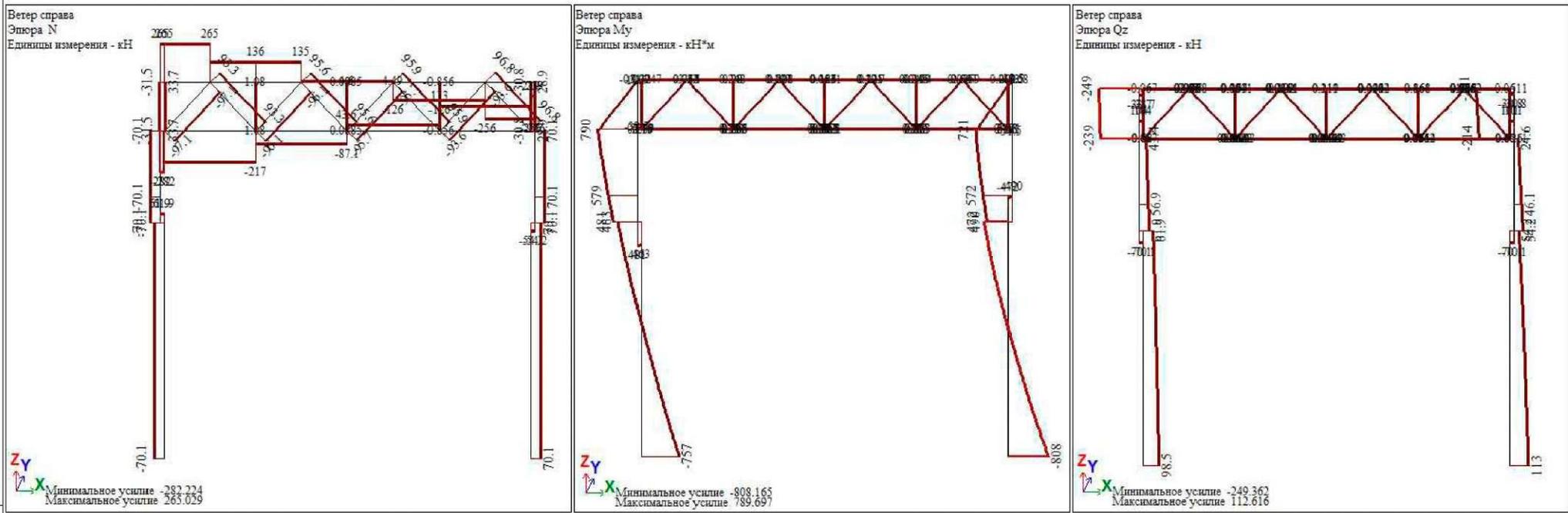


Рис.2.24. Эпюры усилий в раме от ветрового воздействия с правой стороны.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

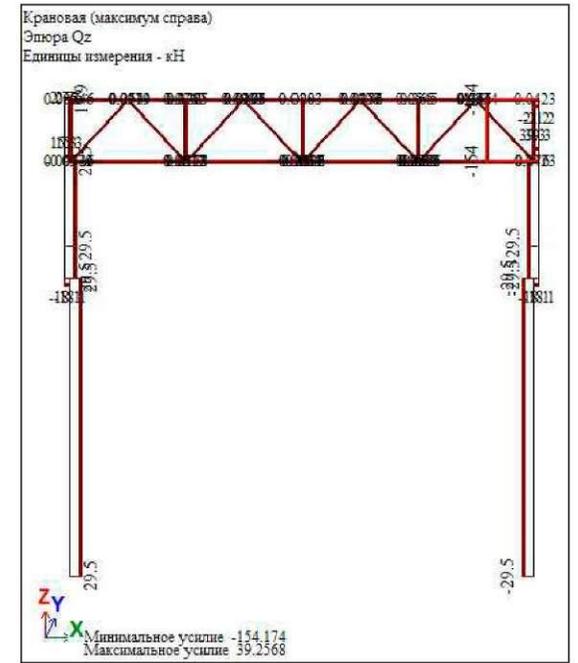
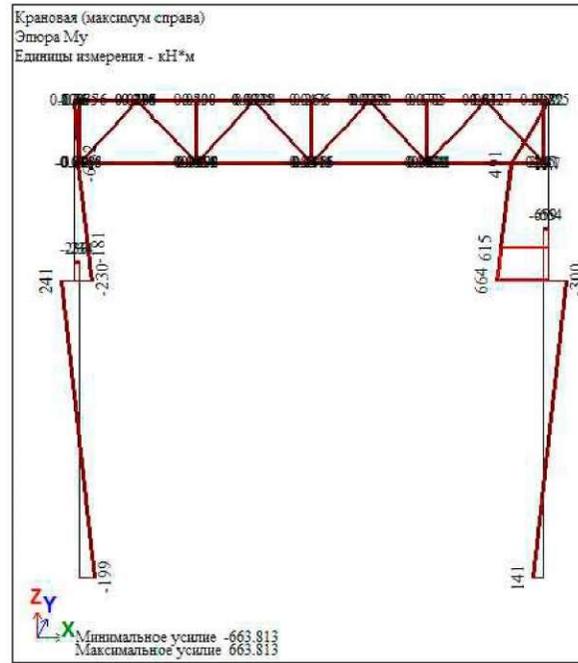
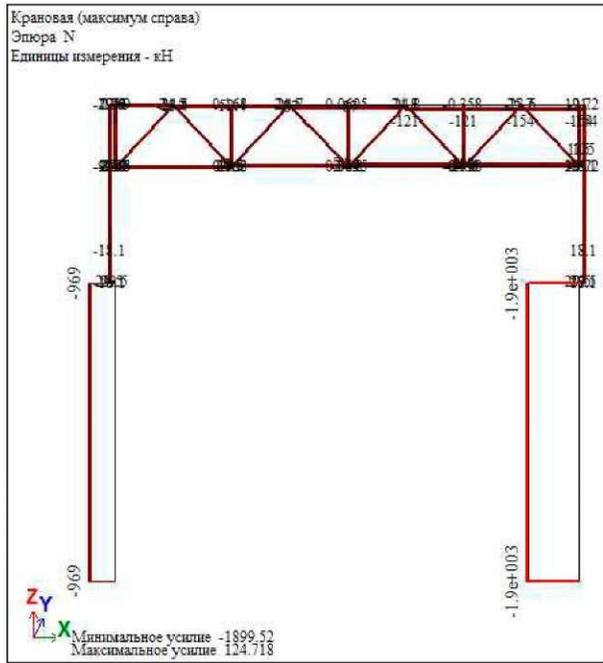


Рис.2.25. Эпюры усилий в раме от крановых нагрузок, действующих на правую колонну.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

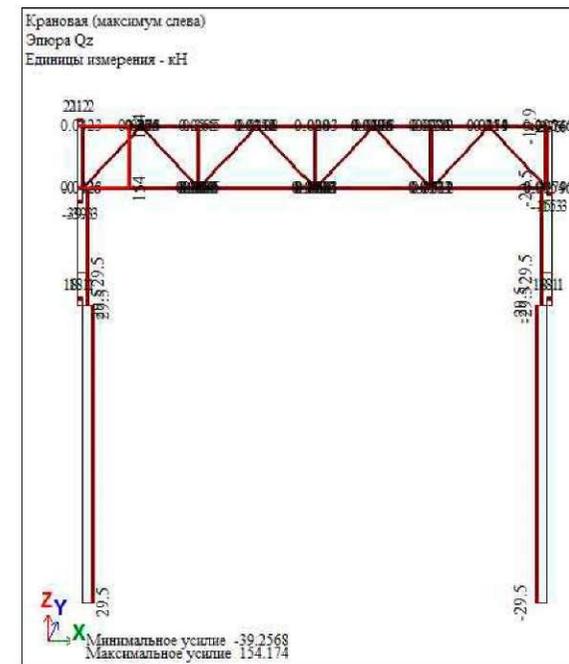
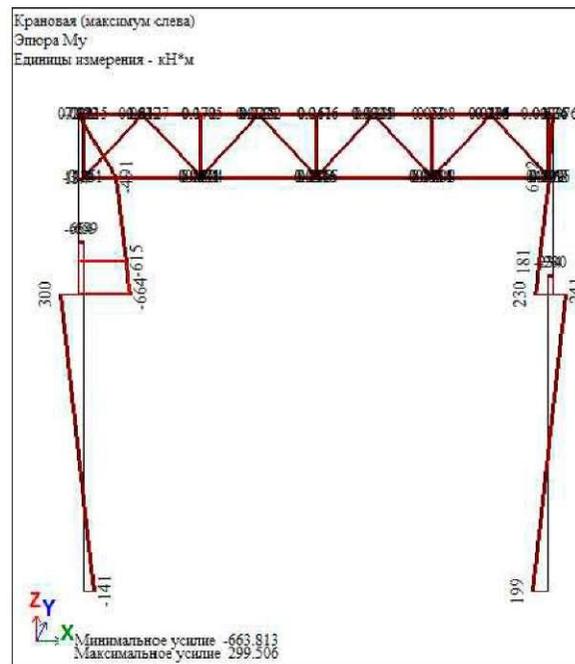
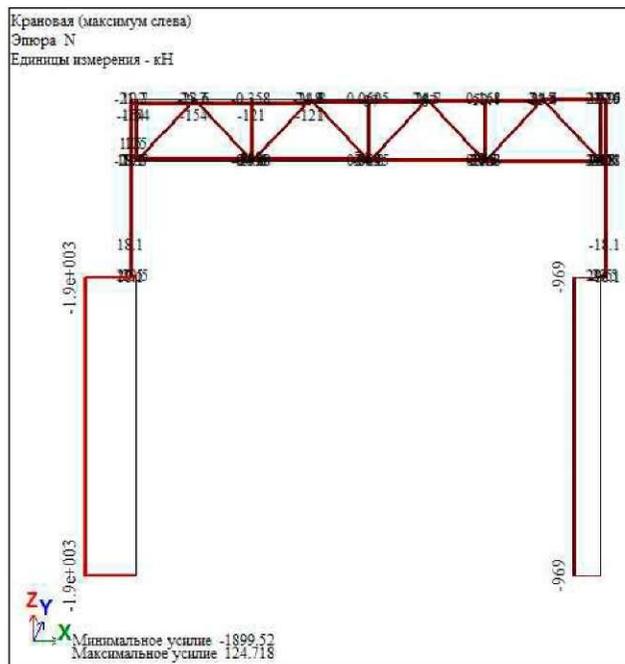


Рис.2.26. Эпюры усилий в раме от крановых нагрузок, действующих на левую колонну.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

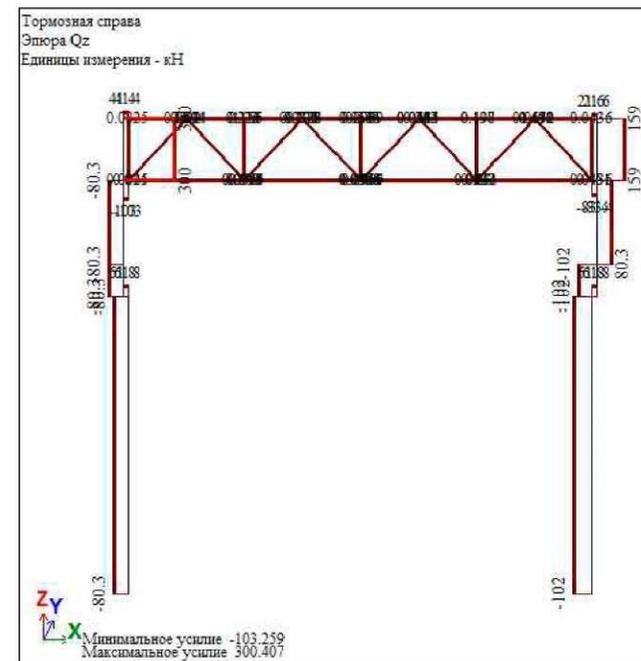
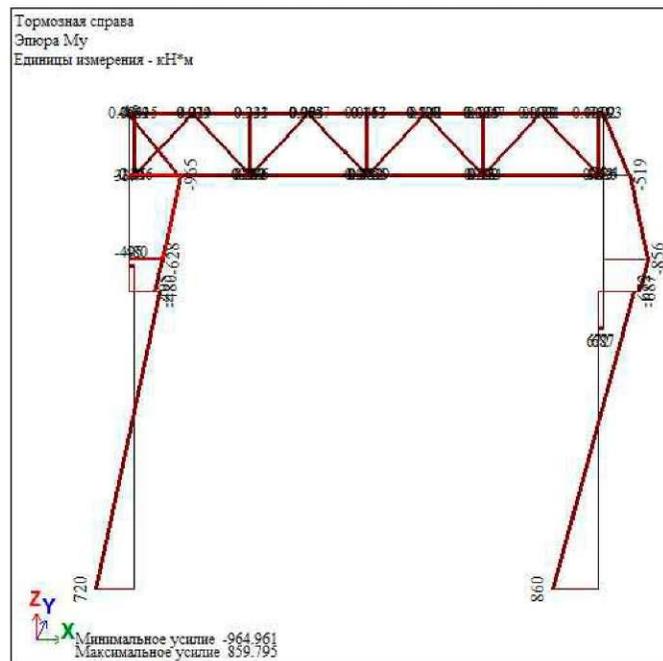
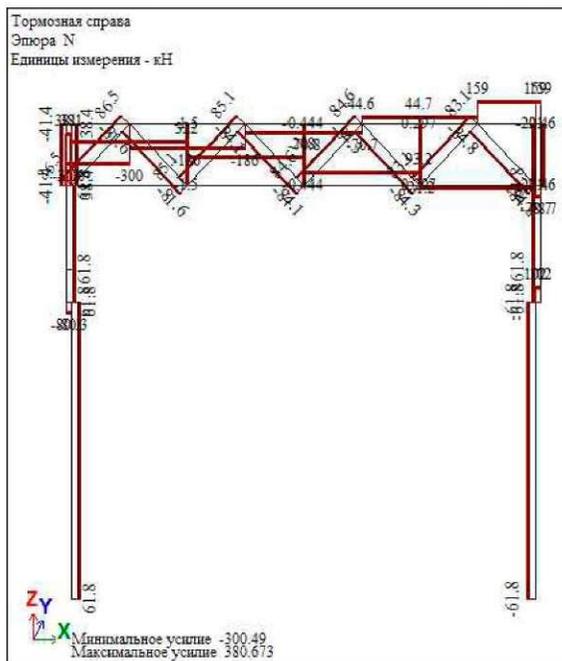


Рис.2.27. Эпюры усилий в раме от тормозной нагрузки, действующей на правую колонну.

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

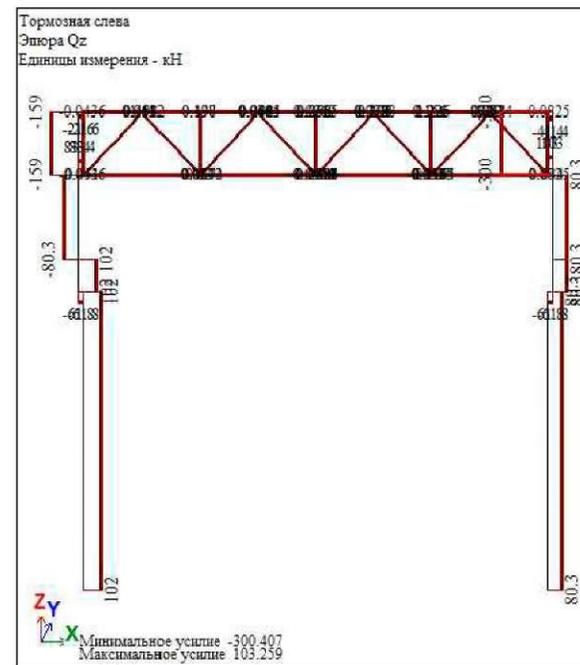
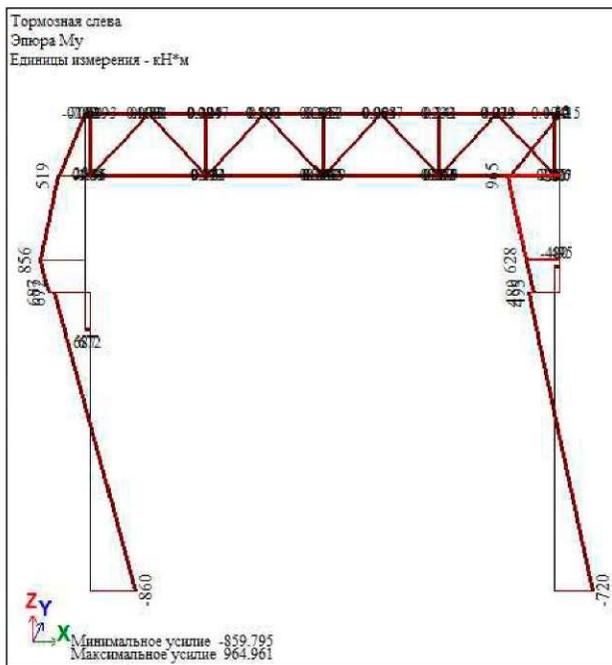
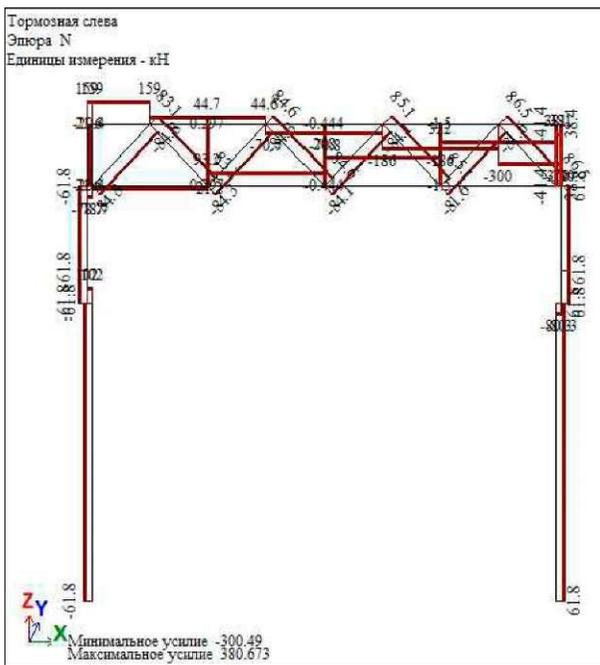


Рис.2.28. Эпюры усилий в раме от тормозной нагрузки, действующей на левую колонну.

Изм.	Кол.	Лист	N° док
------	------	------	--------

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

Лист

26

Обработка данных расчетной схемы.

Результаты расчета занесены в таблицу 2.2.

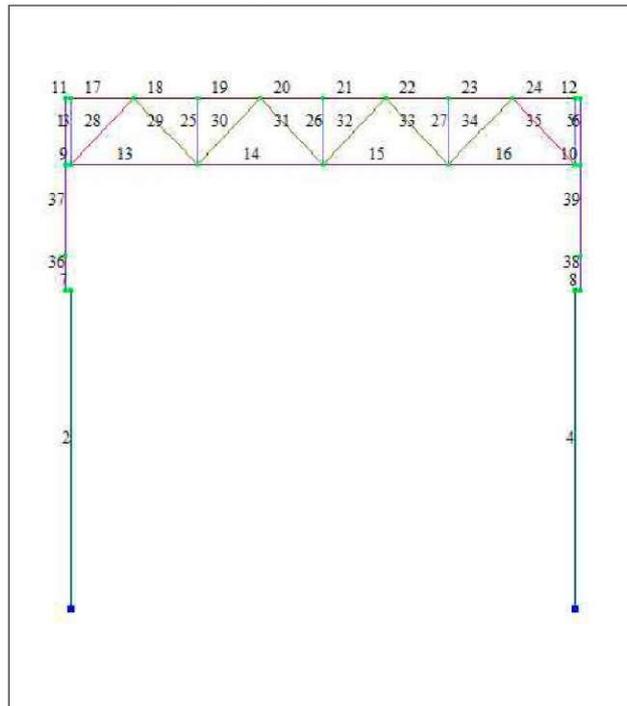


Рис.2.29. Нумерация элементов расчетной схемы.

Таблица 2.2

№ элем.	№ сеч.	N , кН	M , кНм	Q , кН	Загружения
Верхняя часть колонны					
1	1	-246.28	-1419.8	459.89	1,2,3,5,7,9
36	1	-1173.5	1108.4	185.47	1,2,3,6,7,-9
37	1	-1120.7	1410.3	180.43	1,2,3,6,7,-9
Нижняя часть колонны					
2	1	-3419.0	-1858.0	244.21	1,2,3,6,8,10
Опорные раскосы фермы					
28	1	-1091.2	-5.7852	1.7944	1,2,4,6,7,-9
35	5	-1091.2	-5.7852	-1.7944	1,2,4,5,8,-10
Раскосы фермы					
29	1	815.42	0.96635	-0.14021	1,2,3,6,7,-9
Изм.	Кол.	Лист	№ док		
ПЗ РГР №2 МК С-41-14					Лист
					27

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

№ элем.	№ сеч.	N, кН	M, кНм	Q, кН	Загружения
30	1	-514.25	0.99614	-0.02151	1,2,3,6,7,-9
31	1	299.91	0.18968	0.30108	1,2,3,6,7,-9
32	5	299.91	0.18968	-0.30108	1,2,3,5,8,-10
33	5	-514.25	0.99614	0.02151	1,2,3,5,8,-10
34	5	815.42	0.96635	0.14021	1,2,3,5,8,-10
<i>Стойки фермы</i>					
3	1	-88.120	0.51950	-0.16441	1,2,3,6,7,-9
5	1	-88.120	-0.51950	0.16441	1,2,3,5,8,-10
25	1	-239.36	-0.25741	0.16540	1,2,4,5,7,9
26	1	-131.02	0.10076	-0.06856	1,2,3,7,9
27	1	-239.36	0.25741	-0.16540	1,2,4,6,8,10
<i>Верхний пояс фермы</i>					
17	5	620.0	-12.713	-5.0605	1,2,3,6,7,-9
18	5	-1306.5	16.678	5.3626	1,2,3,5,7,9
19	1	-1306.9	16.083	-4.8165	1,2,3,5,7,9
20	5	-1373.8	12.136	3.5556	1,2,3,7,9
21	1	-1373.8	12.136	-3.5556	1,2,3,8,10
22	5	-1306.9	16.083	4.8165	1,2,3,6,8,10
23	1	-1306.5	16.678	-5.3626	1,2,3,6,8,10
24	1	620.0	-12.713	5.0605	1,2,3,5,8,-10
<i>Нижний пояс фермы</i>					
13	4	1030.1	4.6370	-0.71903	1,2,4,5,7,9
14	3	1430.0	5.5982	-0.12860	1,2,3,5,7,9
15	3	1430.0	5.5982	0.12860	1,2,3,6,8,10
16	2	1030.1	4.6370	0.71903	1,2,4,6,8,10
<i>Взаим. инв. N</i>					
<i>Подпись и дата</i>					
<i>Инв. N подл.</i>					
Изм.	Кол.	Лист	№ док		
ПЗ РГР №2 МК С-41-14				Лист	
				28	

Раздел 3.
Расчет подкрановой балки.

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14			
<i>Изм.</i>	<i>Кол.уч</i>	<i>Лист</i>	<i>N док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>				
Разработал		Петров				Расчет подкрановой балки	Стадия	Лист	Листов
Проверила		Федорова					У	1	24
Принял							Кафедра строительных конструкций		
Н.контр.									
Утв.									

3.1. Нагрузки на подкрановую балку.

К подкрановым конструкциям относятся :

- подкрановые балки;
- тормозные площадки;
- крановые рельсы, крепления и упоры к ним.

Материал для подкрановых конструкций принимаем сталь марки С245.

Характеристики крана 80/20т :

Вертикальные усилия на колесах: $F_{k1} = 353\text{кН}$, $F_{k2} = 373\text{кН}$;

Вес тележки: $G_t = 323\text{кН}$;

Вес крана: $G_k = 1029\text{кН}$;

Тип рельса: КР-100.

Схема крана приведена на рисунке 3.2.

Для рельса КР-100 по ГОСТ 4121-96 определяем его характеристики.

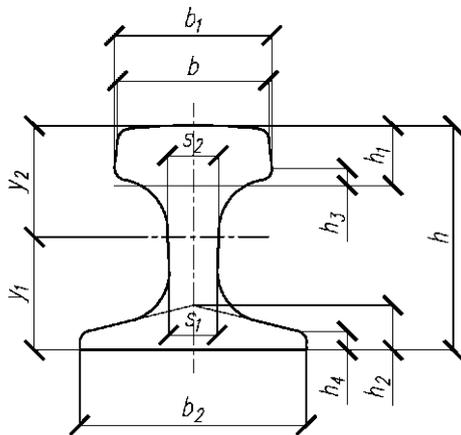


Рис.3.1. Рельс крановой.

- $b = 100\text{мм}$; $A = 105.85\text{см}^2$;
- $b_1 = 108\text{мм}$; $y_1 = 7.55\text{см}$;
- $b_2 = 150\text{мм}$; $y_2 = 7.45\text{см}$;
- $s_1 = 32\text{мм}$; $J_x = 2768.43\text{см}^4$;
- $s_2 = 34\text{мм}$; $J_y = 858.99\text{см}^4$;
- $h_1 = 40\text{мм}$; $m = 83.09\text{кг}$.
- $h_2 = 30\text{мм}$;
- $h_3 = 11.5\text{мм}$;
- $h_4 = 11.25\text{мм}$.

Инв. N

подл. Подпись и дата

Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док
------	------	------	--------

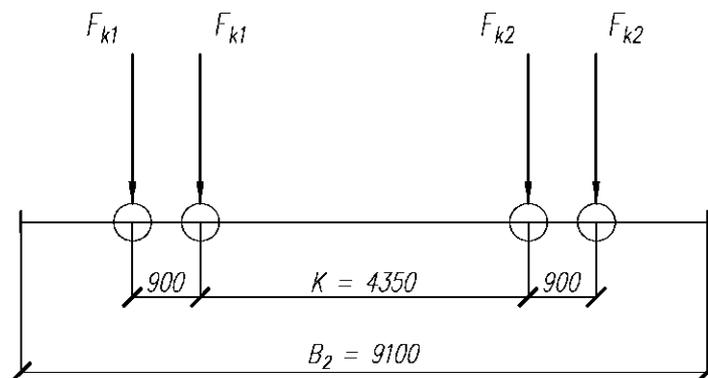


Рис.3.2. Схема крана.

Расчетные значения нагрузок на колесе крана определяются по формулам :

$$F_{ki} = \gamma_f \gamma_n k F_{kn,i}$$

$$T_{ki} = \gamma_f \gamma_n k T_{kn,i}$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1.2$ (п.9.8 СП20.13330.2016),

γ_n – коэффициент надежности по ответственности здания, $\gamma_n = 1.0$,

k – коэффициент динамичности, $k = 1.2$ (п.9.11 СП20.13330.2016).

$$F_{k1} = \gamma_f \gamma_n k F_{kn,1} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 353 = 508.32 \text{ кН},$$

$$F_{k2} = \gamma_f \gamma_n k F_{kn,2} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 373 = 537.12 \text{ кН},$$

$$T_{k1} = \gamma_f \gamma_n k T_{kn,1} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 35.3 = 50.832 \text{ кН},$$

$$T_{k2} = \gamma_f \gamma_n k T_{kn,2} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 37.3 = 53.712 \text{ кН}.$$

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N	

Изм.	Кол.	Лист	N° док		

3.2. Определение расчетных усилий.

В начале размещаем на подкрановой балке максимально возможное число колес.

Определяем расстояние до равнодействующей R :

$$z = \Sigma M / \Sigma R = (373 \cdot 4.35 + 373 \cdot 5.25 + 353 \cdot 8.3 + 353 \cdot 9.2) / (353 + 373 + 373 + 353 + 353) = 5.4063 \text{ м.}$$

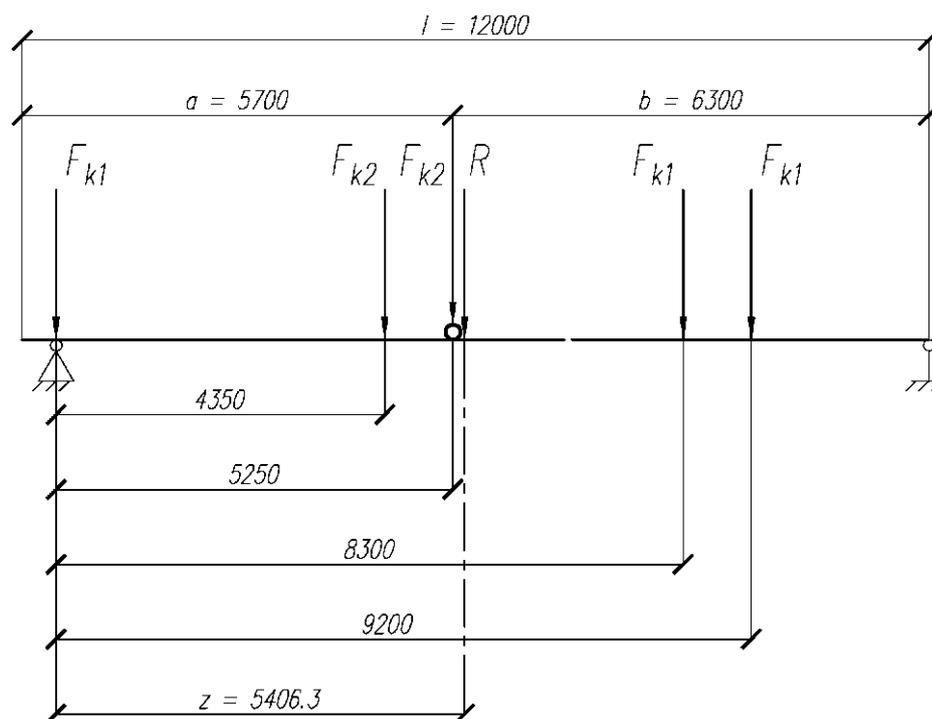


Рис.3.3. Схема к определению равнодействующей.

Правильность выбора расчетной схемы проверяется по двум условиям :

$$(R_{\text{лев}} + F_{\text{кр}}) / a > R_{\text{пр}} / b;$$

$$R_{\text{лев}} / a < (R_{\text{пр}} + F_{\text{кр}}) / b.$$

где $R_{\text{лев}}$ – сумма всех сил, расположенных слева от критической;

$R_{\text{пр}}$ – сумма всех сил, расположенных справа от критической;

$$F_{\text{кр}} = F_{k2} = 373 \text{ кН,}$$

$$R_{\text{лев}} = F_{k1} + F_{k2} = 353 + 373 = 726 \text{ кН,}$$

$$R_{\text{пр}} = F_{k1} + F_{k1} = 353 + 353 = 706 \text{ кН.}$$

$$(726 + 373) / 5.7 = 192.81 > 706 / 6.3 = 112.1 \text{ – условие выполняется.}$$

$$726 / 5.7 = 127.37 < (706 + 373) / 6.3 = 171.27 \text{ – условие выполняется.}$$

Проверки выполняются, строим эпюры ординат линий влияния (рисунок 3.4–3.5).

Расчетные усилия :

1. Максимальный момент возникает в сечении, близком к середине пролета. Прикладываем нагрузку в среднем сечении пролета, устанавливая краны в невыгодное положение.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

2. Для определения наибольшей поперечной силы одно колесо тележки крана устанавливаем на опору, а остальные максимально к нему приближаем.

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил от действия вертикальной нагрузки :

$$M_x = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^M,$$

где α – коэффициент, учитывающий влияние собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадку, $\alpha = 1.05$,

ψ – коэффициент сочетания нагрузок. Для крана с режимом работы 5К $\psi = 0.85$,

y_i – ординаты линии влияния.

$$M_x = 1.05 \cdot 0.85 \cdot (508.32 \cdot 0.234 + 537.12 \cdot 2.492 + 537.12 \cdot 2.96 + 508.32 \cdot 1.567 + 508.32 \cdot 1.133) = 3944.7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$Q_x = \alpha \cdot \psi \cdot \sum F_{ki} \cdot y_i^Q;$$

$$Q_x = 1.05 \cdot 0.85 \cdot (537.12 \cdot 1 + 537.12 \cdot 0.925 + 508.32 \cdot 0.671 + 508.32 \cdot 0.596 + 537.12 \cdot 0.233 + 537.12 \cdot 0.158) = 1685.05 \text{ кН.}$$

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил от действия горизонтальной нагрузки :

$$M_y = \psi \cdot \sum T_{ki} \cdot y_i^M;$$

$$M_y = 0.85 \cdot (50.832 \cdot 0.234 + 53.712 \cdot 2.492 + 53.712 \cdot 2.96 + 50.832 \cdot 1.567 + 50.832 \cdot 1.133) = 375.7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$Q_y = \psi \cdot \sum T_{ki} \cdot y_i^Q;$$

$$Q_y = 0.85 \cdot (53.712 \cdot 1 + 53.712 \cdot 0.925 + 50.832 \cdot 0.671 + 50.832 \cdot 0.596 + 53.712 \cdot 0.233 + 53.712 \cdot 0.158) = 160.5 \text{ кН.}$$

Инв. N подл.						Подпись и дата	Взам. инв. N					ПЗ РГР №2 МК С-41-14	Лист
													5
								Изм.	Кол.	Лист	№ док		

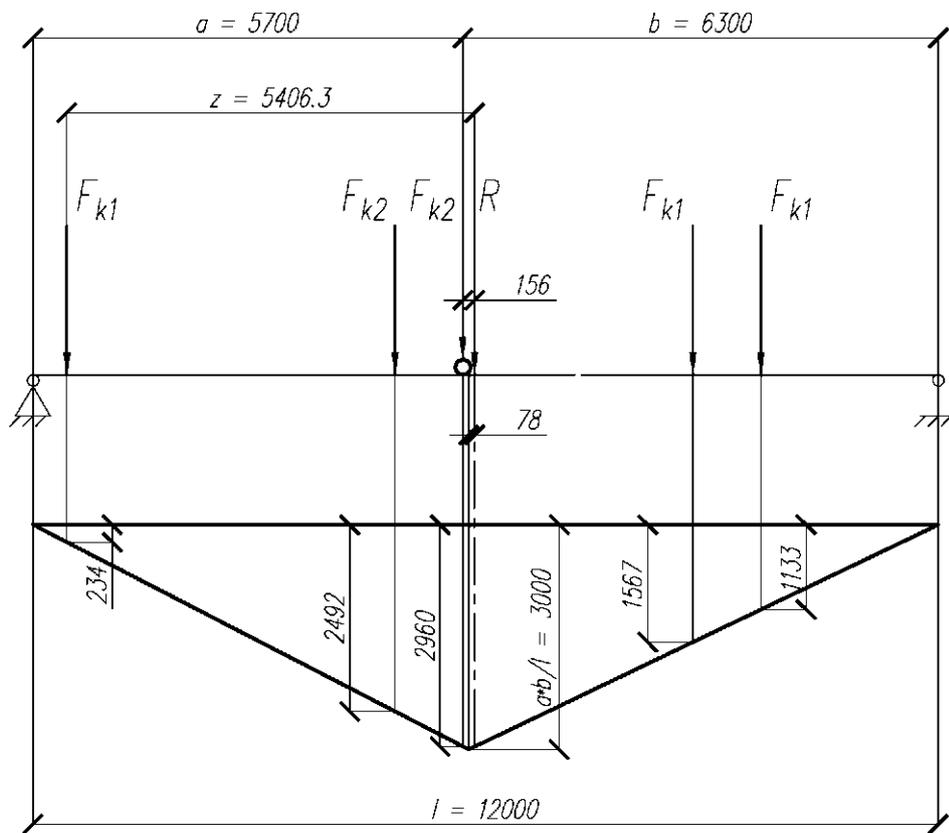


Рис.3.4. Схема к определению изгибающих моментов.

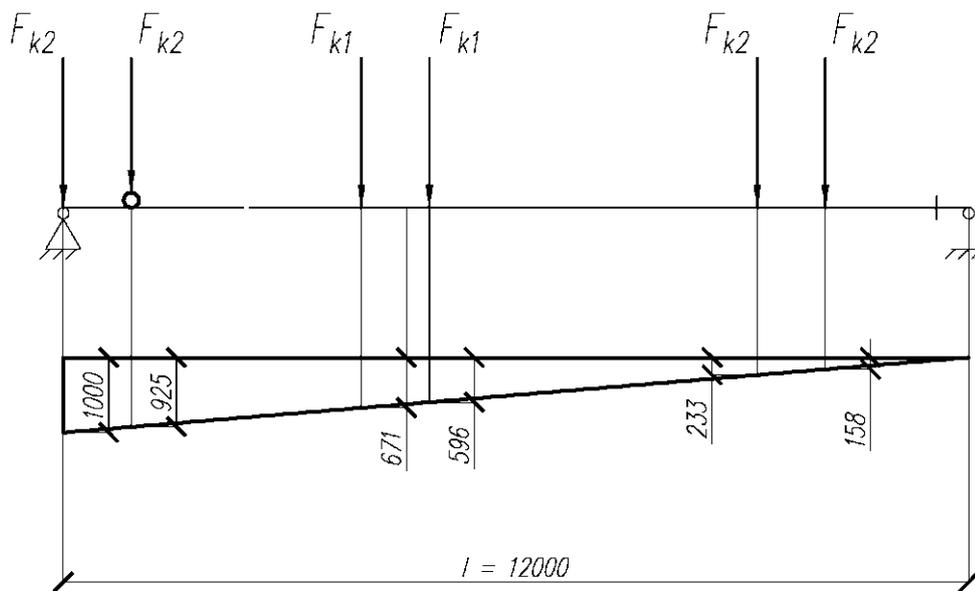


Рис.3.5. Схема к определению поперечных сил.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док

3.3. Подбор сечения подкрановой балки.

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали толщиной $t = 8\text{мм}$ и швеллера №30.

Коэффициент, учитывающий действие тормозных нагрузок на подкрановую балку :

$$\beta = 1 + 2 \cdot (M_y / M_x) \cdot (h_b / h_t) ,$$

где h_b – высота подкрановой балки, $h_b = (1/8 \div 1/10) \cdot l = (1/8 \div 1/10) \cdot 12 = 1.5 \div 2.0\text{м}$.

Принимаем $h_b = 1.5\text{м}$.

h_t – длина тормозной конструкции, $h_t = h_H = 1.5\text{м}$.

$$\beta = 1 + 2 \cdot (375.7 / 3944.7) \cdot (1.5 / 1.5) = 1.2.$$

Требуемый момент сопротивления балки :

$$W_{\text{тпр}} = (M_x \cdot \beta) / (R_y \cdot \gamma_c) = (394470 \cdot 1.2) / (23 \cdot 1.0) = 20581.044 \text{см}^3 ,$$

где R_y – расчетное сопротивление стали, $R_y = 230\text{МПа}$ (таблица В.4 СП16.13330.2016),

Оптимальная высота балки :

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt[3]{(W_{\text{тпр}} / t_w)} ,$$

где k – конструктивный коэффициент пояса и стенки, $k = 1.15$ (т.к. балка сварная),

t_w – толщина стенки балки, которую предварительно задаем :

$$t_w = 7 + 3 \cdot (h_b / 1000) = 7 + 3 \cdot (1500 / 1000) = 11.5\text{мм}.$$

$$h_{\text{опт}} = 1.15 \cdot \sqrt[3]{(20581.044 / 1.15)} = 154\text{см}.$$

Минимальная высота балки :

$$h_{\text{мин}} = 5 / 24 \cdot (\gamma_c \cdot R_y \cdot l) / (\beta \cdot E) \cdot [1 / f] \cdot (M_{\text{хп}} / M_x) ,$$

где E – модуль упругости стали, $E = 20600\text{кН/см}^2$,

$1/f$ – предельный относительный прогиб, $1/f = 1/400$ для кранов с режимом работы $1\text{К} = 6\text{К}$,

$M_{\text{хп}}$ – нормативное значение момента от загрузки одним краном, которое определяем по формуле :

$$M_{\text{хп}} = \sum F_{ki} \cdot y_i = 373 \cdot 2.96 + 373 \cdot 2.492 + 353 \cdot 0.234 = 2116.2\text{кН}\cdot\text{м} = 211620\text{кН}\cdot\text{см}.$$

$$h_{\text{мин}} = 5 / 24 \cdot (1 \cdot 23 \cdot 1200 \cdot 400) / (1.2 \cdot 20600) \cdot (211620 / 394470) = 50\text{см}.$$

$$h_{\text{мин}} = 50\text{см} < h_{\text{опт}} = 154\text{см}.$$

Принимаем высоту балки $h_b = 150\text{см}$ (1500мм кратно 100).

Назначаем толщину полок $t_f = 20 \div 40\text{мм}$. Принимаем $t_f = 30\text{мм}$.

$$\text{Тогда } h_w = h_b - 2 \cdot t_f = 150 - 2 \cdot 30 = 144\text{см}.$$

Окончательно устанавливаем толщину стенки, исходя из следующих условий :

1. Из условия среза :

$$t_w > 3 / 2 \cdot Q_x / (h_w \cdot R_s) ,$$

где R_s – расчетное сопротивление на сдвиг, определяемое по формуле :

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док.	ПЗ РГР №2 МК С-41-14				Лист
								7

$$R_s = 0.58 \cdot R_{yn} / \gamma_m,$$

где R_{yn} – нормативное сопротивление стали, $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$ (таблица В.4 СП16.13330.2016),

γ_m – коэффициент надежности от материала, $\gamma_m = 1.025$ (таблица 3 СП16.13330.2016),

$$R_s = 0.58 \cdot 235 / 1.025 = 133 \text{ МПа}.$$

$$t_w > 3/2 \cdot 1685.05 / (144 + 13.3) = 1.32 \text{ см}.$$

2. Из условия местной устойчивости :

$$t_w > h_w / [5.5 \cdot \sqrt{(E/R_y)}] = 144 / [5.5 \cdot \sqrt{(20600/23)}] = 0.9 \text{ см}.$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 14 \text{ мм}$.

Определяем размеры горизонтальных поясных листов.

Необходимая несущая способность балки :

$$J_{mp} = W_{mp} \cdot h_b / 2 = 20581.044 \cdot 150 / 2 = 1543578.3 \text{ см}^4.$$

Момент инерции стенки балки :

$$J_w = t_w \cdot h_w^3 / 12 = 1.4 \cdot 144^3 / 12 = 348364.8 \text{ см}^4.$$

Момент инерции, приходящийся на поясные листы :

$$J_f = J_{mp} - J_w = 1543578.3 - 348364.8 = 1195213.5 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь сечения поясного листа :

$$A_f = 2 \cdot J_f / h_z^2 = 2 \cdot 1195213.5 / 147^2 = 111 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } h_z = h_b - t_f = 150 - 3 = 147 \text{ см}.$$

Ширина поясного листа :

$$b_f = A_f / t_f = 111 / 3 = 37 \text{ см}.$$

Принимаем пояс из универсальной стали по ГОСТ 82–70 размером $3 \times 45 \text{ см}$, $A_f = 135 \text{ см}^2$, $m = 105.98 \text{ кг}$.

Проверка принятого сечения.

Проверка местной устойчивости пояса :

$$b_{ef} / t_f < 0.5 \cdot \sqrt{(E/R_y)},$$

$$\text{где } b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (45 - 1.4) / 2 = 21.8 \text{ см},$$

$$b_{ef} / t_f = 21.8 / 3 = 7.26,$$

$$b_{ef} / t_f = 7.26 < 0.5 \cdot \sqrt{(20600/23)} = 14.964 - \text{условие выполняется}.$$

$$\text{Также } b_{ef} / t_f < 0.11 \cdot h_w / t_w,$$

$$b_{ef} / t_f = 7.26 < 0.11 \cdot 144 / 1.4 = 11.314 - \text{условие выполняется}.$$

Местная устойчивость полки обеспечена.

Сечение подкрановой балки показано на рисунке 3.6.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

8

Изм. Кол. Лист № док

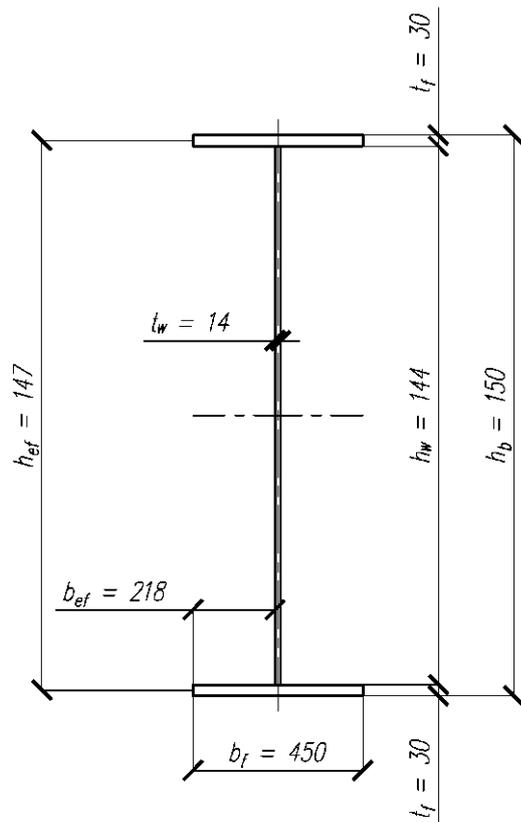


Рис.3.6. Сечение подкрановой балки.

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док		

3.4. Проверочные расчеты подкрановой балки.

1. Проверка прочности принятого сечения.

Определяем геометрические характеристики принятого сечения.

Момент инерции относительно оси X-X :

$$J_x = t_w \cdot h_w^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot [(h - t_f) / 2]^2 = 1.4 \cdot 144^3 / 12 + 2 \cdot 45 \cdot 3 \cdot [(150 - 3) / 2]^2 = 1806972.3 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления относительно оси X-X :

$$W_x = 2 \cdot J_x / h_b = 2 \cdot 1806972.3 / 150 = 24093 \text{ см}^3.$$

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения :

$$z_y = S_y / \Sigma A ,$$

где S_y – статический момент элементов подкрановой конструкции,

$$S_y = 0.8 \cdot 113 \cdot 75.0 + 40.5 \cdot 131 + 0 = 12085.5 \text{ см}^3;$$

ΣA – сумма площадей элементов подкрановой конструкции,

$$\Sigma A = 45 \cdot 3 + 40.5 + 0.8 \cdot 113 = 265.9 \text{ см}^2;$$

$$z_y = 12085.5 / 265.9 = 45.5 \text{ см}.$$

Момент инерции относительно оси Y-Y :

$$J_y = 0.8 \cdot 113^3 / 12 + 0.8 \cdot 113 \cdot (75 - 45.5)^2 + 40.5 \cdot (131 - 45.5)^2 + 3 \cdot 45^3 / 12 + 3 \cdot 45 \cdot 45.5^2 = 773193.86 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления относительно оси Y-Y :

$$W_y = J_y / (z_y + b_f / 2) = 773193.86 / (45.5 + 45 / 2) = 11370.5 \text{ см}^3.$$

Проверка нормальных напряжений в верхнем поясе :

$$\sigma_{pt} = M_x / W_x + M_y / W_y = 394470 / 24093 + 37570 / 11370.5 = 19.68 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{pt} = 19.68 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН/см}^2 \text{ – условие выполняется.}$$

Проверка опорного сечения балки на прочность при действии касательных напряжений :

– с учетом работы поясов :

$$\tau = Q \cdot S_x / (J_x \cdot t_w) ,$$

где S_x – статический момент полусечения,

$$S_x = 3 \cdot 45 \cdot (72 + 1.5) + 72 \cdot 1.4 \cdot (72 / 2) = 13551.3 \text{ см}^3;$$

$$\tau = 1685.05 \cdot 13551.3 / (1806972.3 \cdot 1.2) = 10.53 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = 10.53 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13.3 \text{ кН/см}^2 \text{ – условие выполняется.}$$

– без учета работы поясов :

$$\tau = 1.5 \cdot Q / (h_w \cdot t_w) = 1.5 \cdot 1685.05 / (144 \cdot 1.4) = 12.54 \text{ кН/см}^2.$$

$$\tau = 12.54 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13.3 \text{ кН/см}^2 \text{ – условие выполняется.}$$

Сечение подкрановой конструкции показано на рисунке 3.7.

Инв. N подл.	Взам. инв. N
	Подпись и дата

Изм.	Кол.	Лист	N° док

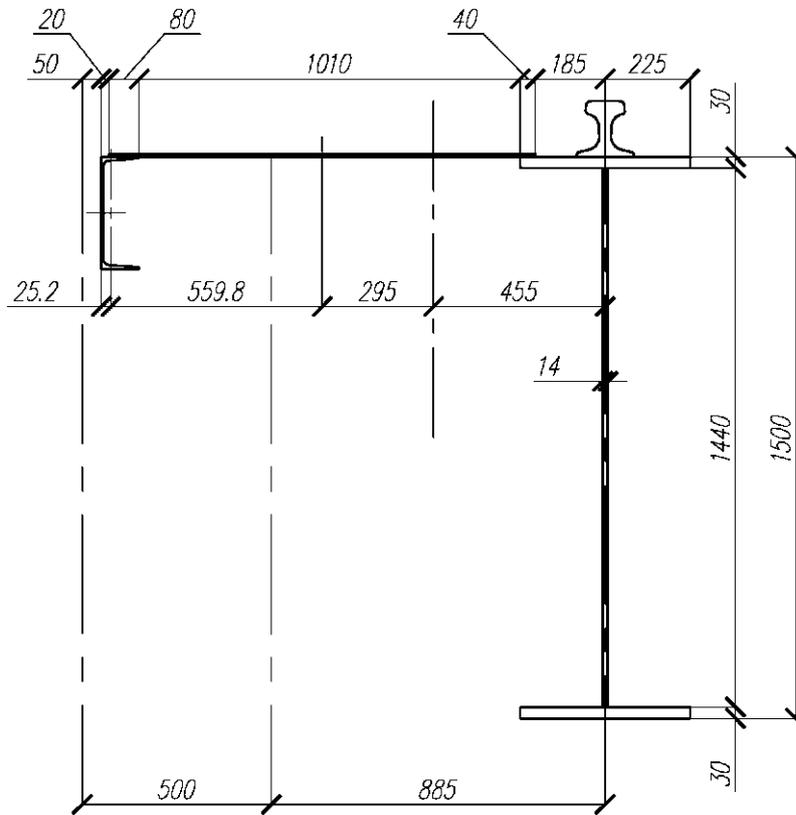


Рис.3.7. Сечение подкрановой конструкции.

2. Проверка жесткости подкрановой балки.

Вычисляем относительный прогиб балки от вертикальных нормативных нагрузок :

$$f = M_{пл} l^2 / (10 \cdot E \cdot J_x) < f_u ,$$

где $M_{пл} \approx M_x / 1.15 = 394470 / 1.15 = 343017.4 \text{ кН}\cdot\text{см}$,

f_u – предельно допустимый прогиб, $f_u = 1/400 = 1200/400 = 3 \text{ см}$ (таблица Е.2 СП20.13330.2016),

$$f = 343017.4 \cdot 1200^2 / (10 \cdot 20600 \cdot 1806972.3) = 1.33 \text{ см.}$$

$f = 1.33 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см}$ – условие выполняется.

Жесткость балки обеспечена.

3. Проверка местной устойчивости стенки.

Определяем условную гибкость стенки :

$$\bar{\lambda}_w = h_w / t_w \cdot \sqrt{R_y / E} = 144 / 1.4 \cdot \sqrt{23 / 20600} = 3.44 > 2.5;$$

Необходимо устанавливать поперечные ребра жесткости.

$\bar{\lambda}_w = 3.44 > 3.2$ – расстояние между ребрами не должно превышать $2 \cdot h_{ef}$.

$$h_{ef} = h_w = 1440 \text{ мм.}$$

$$a < 2 \cdot 1440 = 2880 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг ребер жесткости $a = 2000 \text{ мм}$.

Определяем размеры ребер жесткости.

Инв. N подл.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Ширина выступающей части :

$$b_p \geq h_w/24+40 = 1440/24+40 = 100\text{мм.}$$

Принимаем $b_p = 110\text{мм}$ согласно требованиям 8.5.9 СП16.13330.2016

Толщина ребра :

$$t_p = 2 \cdot b_p \cdot \sqrt{(R_y/E)} = 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{(23/20600)} = 0.69\text{см.}$$

Принимаем $t_p = 8\text{мм}$.

Ребро не доводим до нижнего пояса балки на 60мм.

Таким образом, получаем пластину размером 1380x100x8мм.

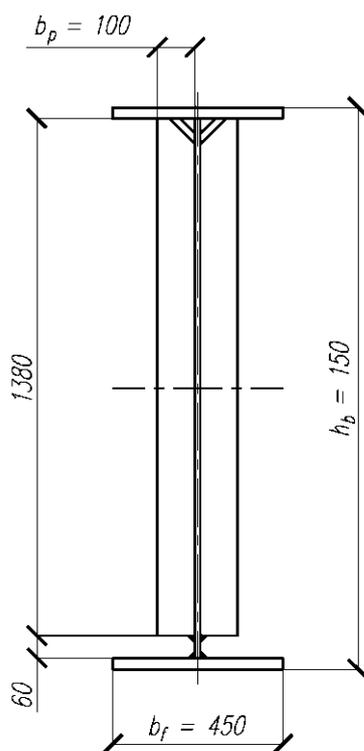
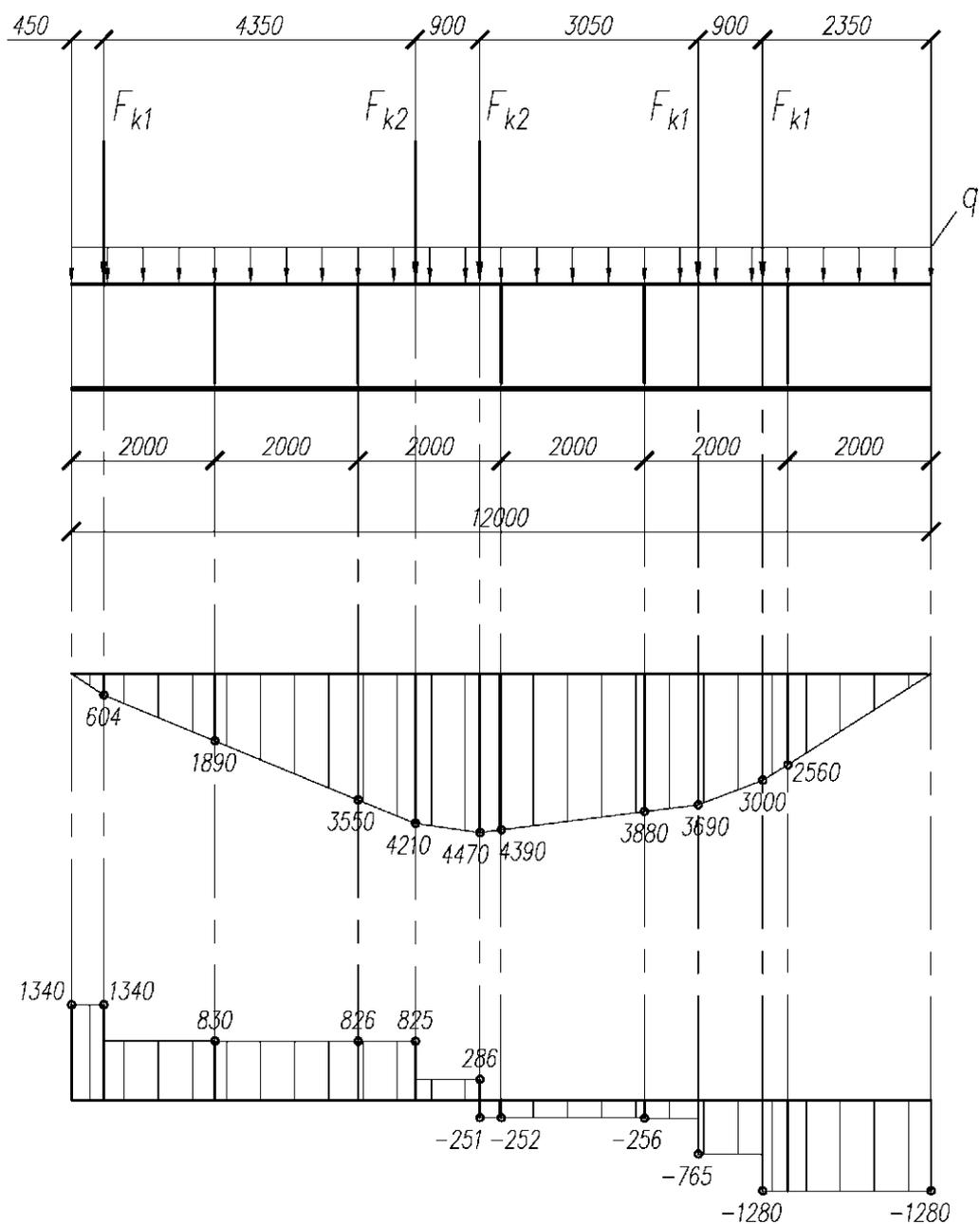


Рис.3.8. Ребра жесткости подкрановой балки.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
			ПЗ РГР №2 МК С-41-14				
Изм.	Кол.	Лист	N° док				



M

Q

* q – собственный вес подкрановой балки.

Рис.3.9. К расчету устойчивости отсеков стенки подкрановой балки.

Инв. N подл.

Подпись и дата

Взам. инв. N

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N
Изм.	Кол.	Лист N° док

1 отсек :

$$a = 2\text{ м};$$

$$M = 1890\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 1340\text{ кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = F_{k1}/(t_w \cdot l_{\text{ef}}) = 508.32/(1.4 \cdot 41.3) = 8.8\text{ кН}/\text{см}^2.$$

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = M \cdot h_w / (2 \cdot J_x) = 189000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 7.531\text{ кН}/\text{см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = Q / (t_w \cdot h_w) = 1340 / (1.4 \cdot 144) = 6.65\text{ кН}/\text{см}^2.$$

Согласно п.8.5.5 б) СП16.13330.2016 при отношении $a/h_{\text{ef}} > 0.8$, а в нашем случае $a/h_{\text{ef}} = 200/144 = 1.39 > 0.8$, проверку по формуле (80) СП16.13330.2016 следует выполнять дважды: при значении σ_{cr} , вычисленном по формуле (81) СП16.13330.2016 с учетом требований 8.5.4, и при таком значении $\sigma_{\text{loc,cr}}$ по формуле (82) СП16.13330.2016, когда при определении коэффициентов c_1 и c_2 вместо размера "а" принят $a_1 = 0.67 \cdot h_{\text{ef}} = 0.67 \cdot 144 = 96.48\text{ см}$, т.к. $a/h_{\text{ef}} = 1.39 > 1.33$. И при значениях σ_{cr} и $\sigma_{\text{loc,cr}}$, вычисленных при фактическом значении $a/h_{\text{ef}} = 1.39$ (т.к. $a/h_{\text{ef}} < 2$).

Проверка 1-го требования при $a = a_1 = 0.67 \cdot h_{\text{ef}}$:

Критическое напряжение :

$$\sigma_{\text{cr}} = c_{\text{cr}} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2,$$

где c_{cr} – коэффициент, определяемый согласно 8.5.4–8.5.6 СП16.13330.2016, $c_{\text{cr}} = 52.8$;

$\bar{\lambda}_w$ – гибкость стенки;

$$\bar{\lambda}_w = (h_{\text{ef}}/t_w) \cdot \sqrt{R_y/E} = (144/1.4) \cdot \sqrt{23/20600} = 3.44.$$

$$\sigma_{\text{cr}} = 52.8 \cdot 23 / 3.44^2 = 102.623\text{ кН}/\text{см}^2.$$

$$\rho = 1.04 \cdot l_{\text{ef}} / h_{\text{ef}},$$

Здесь значение l_{ef} следует определять согласно требования 8.2.2 СП16.13330.2016.

$$l_{\text{ef}} = \psi \cdot \sqrt[3]{(J_{1f}/t_w)},$$

где ψ – коэффициент, принимаемый равным 3.25, т.к. балка является сварной;

J_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса;

$$J_{1f} = J_{xt} + b_f \cdot t_f^3 / 12,$$

где J_{xt} – момент инерции рельса, $J_{xt} = 2768.43\text{ см}^4$;

$$J_{1f} = 2768.43 + 45 \cdot 3^3 / 12 = 2869.68\text{ см}^4.$$

$$l_{\text{ef}} = 3.25 \cdot \sqrt[3]{(2869.68/1.4)} = 41.3\text{ см}.$$

$$\rho = 1.04 \cdot 41.3 / 144 = 0.3.$$

Инв. N подл.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Локальное критическое напряжение :

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 * c_2 * R_y / \bar{\lambda}_w^2,$$

где c_1 и c_2 – коэффициенты, определяемые согласно 8.5.5 СП16.13330.2016.

$$a_1/h_{ef} = 96.48/144 = 0.67.$$

$$c_1 = 18.5.$$

$$\delta = \beta * (b_f/t_w) * (t_f/t_w)^3,$$

где β – коэффициент, принимаемый по таблице 13 СП16.13330.2016, $\beta = 2.0$ (балка крановых путей);

$$\delta = 2.0 * (45/144) * (3/1.4)^3 = 6.15.$$

$$c_2 = 1.7.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 18.5 * 1.7 * 23 / 3.44^2 = 61.13 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\tau_{cr} = 10.3 * (1 + 0.76/\mu^2) * R_s / \bar{\lambda}_d^2,$$

где μ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей, $\mu = 200/144 = 1.39$;

$$R_s = 133 \text{ МПа};$$

$$\bar{\lambda}_d = (d/t_w) * \sqrt{R_y/E},$$

где d – меньшая из сторон отсека стенки (h_{ef} или a);

$$d = h_{ef} = 144 \text{ см} \quad (h_{ef} = 144 \text{ см} < a = 200 \text{ см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144/1.4) * \sqrt{(23/20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{cr} = 10.3 * (1 + 0.76/1.39^2) * 13.3 / 3.44^2 = 16.13 \text{ кН/см}^2.$$

Проверку на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) следует выполнять по формуле :

$$\sqrt{[(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2 / \gamma_c]} < 1;$$

$$\sqrt{[(7.531/102.623 + 8.8/61.13)^2 + (6.65/16.13)^2 / 1.0]} < 1.$$

$0.47 < 1$ – условие выполняется.

Проверка 2-го требования при фактическом значении a/h_{ef} :

Локальное критическое напряжение :

$$a/h_{ef} = 1.39.$$

$$c_1 = 8.7.$$

$$c_2 = 2.2.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 8.7 * 2.2 * 23 / 3.44^2 = 37.2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

$$\sqrt{[(7.531/102.623+8.8/37.2)^2+(6.65/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.52 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки в первом отсеке обеспечена.

2 отсек.

$$a = 2\text{ м};$$

$$M = 3550\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 830\text{ кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = 0\text{ кН/см}^2.$$

Согласно 8.5.4 СП16.13330.2016 при $\sigma_{\text{loc}} = 0$ коэффициент c_{cr} следует определять по таблице 12.

$$\delta = 6.15.$$

$$c_{cr} = 34.81.$$

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = 355000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 14.15\text{ кН/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = 830 / (1.4 \cdot 144) = 4.12\text{ кН/см}^2.$$

Критическое напряжение :

$$\bar{\lambda}_w = 3.44.$$

$$\sigma_{cr} = 34.81 \cdot 23 / 3.44^2 = 67.66\text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{\text{loc,cr}} = 0\text{ кН/см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\mu = 200 / 144 = 1.39;$$

$$R_s = 133\text{ МПа};$$

$$d = h_{ef} = 144\text{ см} (h_{ef} = 144\text{ см} < a = 200\text{ см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144 / 1.4) \cdot \sqrt{(23 / 20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / 1.39^2) \cdot 13.3 / 3.44^2 = 16.13\text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

$$\sqrt{[(14.15/67.66+0)^2+(4.12/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.34 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки во втором отсеке обеспечена.

3 отсек.

$$a = 2\text{ м};$$

$$M = 4470\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 826\text{ кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = 2 \cdot F_{k2} / (t_w \cdot l_{ef}) = 2 \cdot 537.12 / (1.4 \cdot 41.3) = 18.6\text{ кН/см}^2.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = 447000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 17.81 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = 826 / (1.4 \cdot 144) = 4.1 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое напряжение :

$$c_{cr} = 52.8;$$

$$\bar{\lambda}_w = 3.44.$$

$$\sigma_{cr} = 52.8 \cdot 23 / 3.44^2 = 102.623 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\mu = 200 / 144 = 1.39;$$

$$R_s = 133 \text{ МПа};$$

$$d = h_{ef} = 144 \text{ см} \quad (h_{ef} = 144 \text{ см} < a = 200 \text{ см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144 / 1.4) \cdot \sqrt{(23 / 20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / 1.39^2) \cdot 13.3 / 3.44^2 = 16.13 \text{ кН/см}^2.$$

Локальное критическое напряжение :

$$a / h_{ef} = 200 / 144 = 1.39 > 0.8.$$

$$a_1 = 0.67 \cdot h_{ef} = 0.67 \cdot 144 = 96.48 \text{ см}, \text{ т.к. } a / h_{ef} = 1.39 > 1.33.$$

При $a = a_1 = 0.67 \cdot h_{ef}$:

$$l_{ef} = 41.3 \text{ см.}$$

$$\rho = 0.3.$$

$$c_1 = 18.5.$$

$$\delta = 6.15.$$

$$c_2 = 1.7.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 18.5 \cdot 1.7 \cdot 23 / 3.44^2 = 61.13 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

$$\sqrt{[(17.81 / 102.623 + 18.6 / 61.13)^2 + (4.1 / 16.13)^2 / 1.0]} < 1.$$

$0.543 < 1$ – условие выполняется.

При фактическом значении $a / h_{ef} = 1.39$:

Локальное критическое напряжение :

$$c_1 = 8.7.$$

$$c_2 = 2.2.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 8.7 \cdot 2.2 \cdot 23 / 3.44^2 = 37.2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

17

Изм.	Кол.	Лист	№ док
------	------	------	-------

$$\sqrt{[(17.81/102.623+18.6/37.2)^2+(4.1/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.72 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки в третьем отсеке обеспечена.

4 отсек.

$$a = 2\text{ м};$$

$$M = 4390\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 256\text{ кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = 0\text{ кН/см}^2.$$

Следовательно :

$$\delta = 6.15.$$

$$c_{cr} = 34.81.$$

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = 439000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 17.5\text{ кН/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = 256 / (1.4 \cdot 144) = 1.3\text{ кН/см}^2.$$

Критическое напряжение :

$$\bar{\lambda}_w = 3.44.$$

$$\sigma_{cr} = 34.81 \cdot 23 / 3.44^2 = 67.66\text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{\text{loc,cr}} = 0\text{ кН/см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\mu = 200 / 144 = 1.39;$$

$$R_s = 133\text{ МПа};$$

$$d = h_{ef} = 144\text{ см} \quad (h_{ef} = 144\text{ см} < a = 200\text{ см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144 / 1.4) \cdot \sqrt{(23 / 20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / 1.39^2) \cdot 13.3 / 3.44^2 = 16.13\text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

$$\sqrt{[(17.5/67.66+0)^2+(1.3/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.3 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки в четвертом отсеке обеспечена.

5 отсек.

$$a = 2\text{ м};$$

$$M = 3880\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 1280\text{ кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = 2 \cdot F_{kl} / (t_w \cdot l_{ef}) = 2 \cdot 508.32 / (1.4 \cdot 41.3) = 17.6\text{ кН/см}^2.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = 388000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 15.5 \text{ кН/см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = 1280 / (1.4 \cdot 144) = 6.35 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое напряжение :

$$c_{cr} = 52.8;$$

$$\bar{\lambda}_w = 3.44.$$

$$\sigma_{cr} = 52.8 \cdot 23 / 3.44^2 = 102.623 \text{ кН/см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\mu = 200 / 144 = 1.39;$$

$$R_s = 133 \text{ МПа};$$

$$d = h_{ef} = 144 \text{ см} (h_{ef} = 144 \text{ см} < a = 200 \text{ см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144 / 1.4) \cdot \sqrt{(23 / 20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / 1.39^2) \cdot 13.3 / 3.44^2 = 16.13 \text{ кН/см}^2.$$

Локальное критическое напряжение :

$$a / h_{ef} = 200 / 144 = 1.39 > 0.8.$$

$$a_1 = 0.67 \cdot h_{ef} = 0.67 \cdot 144 = 96.48 \text{ см}, \text{ т.к. } a / h_{ef} = 1.39 > 1.33.$$

При $a = a_1 = 0.67 \cdot h_{ef}$:

$$l_{ef} = 41.3 \text{ см}.$$

$$\rho = 0.3.$$

$$c_1 = 18.5.$$

$$\delta = 6.15.$$

$$c_2 = 1.7.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 18.5 \cdot 1.7 \cdot 23 / 3.44^2 = 61.13 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

$$\sqrt{[(15.5 / 102.623 + 17.6 / 61.13)^2 + (6.35 / 16.13)^2 / 1.0]} < 1.$$

$0.6 < 1$ – условие выполняется.

При фактическом значении $a / h_{ef} = 1.39$:

Локальное критическое напряжение :

$$c_1 = 8.7.$$

$$c_2 = 2.2.$$

$$\sigma_{loc,cr} = 8.7 \cdot 2.2 \cdot 23 / 3.44^2 = 37.2 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

$$\sqrt{[(15.5/102.623+17.6/37.2)^2+(6.35/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.74 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки в пятом отсеке обеспечена.

6 отсек.

$$a = 2\text{м};$$

$$M = 2560\text{кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 1280\text{кН}.$$

Локальное напряжение :

$$\sigma_{\text{loc}} = 0\text{кН}/\text{см}^2.$$

Следовательно :

$$\delta = 6.15.$$

$$\sigma_{\text{cr}} = 34.81.$$

Краевое сжимающее напряжение у края стенки :

$$\sigma = 256000 \cdot 144 / (2 \cdot 1806972.3) = 10.2\text{кН}/\text{см}^2.$$

Среднее касательное напряжение в стенке :

$$\tau = 1280 / (1.4 \cdot 144) = 6.35\text{кН}/\text{см}^2.$$

Критическое напряжение :

$$\bar{\lambda}_w = 3.44.$$

$$\sigma_{\text{cr}} = 34.81 \cdot 23 / 3.44^2 = 67.66\text{кН}/\text{см}^2.$$

$$\sigma_{\text{loc,cr}} = 0\text{кН}/\text{см}^2.$$

Критическое касательное напряжение :

$$\mu = 200 / 144 = 1.39;$$

$$R_s = 133\text{МПа};$$

$$d = h_{\text{ef}} = 144\text{см} (h_{\text{ef}} = 144\text{см} < a = 200\text{см});$$

$$\bar{\lambda}_d = (144 / 1.4) \cdot \sqrt{(23 / 20600)} = 3.44;$$

$$\tau_{\text{cr}} = 10.3 \cdot (1 + 0.76 / 1.39^2) \cdot 13.3 / 3.44^2 = 16.13\text{кН}/\text{см}^2.$$

Проверка на устойчивость стенки балки :

$$\sqrt{[(10.2/67.66+0)^2+(6.35/16.13)^2/1.0]} < 1.$$

0.422 < 1 – условие выполняется. Устойчивость стенки в шестом отсеке обеспечена.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

20

Изм. Кол. Лист № док

3.5. Расчет опорных ребер подкрановой балки.

Согласно 8.5.7 СП16.13330.2016 толщина опорного ребра t_r должна быть не менее $3 \cdot b_r \cdot \sqrt{(R_y/E)}$, где b_r – ширина выступающей части, $b_r \geq b_f = 450$ мм.

Принимаем $b_r = 450$ мм.

$$t_r \geq 3 \cdot b_r \cdot \sqrt{(R_y/E)} = 3 \cdot 45 \cdot \sqrt{(23/20600)} = 4.511 \text{ см.}$$

Принимаем $t_r = 5.0$ см.

По ГОСТ 82–70 получаем лист размером 450х50 мм.

По конструктивным соображениям :

$$t_r = 50 \text{ мм} > t_w = 14 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

Требуемая ширина ребра по условию работы его на смятие :

$$b_r = F / (R_p \cdot \gamma_c \cdot t_r) ,$$

где F – опорная реакция подкрановой балки, $F = Q_{\max} = 1340$ кН;

R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности ребра, определяемое по таблице 2 СП16.13330.2016;

$$R_p = R_{un} / \gamma_m ,$$

где γ_m – коэффициент надежности от материалу, принимаемый по таблице 3 СП16.13330.2016, $\gamma_m = 1.025$;

R_{un} – нормативное сопротивление проката, $R_{un} = 370$ МПа (таблица В.5 СП16.13330.2016);

$$R_p = 37 / 1.025 = 36.1 \text{ кН/см}^2 .$$

$$b_r = 1340 / (36.1 \cdot 1.0 \cdot 5.0) = 7.424 \text{ см.}$$

45 см > 7.424 см – отставляем значение ширины опорного ребра равным 45 см.

Выступающая вниз часть опорного ребра :

$$a \leq 1.5 \cdot t_r ;$$

$$a \leq 1.5 \cdot 5 = 7.5 \text{ см;}$$

Принимаем $a = 5$ см.

Проверка на местную устойчивость опорного ребра :

$$b_r / (2 \cdot t_r) \leq 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{(E/R_y)} ;$$

$$45 / (2 \cdot 5) = 4.5 < 0.65 \cdot 1.4 \cdot \sqrt{(20600/23)} = 27.23 - \text{условие выполняется.}$$

Проверка на напряжение смятия :

$$\sigma_p = F / (b_r \cdot t_r) \leq R_p \cdot \gamma_c ;$$

$$\sigma_p = 1340 / (45 \cdot 5) = 6.0 \text{ кН/см}^2 < R_p \cdot \gamma_c = 36.1 \cdot 1.0 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки :

Момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси балки :

$$J_w = t_r \cdot b_r^3 / 12 = 5 \cdot 45^3 / 12 = 37968.75 \text{ см}^4 .$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Площадь поперечного сечения :

$$A_I = b_r \cdot t_r + 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{(E/R_y)} \cdot t_w = 45 \cdot 5 + 0.65 \cdot 1.4 \cdot \sqrt{(20600/23)} \cdot 1.4 = 263.128 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции сечения :

$$i = \sqrt{(J_w/A_I)} = \sqrt{(37968.75/263.128)} = 12.01 \text{ см}.$$

Гибкость :

$$\lambda = h_w/i = 144/12.01 = 12.$$

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{(R_y/E)} = 12 \cdot \sqrt{(23/20600)} = 0.4.$$

По таблице Д1 СП16.13330.2016 определяем коэффициент продольного изгиба, $\varphi = 0.984$.

Проверка устойчивости стержня :

$$\sigma = F/(\varphi \cdot A_I) \leq R_y \cdot \gamma_c ;$$

$$\sigma = 1340/(0.984 \cdot 263.128) = 5.2 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1.0 = 23 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

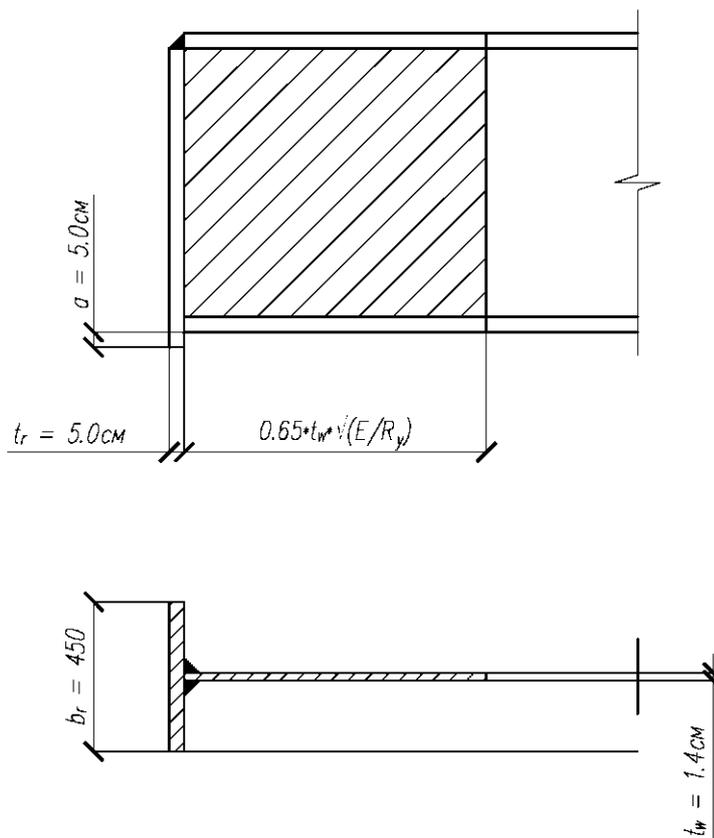


Рис.3.10. Опорное ребро подкрановой балки.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

3.6. Расчет сварных швов подкрановой балки.

1. Расчет поясных сварных швов.

Поясные швы крепления верхнего пояса и стенки помимо продольного сдвигающего усилия, возни – кающего от изгиба балки, воспринимают сосредоточенное усилие от колеса крана. Швы выполняем двусторонние, автоматической сваркой в лодочку сварной проволокой СВ-08 при диаметре сварной проволоки $d = 3-5$ мм.

Сдвигающая сила на 1 см погонной длины балки :

$$T = Q \cdot S_n / J ,$$

где значения Q , S_n , J принимаются для сечения на опоре :

$$Q = Q_{\max} = 1340 \text{ кН.}$$

$$J = J_x = 1806972.3 \text{ см}^4.$$

$$S_n = b_f \cdot t_f \cdot h_z / 2 + t_w \cdot h_w^2 / 8 = 45 \cdot 3 \cdot 148 / 2 + 1.4 \cdot 144^2 / 8 = 13619 \text{ см}^3.$$

$$T = 1340 \cdot 13619 / 1806972.3 = 10.1 \text{ кН/см.}$$

– Расчет по металлу шва :

$$k_f = 1 / (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c) \cdot \sqrt{[T^2 + (F_k / l_{ef})^2]} ,$$

где β_f – коэффициент, принимаемый по таблице 39 СП16.13330.2016, $\beta_f = 1.1$;

R_{wf} – расчетное сопротивление срезу металла шва, принимаемое согласно таблице 4 СП16.13330.2016,

$$R_{wf} = 0.55 \cdot R_{wun} / \gamma_{wn} ,$$

где $R_{wun} = 410$ МПа (таблица Г.2 СП16.13330.2016);

γ_{wn} – коэффициент надежности по материалу шва, $\gamma_{wn} = 1.25$ (примечание табл. 4 СП16.13330.2016);

$$R_{wf} = 0.55 \cdot 41 / 1.25 = 18.04 \text{ кН/см}^2;$$

γ_{wf} – коэффициент условий работы, $\gamma_{wf} = 1.0$;

$$l_{ef} = 41.3 \text{ см};$$

$$F_k = F_{k,\max} = 537.12 \text{ кН};$$

$$k_f = 1 / (1.1 \cdot 18.04 \cdot 1.0 \cdot 1.0) \cdot \sqrt{[10.1^2 + (537.12 / 41.3)^2]} = 0.82 \text{ см} = 8.2 \text{ мм.}$$

– Расчет по металлу границы сплавления :

$$k_f = 1 / (\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c) \cdot \sqrt{[T^2 + (F_k / l_{ef})^2]} ,$$

$$\beta_z = 1.15;$$

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 370 = 166.5 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{wz} = 1.0;$$

$$k_f = 1 / (1.15 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0) \cdot \sqrt{[10.1^2 + (537.12 / 41.3)^2]} = 0.86 \text{ см} = 8.6 \text{ мм.}$$

По конструктивным требованиям п.14.1.7 СП16.13330.2016 :

а) катет углового шва k_f не должен превышать $1.2 \cdot t$, где t – наименьшая из толщин свариваемых элементов, $t = 14$ мм;

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док	ПЗ РГР №2 МК С-41-14				Лист
								23

$$k_f < 1.2 \cdot 14 = 16.8 \text{ мм.}$$

б) катет углового шва k_f должен удовлетворять требованиям расчета и быть не меньше указанного в таблице 38.

$$k_f \geq k_{f,\min};$$

$$\text{где } k_{f,\min} = 10 \text{ мм.}$$

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм} < 16.8 \text{ мм}$ – условие выполняется.

2. Расчет сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки.

Крепление опорного ребра к стенке балки осуществляется двусторонними швами полуавтоматической сваркой сварной проволокой СВ-08 при диаметре сварной проволоки $d = 3-5 \text{ мм}$. Сварку выполняем в лодочку.

– Расчет по металлу шва :

$$k_f = F / (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \Sigma l_w),$$

$$\text{где } \beta_f = 1.1;$$

$$R_{wf} = 18.04 \text{ кН/см}^2;$$

$$\gamma_{wf} = 1.0;$$

Σl_w – длина сварного шва. Принимается равной общей длине сварного шва, уменьшенной на 1 см;

$$\Sigma l_w = h_w - 1 = 144 - 1 = 143 \text{ см};$$

$$k_f = 1340 / (1.1 \cdot 18.04 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 143) = 0.472 \text{ см} = 4.72 \text{ мм.}$$

– Расчет по металлу границы сплавления :

$$k_f = F / (\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \Sigma l_w),$$

$$\beta_z = 1.15;$$

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 370 = 166.5 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{wz} = 1.0;$$

$$k_f = 1340 / (1.15 \cdot 166.5 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 143) = 0.49 \text{ см} = 4.9 \text{ мм.}$$

По конструктивным требованиям п.14.1.7 СП16.13330.2016 :

а) катет углового шва k_f не должен превышать $1.2 \cdot t$, где t – наименьшая из толщин свариваемых элементов, $t = 14 \text{ мм}$;

$$k_f < 1.2 \cdot 14 = 16.8 \text{ мм.}$$

б) катет углового шва k_f должен удовлетворять требованиям расчета и быть не меньше указанного в таблице 38.

$$k_f \geq k_{f,\min};$$

$$\text{где } k_{f,\min} = 12 \text{ мм.}$$

Принимаем $k_f = 12 \text{ мм} < 16.8 \text{ мм}$ – условие выполняется.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Раздел 4.
Конструктивный расчет фермы.

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14			
Изм.	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата	Конструктивный расчет фермы	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Петров					У	1	14
Проверила		Федорова					Кафедра строительных конструкций		
Принял									
Н.контр.									
Утв.									

4.1. Подбор сечения стержней фермы.

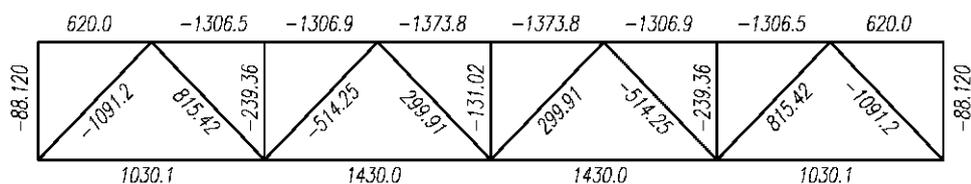


Рис.4.1. Схема усилий в стержнях фермы.

Нумерация элементов фермы приведена на рисунке 2.29.

Выбор толщины фасонки, с помощью которых образуются узлы ферм, производится в зависимости от значения наибольшего расчетного усилия в опорном раскосе, причем толщина фасонки обычно принимается одинаковой для всей фермы.

$$N_{\max} = 1091.2 \text{ кН} \in 750-1150 \text{ кН};$$

Следовательно, принимаем толщину фасонки $t_f = 14 \text{ мм}$.

Для элементов фермы принимаем сталь марки С245.

Подбор сечения нижнего пояса фермы.

Элемент испытывает деформацию растяжения.

$$N_{\max} = 1430.0 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тр}} = N / (R_y \cdot \gamma_c),$$

где R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое по таблице В.3 СП16.13330.2016, $R_y = 240 \text{ МПа}$,

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемое по таблице 1 СП16.13330.2016, $\gamma_c = 0.9$,

$$A_{\text{тр}} = 1430.0 / (24 \cdot 0.9) = 66.2 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = A_{\text{тр}} / 2 = 66.2 / 2 = 33.1 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №12.5 с $A = 37.77 \text{ см}^2$, $b = 125 \text{ мм}$, $t = 16 \text{ мм}$.

$$A_2 = 37.77 \cdot 2 = 75.54 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = N / (A \cdot R_y \cdot \gamma_c) < 1,$$

$$\sigma = 1430.0 / (75.54 \cdot 24 \cdot 0.9) = 0.88 < 1 \text{ – условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Подбор сечения верхнего пояса фермы.

Элемент испытывает деформацию сжатия.

$$N_{\max} = 1373.8 \text{ кН}.$$

Инв. N

подл. Взам. инв. N

Подпись и дата

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тпр}} = N / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c) ,$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый согласно п.7.1.3 СП16.13330.2016.

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y / E} = 100 \cdot \sqrt{24 / 2.06 \cdot 10^4} = 3.4.$$

По таблице Д.1 СП16.13330.2016 определяем коэффициент устойчивости при центральном сжатии :

Тип сечения – с (таблица 7 СП16.13330.2016),

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 0.8,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа},$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тпр}} = 1373.8 / (0.493 \cdot 24 \cdot 0.8) = 145.14 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 145.14 / 2 = 72.57 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №25 с $A = 78.4 \text{ см}^2$, $b = 250 \text{ мм}$, $t = 16 \text{ мм}$, $i = 10.8 \text{ см}$.

$$A_2 = 78.4 \cdot 2 = 156.8 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$\lambda = l_{\text{эфх}} / (2 \cdot i_x) ,$$

где $l_{\text{эфх}}$ – расчетная длина сжатого элемента,

$$l_{\text{эфх}} = l = 3 \text{ м (таблица 24 СП16.13330.2016)},$$

$$\lambda = 300 / 10.8 = 28,$$

$$\bar{\lambda} = 28 \cdot \sqrt{24 / 2.06 \cdot 10^4} = 0.96,$$

$$\varphi = 0.9066.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) < 1,$$

$$\sigma = 1373.8 / (0.9066 \cdot 156.8 \cdot 24 \cdot 0.8) = 0.503 < 1 \text{ – условие выполняется (запас прочности более 20\%).}$$

Подбор сечений опорных раскосов.

Элементы №28, №35 (см. рисунок 2.29).

Элементы испытывают деформации сжатия.

$$N = 1091.2 \text{ кН}.$$

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
			ПЗ РГР №2 МК С-41-14				
Изм.	Кол.	Лист	№ док				

$$\bar{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.4.$$

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 1.0,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа},$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тпр}} = 1091.2 / (0.493 \cdot 24 \cdot 1.0) = 92.22 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 92.22 / 2 = 46.11 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №20 с $A = 47.1 \text{ см}^2$, $b = 200 \text{ мм}$, $t = 12 \text{ мм}$, $i = 8.69 \text{ см}$.

$$A_2 = 47.1 \cdot 2 = 94.2 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$l_{\text{эфх}} = l = 4.35 \text{ м},$$

$$\lambda = 435 / 8.69 = 50.06,$$

$$\bar{\lambda} = 50.06 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 1.71,$$

$$\varphi = 0.793.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 1091.2 / (0.793 \cdot 94.2 \cdot 24 \cdot 1) = 0.61 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Подбор сечений основных раскосов.

Элементы №29, №30, №31, №32, №33, №34 (см. рисунок 2.29).

Подбор сечений элементов №29, №34.

Элементы испытывают деформации растяжения.

$$N = 815.42 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения :

$$R_y = 240 \text{ МПа},$$

$$\gamma_c = 0.9,$$

$$A_{\text{тпр}} = 815.42 / (24 \cdot 0.9) = 37.75 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 37.75 / 2 = 18.875 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №12.5 с $A = 22.0 \text{ см}^2$, $b = 125 \text{ мм}$, $t = 9 \text{ мм}$.

$$A_2 = 22.0 \cdot 2 = 44.0 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 815.42 / (44.0 \cdot 24 \cdot 0.9) = 0.86 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Подбор сечений элементов №30, №33.

Элементы испытывают деформации сжатия.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С–41–14

4

Изм. Кол. Лист N° док

$$N = 514.25 \text{ кН.}$$

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.4.$$

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 0.8,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа,}$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тр}} = 514.25 / (0.493 \cdot 24 \cdot 0.8) = 54.33 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 54.33 / 2 = 27.165 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №16 с $A = 31.4 \text{ см}^2$, $b = 160 \text{ мм}$, $t = 10 \text{ мм}$, $i = 7.04 \text{ см}$.

$$A_2 = 31.4 \cdot 2 = 62.8 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$l_{\text{efx}} = 0.8 \cdot l = 0.8 \cdot 4.35 = 3.48 \text{ м,}$$

$$\lambda = 348 / 7.04 = 49.432,$$

$$\bar{\lambda} = 49.432 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 1.69,$$

$$\varphi = 0.7962.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 514.25 / (0.7962 \cdot 62.8 \cdot 24 \cdot 0.8) = 0.54 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 20%).}$$

Подбор сечений элементов №31, №32.

Элементы испытывают деформации растяжения.

$$N = 299.91 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения :

$$R_y = 240 \text{ МПа,}$$

$$\gamma_c = 0.9,$$

$$A_{\text{тр}} = 299.91 / (24 \cdot 0.9) = 13.9 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 13.9 / 2 = 6.95 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №7 с $A = 8.15 \text{ см}^2$, $b = 70 \text{ мм}$, $t = 6 \text{ мм}$.

$$A_2 = 8.15 \cdot 2 = 16.3 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 299.91 / (16.3 \cdot 24 \cdot 0.9) = 0.852 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности 10%).}$$

Подбор сечений стоек фермы.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

5

Изм. Кол. Лист № док

Элементы №25, №26, №27, №3, №5 (см. рисунок 2.29).

Подбор сечения элементов №25, №27.

Элементы испытывают деформации сжатия.

$$N = 239.36 \text{ кН.}$$

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.4.$$

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 1.0,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа,}$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тр}} = 239.36 / (0.493 \cdot 24 \cdot 1.0) = 20.23 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 20.23 / 2 = 10.115 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509-93 принимаем уголок №9 с $A = 12.3 \text{ см}^2$, $b = 90 \text{ мм}$, $t = 7 \text{ мм}$, $i = 4.21 \text{ см}$.

$$A_2 = 12.3 \cdot 2 = 24.6 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$l_{\text{efx}} = l = 3.15 \text{ м,}$$

$$\lambda = 315 / 4.21 = 74.822,$$

$$\bar{\lambda} = 74.822 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 2.554,$$

$$\varphi = 0.64351.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 239.36 / (0.64351 \cdot 24.6 \cdot 24 \cdot 1) = 0.63 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Подбор сечения элемента №26.

Элемент испытывает деформации сжатия.

$$N = 131.02 \text{ кН.}$$

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.4.$$

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 1.0,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа,}$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тр}} = 131.02 / (0.493 \cdot 24 \cdot 1.0) = 11.0734 \text{ см}^2.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 11.0734/2 = 5.537 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №7 с $A = 6.86 \text{ см}^2$, $b = 70 \text{ мм}$, $t = 5 \text{ мм}$, $i = 3.38 \text{ см}$.

$$A_2 = 6.86 \cdot 2 = 13.72 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$l_{\text{efx}} = l = 3.15 \text{ м},$$

$$\lambda = 315/3.38 = 93.2,$$

$$\bar{\lambda} = 93.2 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.2,$$

$$\varphi = 0.527.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 131.02 / (0.527 \cdot 13.72 \cdot 24 \cdot 1) = 0.76 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Подбор сечения элементов №3, №5.

Элементы испытывают деформации сжатия.

$$N = 88.120 \text{ кН}.$$

Предварительно задаем гибкость $\lambda = 100$.

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.4.$$

$$\varphi = 0.493,$$

$$\gamma_c = 1.0,$$

$$R_y = 240 \text{ МПа},$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{\text{тпр}} = 88.120 / (0.493 \cdot 24 \cdot 1.0) = 7.45 \text{ см}^2.$$

Требуемая площадь сечения на 1 уголок :

$$A_1 = 7.45/2 = 3.725 \text{ см}^2.$$

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок №6.3 с $A = 6.13 \text{ см}^2$, $b = 63 \text{ мм}$, $t = 5 \text{ мм}$, $i = 3.11 \text{ см}$.

$$A_2 = 6.13 \cdot 2 = 12.26 \text{ см}^2.$$

Фактическая гибкость :

$$l_{\text{efx}} = l = 3.15 \text{ м},$$

$$\lambda = 315/3.11 = 101.3,$$

$$\bar{\lambda} = 101.3 \cdot \sqrt{(24/2.06 \cdot 10^4)} = 3.46,$$

$$\varphi = 0.4831.$$

Проверка прочности подобранного сечения :

$$\sigma = 88.120 / (0.4831 \cdot 12.26 \cdot 24 \cdot 1) = 0.62 < 1 \text{ — условие выполняется (запас прочности более 10\%).}$$

Инв. №

подл. и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.	Лист	№ док
------	------	------	-------

4.2. Расчет узлов фермы.

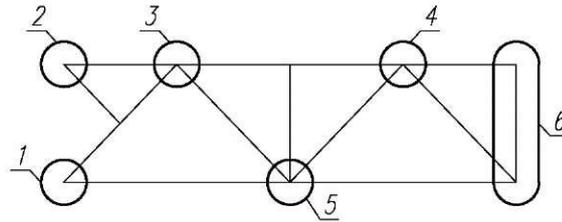


Рис.4.2. К расчету узлов фермы.

Усилия в стержнях фермы приведены на рисунке 4.1.

Нумерация элементов приведена на рисунке 2.29.

Узел 1.

При жестком соединении фермы с колоннами ферма примыкает к колонне и болтами соединяется с внутренним поясом колонны.

Для установки фермы принимаем столик, выполненный из толстого проката (лист толщиной 30 – 40мм). В узле фасонка выпускается вниз на 15–20мм. Размер фасонки определяется глинами швов элементов, сходящихся в узле. Сварка ручная электродом Э–42.

По таблице 38 СП16.13330.2016 $k_{f,min} = 4\text{мм}$.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 28 с фасонкой.

$k_{f,max}$ определяем из следующих условий :

– со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 \cdot t = 0.8 \cdot 1.2 = 0.96\text{см},$$

где t – минимальная из толщин свариваемых элементов.

– со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 \cdot t = 1.2 \cdot 1.2 = 1.44\text{см}.$$

Расчет ведем по металлу шва.

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{N \cdot \frac{z_0}{b}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^{пер} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{1091.2 \cdot \frac{5.37}{20}}{2 \cdot 0.7 \cdot 0.96 \cdot 18.04 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 13.1\text{см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{N \cdot \left(\frac{b - z_0}{b}\right)}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{1091.2 \cdot \left(\frac{20 - 5.37}{20}\right)}{2 \cdot 0.7 \cdot 1.44 \cdot 18.04 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 23\text{см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 13 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 \cdot 1.4 = 1.12\text{см}.$$

Инв. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.4 = 1.68 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{1030.1 * \frac{3.68}{12.5}}{2 * 0.7 * 1.12 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 12 \text{ см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{1030.1 * (\frac{12.5 - 3.68}{12.5})}{2 * 0.7 * 1.68 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 18.2 \text{ см}$$

Определение площади торца фланца :

$$A \geq F / (R_p * \gamma_c) ,$$

$$\text{где } F = N_{28} * \sin \alpha = 1091.2 * \sin 45^\circ = 771.6 \text{ кН};$$

$$R_p = R_{un} / \gamma_m = 370 / 1.025 = 361 \text{ МПа};$$

$$A \geq 771.6 / (361 * 1.0) = 21.374 \text{ см}^2 .$$

Толщина фланца принимается равной 20–25 мм. Принимаем $t_{фл} = 25 \text{ мм}$.

$$b_f = A / t_{фл} = 21.374 / 2.5 = 8.55 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 200 \text{ мм}$.

Принимаем болты диаметром $d = 30 \text{ мм}$, класс прочности – 5.6, отверстия $d = 33 \text{ мм}$, класс точности – В.

Расчетное растягивающее усилие в поясе – 1030.1 кН.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, при растяжении :

$$N_{bt} = R_{bt} * A_{bn} * \gamma_c ,$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление одноболтовых соединений;

$$R_{bt} = 225 \text{ МПа (таблица Г.5 СП16.13330.2016);}$$

A_{bn} – площадь сечения стержня болта по резьбовой части;

$$A_{bn} = 5.61 \text{ см}^2 \text{ (таблица Г.9 СП16.13330.2016);}$$

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1.0$;

$$N_{bt} = 22.5 * 5.61 * 1.0 = 126.225 \text{ кН.}$$

Количество болтов следует определять по формуле :

$$n \geq N / N_{bt} ,$$

$$n \geq 1030.1 / 126.225 = 8.2 = 10 \text{ шт.}$$

Расстояние между болтами принимаем 120 мм.

Принимаем фасонку 450х600 мм.

Толщину опорного столика принимаем 40 мм.

Высоту опорного столика назначаем в зависимости от длины сварного шва :

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
			ПЗ РГР №2 МК С-41-14				
Изм.	Кол.	Лист	N° док				

$$l_{wf} = \frac{1.3 * F}{2 * \beta_f * k_f * R_{wf} * \gamma_{wf} * \gamma_c} = \frac{1.3 * 771.6}{2 * 0.7 * 1.44 * 18.04 * 1 * 1} = 27.6 \text{ см}$$

Принимаем $l_{wf} = 300 \text{ мм}$.

По ГОСТ 82-70 принимаем лист размером 300x40мм.

Узел 2.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 3 с фасонкой.

- $k_{f, \max}$ со стороны пера :

$$k_{f, \max} = 0.8 * 0.5 = 0.4 \text{ см.}$$

- $k_{f, \max}$ со стороны обушка :

$$k_{f, \max} = 1.2 * 0.5 = 0.6 \text{ см.}$$

- длина шва по перу :

$$l_{wf}^{\text{пер}} = \frac{88.120 * \frac{1.74}{6.3}}{2 * 0.7 * 0.4 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 3.41 \text{ см}$$

- длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{\text{об}} = \frac{88.120 * \left(\frac{6.3 - 1.74}{6.3} \right)}{2 * 0.7 * 0.6 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 5.21 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 17 с фасонкой.

- $k_{f, \max}$ со стороны пера :

$$k_{f, \max} = 0.8 * 1.4 = 1.12 \text{ см.}$$

- $k_{f, \max}$ со стороны обушка :

$$k_{f, \max} = 1.2 * 1.4 = 1.68 \text{ см.}$$

- длина шва по перу :

$$l_{wf}^{\text{пер}} = \frac{620 * \frac{6.75}{25}}{2 * 0.7 * 1.12 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 7 \text{ см}$$

- длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{\text{об}} = \frac{620 * \left(\frac{25 - 6.75}{25} \right)}{2 * 0.7 * 1.68 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 12 \text{ см}$$

Принимаем болты диаметром $d = 30 \text{ мм}$, класс прочности - 5.6, отверстия $d = 33 \text{ мм}$, класс точности - В.

Расчетное растягивающее усилие в поясе - 620кН.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, при растяжении :

$$N_{bt} = 22.5 * 5.61 * 1.0 = 126.225 \text{ кН.}$$

Количество болтов :

$$n \geq 620 / 126.225 = 4.912 = 6 \text{ шт.}$$

Расстояние между болтами принимаем 150мм.

Инв. N подл.

Взам. инв. N

Подпись и дата

Принимаем фасонку 370x450мм.

Узел 3.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 28 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 1.2 = 0.96 \text{ см,}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.2 = 1.44 \text{ см.}$$

Расчет ведем по металлу шва.

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{1091.2 * \frac{5.37}{20}}{2 * 0.7 * 0.96 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13.1 \text{ см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{1091.2 * (\frac{20 - 5.37}{20})}{2 * 0.7 * 1.44 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 23 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 29 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.9 = 0.72 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{815.42 * \frac{3.4}{12.5}}{2 * 0.7 * 0.72 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13.2 \text{ см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{815.42 * (\frac{12.5 - 3.4}{12.5})}{2 * 0.7 * 1.08 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 23 \text{ см}$$

Принимаем фасонку 550x1000мм.

Узел 4.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 30 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 1.0 = 0.8 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.0 = 1.2 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{514.25 * \frac{4.3}{16}}{2 * 0.7 * 0.8 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 8 \text{ см}$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Изм.	Кол.	Лист	N ^o док		
------	------	------	--------------------	--	--

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{514.25 * (\frac{16 - 4.3}{16})}{2 * 0.7 * 1.2 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13.41 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 31 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.6 = 0.48 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.6 = 0.72 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{299.91 * \frac{1.94}{7}}{2 * 0.7 * 0.48 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 8 \text{ см}$$

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{299.91 * (\frac{7 - 1.94}{7})}{2 * 0.7 * 0.72 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13 \text{ см}$$

Принимаем фасонку 480x850мм.

Узел 5.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 29 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.9 = 0.72 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{815.42 * \frac{3.4}{12.5}}{2 * 0.7 * 0.72 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13.2 \text{ см}$$

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{815.42 * (\frac{12.5 - 3.4}{12.5})}{2 * 0.7 * 1.08 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 23 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 30 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 1.0 = 0.8 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.0 = 1.2 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{514.25 * \frac{4.3}{16}}{2 * 0.7 * 0.8 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 8 \text{ см}$$

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док		
------	------	------	--------	--	--

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{514.25 * (\frac{16 - 4.3}{16})}{2 * 0.7 * 1.2 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13.41 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 25 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.7 = 0.56 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушки :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.7 = 0.84 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{239.36 * \frac{2.47}{9}}{2 * 0.7 * 0.56 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 6 \text{ см}$$

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{239.36 * (\frac{9 - 2.47}{9})}{2 * 0.7 * 0.84 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 9.2 \text{ см}$$

Принимаем фасонку 500x750мм.

Узел б.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 31 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.6 = 0.48 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушки :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.6 = 0.72 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{299.91 * \frac{1.94}{7}}{2 * 0.7 * 0.48 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 8 \text{ см}$$

– длина шва по обушке :

$$l_{wf}^{об} = \frac{299.91 * (\frac{7 - 1.94}{7})}{2 * 0.7 * 0.72 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 13 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 26 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 0.5 = 0.4 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушки :

$$k_{f,max} = 1.2 * 0.5 = 0.6 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{131.02 * \frac{1.9}{7}}{2 * 0.7 * 0.4 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 4.52 \text{ см}$$

– длина шва по обушке :

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

$$l_{wf}^{об} = \frac{131.02 * (\frac{7 - 1.9}{7})}{2 * 0.7 * 0.6 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 7.3 \text{ см}$$

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 14 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 1.4 = 1.12 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.4 = 1.68 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{1430 * \frac{3.68}{12.5}}{2 * 0.7 * 1.12 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 16 \text{ см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{1430 * (\frac{12.5 - 3.68}{12.5})}{2 * 0.7 * 1.68 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 25 \text{ см}$$

Принимаем фасонку 455x540мм.

Расчет длины сварных швов, соединяющих элемент 20 с фасонкой.

– $k_{f,max}$ со стороны пера :

$$k_{f,max} = 0.8 * 1.4 = 1.12 \text{ см.}$$

– $k_{f,max}$ со стороны обушка :

$$k_{f,max} = 1.2 * 1.4 = 1.68 \text{ см.}$$

– длина шва по перу :

$$l_{wf}^{пер} = \frac{1373.8 * \frac{6.75}{25}}{2 * 0.7 * 1.12 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 14.1 \text{ см}$$

– длина шва по обушку :

$$l_{wf}^{об} = \frac{1373.8 * (\frac{25 - 6.75}{25})}{2 * 0.7 * 1.68 * 18.04 * 1 * 1} + 1 = 25 \text{ см}$$

Принимаем фасонку 475x540мм.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N	

Изм.	Кол.	Лист	N° док		

Раздел 5.
Расчет колонны.

						ПЗ РГР №2 МК С-41-14			
<i>Изм.</i>	<i>Кол.уч</i>	<i>Лист</i>	<i>N док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	Расчет колонны	<i>Стадия</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
Разработал		Петров					У	1	15
Проверила		Федорова					Кафедра строительных конструкций		
Принял									
Н.контр.									
Утв.									

5.1. Определение расчетных длин колонны.

Исходные данные :

Требуется подобрать сечения сплошной верхней и сквозной нижней частей колонны однопролетного производственного здания. Расчетные усилия указаны в таблице 2.2.

Для верхней части колонны в сечении 1 :

$$N = -1173.5 \text{ кН};$$

$$M = 1108.4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 185.47 \text{ кН}.$$

Для нижней части колонны в сечении 1 :

$$N = -3419 \text{ кН};$$

$$M = -1858 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = 244.21 \text{ кН}.$$

Материал колонны С255.

Бетон фундамента класса В12.5.

Расчетные длины для верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы определяем по формулам :

$$l_{x1} = \mu_1 l_1 ;$$

$$l_{x2} = \mu_2 l_2 ,$$

где μ – коэффициент расчетной длины;

l – длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа.

В однопролетной раме с жестким соединением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплен только от поворота.

$$\mu_1 = 2, \mu_2 = 3.$$

Для нижней части колонны :

$$l_{x1} = 2 \cdot 14.95 = 29.9 \text{ м}.$$

Для верхней части колонны :

$$l_{x2} = 3 \cdot 5.85 = 17.55 \text{ м}.$$

Расчетные длины из плоскости рамы для нижней и верхней частей колонны равны соответственно :

$$l_{y1} = H_H = 14.95 \text{ м};$$

$$l_{y2} = H_B - h_B = 5.85 - 1.5 = 4.35 \text{ м}.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

2

Изм. Кол. Лист № док

5.2. Подбор сечения верхней части колонны.

Сечение верхней части колонны принимаем из сварного двутавра высотой $h_B = 500$ мм.

Для симметричного двутавра :

$$i_x \approx 0.42 \cdot h = 0.42 \cdot 50 = 21 \text{ см};$$

$$\rho_x = 0.35 \cdot h = 0.35 \cdot 50 = 17.5 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{x2}/i_x = 1755/21 = 83.6;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{(R_y/E)} = 83.6 \cdot \sqrt{(24/20600)} = 2.854;$$

$$m_x = M/(N \cdot \rho_x) = 110840/(1173.5 \cdot 17.5) = 5.4.$$

Приведенный относительный эксцентриситет :

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x,$$

где η – коэффициент влияния формы сечения.

По таблице Д.2 СП16.13330.2016 определяем значение коэффициента η :

Тип сечения – 5.

$$\bar{\lambda}_x = 2.854 \quad (0 < 2.854 < 5);$$

$$m_x = 5.4 \quad (5 < 5.4 < 20);$$

Принимаем в первом приближении $A_f/A_w = 1$.

$$\eta = 1.4 - 0.02 \cdot \bar{\lambda}_x = 1.4 - 0.02 \cdot 2.854 = 1.343;$$

$$m_{ef} = 1.343 \cdot 5.4 = 7.25.$$

По таблице Д.3 СП16.13330.2016 определяем значение коэффициента устойчивости φ_e :

$$\varphi_e = 0.1471.$$

Требуемая площадь сечения :

$$A_{тр} = N/(\varphi_e \cdot R_y) = 1173.5/(0.1471 \cdot 24) = 332.4 \text{ см}^2.$$

Компоновка сечения.

Принимаем предварительно толщину полок $t_f = 3$ см.

Высота стенки :

$$h_w = h_B - 2 \cdot t_f = 50 - 2 \cdot 3 = 44 \text{ см}.$$

$$m_x = 5.4 \quad (1 < 5.4 < 10);$$

$$\bar{\lambda}_x = 2.854 > 2.$$

Предельная условная гибкость стенки :

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1.2 + 0.35 \cdot 2.854 = 2.2 < 3.1.$$

Требуемая толщина стенки :

$$t_{w,тр} = h_w \cdot \sqrt{(R_y/E)} / \bar{\lambda}_{uw} = 44 \cdot \sqrt{(24/20600)} / 2.2 = 0.7 \text{ см}.$$

Принимаем $t_w = 1$ см.

Включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, т. е. два участка

Инв. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

шириной h_f , примыкающие к полкам :

$$h_f = 0.4 \cdot t_w \cdot \bar{\lambda}_{0w} \cdot \sqrt{E/R_y} = 0.4 \cdot 1 \cdot 2.2 \cdot \sqrt{(20600/24)} = 25.8 \text{ см.}$$

Требуемая площадь полки :

$$A_{f,mp} = (A_{mp} - 2 \cdot t_w \cdot h_f) / 2 = (332.4 - 2 \cdot 1 \cdot 25.8) / 2 = 140.4 \text{ см}^2.$$

Требуемая ширина полки :

$$b_{f,mp} = A_{f,mp} / t_f = 140.4 / 3 = 46.8 \text{ см.}$$

По ГОСТ 82-70 принимаем $b_f = 50$ см. Получаем лист размером 500х30 мм.

Проверка устойчивости полки :

$$b_{ef} / t_f = (50 - 1) / (2 \cdot 3) = 8.17;$$

$$[0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}_x - 0.01 \cdot (1.5 + 0.7 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot m_x] \cdot \sqrt{E/R_y} = [0.36 + 0.1 \cdot 2.584 - 0.01 \cdot (1.5 + 0.7 \cdot 2.584) \cdot 5.4] \cdot \sqrt{(20600/24)} = 12.6;$$

$8.17 < 12.6$ – условие выполняется. Устойчивость полки обеспечена.

Фактическая площадь полки :

$$A_f = b_f \cdot t_f = 50 \cdot 3 = 150 \text{ см}^2.$$

Фактическая площадь стенки :

$$A_w = t_w \cdot h_w = 1 \cdot 44 = 44 \text{ см}^2.$$

Фактическое соотношение площадей :

$$A_f / A_w = 150 / 44 = 3.41 > 1.$$

Следовательно :

$$\eta = 1.4 - 0.02 \cdot \bar{\lambda}_x = 1.4 - 0.02 \cdot 2.854 = 1.343;$$

$$m_{ef} = 1.343 \cdot 5.4 = 7.25.$$

По таблице Д3 СП16.13330.2016 :

$$\varphi_e = 0.1471.$$

Фактическая площадь сечения :

$$A = 2 \cdot t_f \cdot b_f + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 3 \cdot 50 + 1 \cdot 44 = 344 \text{ см}^2.$$

$m_{ef} = 7.25 < 20$ – расчет производим как для внецентренно-сжатого элемента.

Проверку устойчивости внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле :

$$N / (\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) < 1,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, по таблице 1 СП16.13330.2016 $\gamma_c = 1.05$;

$$1173.5 / (0.1471 \cdot 344 \cdot 24 \cdot 1.05) = 0.92 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Проверку устойчивости внецентренно-сжатых стержней сплошного постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле :

$$N / (c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c) < 1,$$

Инв. N

подл. Подпись и дата

Взам. инв. N

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

4

Изм. Кол. Лист N° док

где c – коэффициент, определяем согласно требованиям 9.2.5 СП16.13330.2016;

φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

Относительный эксцентриситет определяется по формуле :

$$m_x = (M/N)/(A/W).$$

Геометрические характеристики сечения :

$$J_x = t_w h_w^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot [(h - t_f) / 2]^2 = 1 \cdot 44^3 / 12 + 2 \cdot 50 \cdot 3 \cdot [(50 - 3) / 2]^2 = 172773.7 \text{ см}^4.$$

$$W_x = 2 \cdot J_x / h = 2 \cdot 172773.7 / 50 = 6911 \text{ см}^3.$$

$$J_y = 2 \cdot t_f \cdot b_f^3 / 12 = 2 \cdot 3 \cdot 50^3 / 12 = 62500 \text{ см}^4.$$

$$i_y = \sqrt{J_y / A} = \sqrt{62500 / 344} = 13.48 \text{ см}.$$

$$\lambda_y = l_{y2} / i_y = 435 / 13.48 = 32.3.$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y / E} = 32.3 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 1.1.$$

По таблице Д1 СП16.13330.2016 $\varphi_y = 0.9375$.

$$m_x = (110840 / 1173.5) / (344 / 6911) = 4.7 < 5.$$

Следовательно :

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x) < 1 ,$$

где β , α – коэффициенты, определяемые по таблице 21 СП16.13330.2016.

Тип сечения – 1.

$$m_x = 4.7 (1 < m_x < 5) : \alpha = 0.65 + 0.05 \cdot m_x = 0.65 + 0.05 \cdot 4.7 = 0.885.$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.1 < 3.14 : \beta = 1.0.$$

$$c = 1 / (1 + 0.885 \cdot 4.7) = 0.2 < 1 - \text{выполняется}.$$

$$1173.5 / (0.2 \cdot 0.9375 \cdot 344 \cdot 24 \cdot 1.05) = 0.722 < 1 - \text{условие выполняется}.$$

Сварные швы, соединяющие стенку и полки, выполняем сплошными, двусторонними. Сварка автомата – чешская сварочной проволокой СВ-08А

Катет шва $k_f < 1.2 \cdot t = 1.2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$. По таблице 38 СП16.13330.2016 $k_{f, \text{min}} = 10 \text{ мм}$.

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм} < 12 \text{ мм}$.

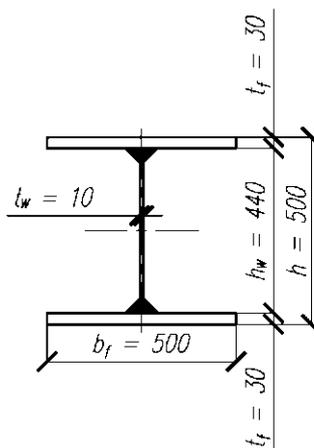


Рис.5.1. Сечение верхней части колонны.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

5.3. Подбор сечения нижней части колонны.

Сечение нижней части колонны сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Высота сечения $h_H = 1500\text{мм}$.

Нагрузка равномерно распределена по нижней части колонны, следовательно :

$$N_1 = N_2 = 3419/2 = 1709.5\text{кН}$$

$$M_1 = M_2 = 1858/2 = 929\text{кН*м}$$

Предварительно задаемся гибкостью $\lambda = 100$;

Условная гибкость :

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{R_y/E} = 100 \cdot \sqrt{24/20600} = 3.4133.$$

Коэффициент продольного изгиба :

$$\varphi = 0.56.$$

Требуемая площадь сечения 1-ой ветви :

$$A_b^{тp} = N_1 / (\varphi R_y) = 1709.5 / (0.56 \cdot 24) = 127.2\text{см}^2.$$

По ГОСТ 26020–83 принимаем двутавр 60Б2 с $A_b = 147.3\text{см}^2$.

Характеристики двутавра 60Б1 :

$$i_y = 24.39\text{см}; \quad i_x = 4.92\text{см};$$

$$J_y = 87640\text{см}^4; \quad J_x = 3561\text{см}^4;$$

Сечение нижней части колонны принимаем в виде двух принятых двутавров.

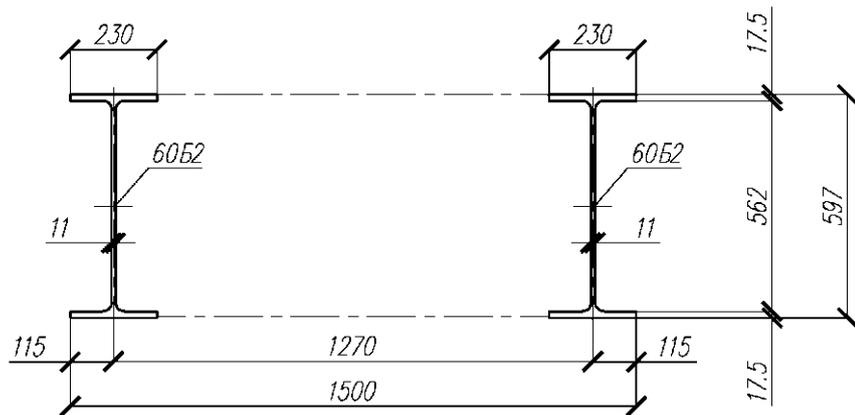


Рис.5.2. Сечение нижней части колонны.

Проверка устойчивости ветвей

Ветви стержня колонны имеют одинаковые параметры, поэтому достаточно проверить на устойчивость одну ветвь.

Из плоскости рамы: $l_y = 14.95\text{м}$.

Гибкость из плоскости рамы :

$$\lambda_y = l_y / i_y = 1495 / 24.39 = 61.3.$$

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док						Лист
									6
ПЗ РГР №2 МК С-41-14									

5.4. Расчет решетки подкрановой части колонны.

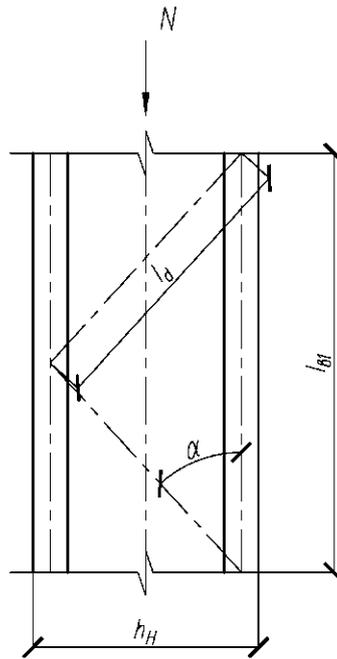


Рис.5.3. К расчету решетки подкрановой части колонны.

Поперечная сила в сечении колонны: $Q_{max} = 244.21 \text{ кН}$.

Условная поперечная сила :

$$Q_{усл} \approx 0.2 \cdot A = 0.2 \cdot 2 \cdot 147.3 = 58.92 \text{ кН} < Q_{max} = 244.21 \text{ кН}.$$

Расчет решетки производим по Q_{max} .

Усилие сжатия в раскосе :

$$N_d = Q_{max} / (2 \cdot \sin \alpha),$$

где α – угол наклона раскоса,

$$\alpha = h_{ст} / l_d = 150 / [\sqrt{(150^2 + (280/2)^2)}] = 0.731, \alpha \approx 47^\circ;$$

$$N_d = 244.21 / (2 \cdot \sin 47^\circ) = 167.04 \text{ кН}.$$

Предварительно принимаем $\lambda_d = 100$.

$$\bar{\lambda}_d = \lambda_d \cdot \sqrt{R_y / E} = 100 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 3.413.$$

$$\varphi = 0.56.$$

Требуемую площадь поперечного сечения на 1 уголок определяем по формуле :

$$A_{d,тр} = N_d / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c),$$

где $\gamma_c = 0.75$ (по таблице 1 СП16.13330.2016 для сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой);

$$A_{d,тр} = 167.04 / (0.56 \cdot 24 \cdot 0.75) = 16.6 \text{ см}^2.$$

Инв. N
Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

8

Изм. Кол. Лист N° док

По ГОСТ 8509–93 принимаем уголок 100х10мм с $A_d = 19.24 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1.96 \text{ см}$.

$$\bar{\lambda}_{\max} = (205/1.96) \cdot \sqrt{(24/20600)} = 3.57.$$

$\varphi = 0.5297$ (кривая устойчивости типа "в").

$N_d/(\varphi A_d) = 167.04/(0.5297 \cdot 19.24) = 16.4 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0.75 = 18 \text{ кН/см}^2$ – условие выпол –
няется.

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня.

Определяем положение центра тяжести :

$$h_0 = h_H - b_g/2 = 150 - 23/2 = 138.5 \text{ см} ,$$

где b_g – ширина полки двутавра.

$$y_1 = y_2 = h_0/2 = 138.5/2 = 69.25 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики всего сечения :

$$A = A_{d1} + A_{d2} = 147.3 + 147.3 = 294.6 \text{ см}^2.$$

$$J_x = A_{d1} \cdot y_1^2 + A_{d2} \cdot y_2^2 = 147.3 \cdot 69.25^2 + 147.3 \cdot 69.25^2 = 1412772.71 \text{ см}^4.$$

$$i_x = \sqrt{(J_x/A)} = \sqrt{(1412772.71/294.6)} = 69.25 \text{ см}.$$

$$\lambda_x = l_x/i_x = 2990/69.25 = 43.18.$$

Приведенная гибкость :

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(\lambda_x^2 + \alpha_f \cdot A/A_{d1})} ,$$

где α_f – коэффициент, зависящий от угла наклона раскосов;

$$\alpha_f = 10 \cdot d^3 / (b^2 \cdot l) = 10 \cdot 205^3 / (150^2 \cdot 140) = 27.35 ,$$

где $d = l_d = 205 \text{ см}$, $b = h_H = 150 \text{ см}$, $l = l_{d1}/2 = 280/2 = 140 \text{ см}$;

A_{d1} – площадь сечения раскосов по двум граням колонны;

$$A_{d1} = 2 \cdot A_d = 2 \cdot 19.24 = 38.48 \text{ см}^2;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{(43.18^2 + 27.35 \cdot 294.6/38.48)} = 45.54.$$

Условная приведенная гибкость :

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{(R_y/E)} = 45.54 \cdot \sqrt{(24/20600)} = 1.5544.$$

Производим проверку на следующие усилия :

$$N = 3419 \text{ кН};$$

$$M = 1858 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Относительный эксцентриситет :

$$m_x = \eta \cdot M \cdot A / (N \cdot J_x) = 69.25 \cdot 185800 \cdot 294.6 / (3419 \cdot 1412772.71) = 0.78474.$$

По таблице Д.4 СП16.13330.2016 определяем коэффициент устойчивости сквозного стержня в плоскости действия момента :

$$\varphi_e = 0.5044.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

9

Изм. Кол. Лист N° док

$3419 / (0.5044 \cdot 294.6) = 23 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1.05 = 25.2 \text{ кН/см}^2$ – условие выполняется.

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Предварительно было принято соотношение жесткостей нижней и верхней частей колонны $J_H/J_B = 5$.

В результате расчета было получено :

$$J_B = J_x^B = 172773.7 \text{ см}^4;$$

$$J_H = J_x^H \cdot \gamma,$$

где γ – коэффициент, учитывающий влияние деформации решетки, $\gamma = 0.9$;

$$J_H = 1412772.71 \cdot 0.9 = 1271495.44 \text{ см}^4.$$

$$J_H/J_B = 1271495.44 / 172773.7 = 7.36.$$

Отличие от принятого около 32%, поэтому расчет рамы уточнять не требуется.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N					Лист
			ПЗ РГР №2 МК С-41-14				
Изм.	Кол.	Лист	N° док				

5.5. Расчет и конструирование базы колонны.

Ширина нижней части колонны превышает 1м, поэтому проектируем базу раздельного типа.

База состоит из опорной плиты и траверса.

1. Расчет опорной плиты.

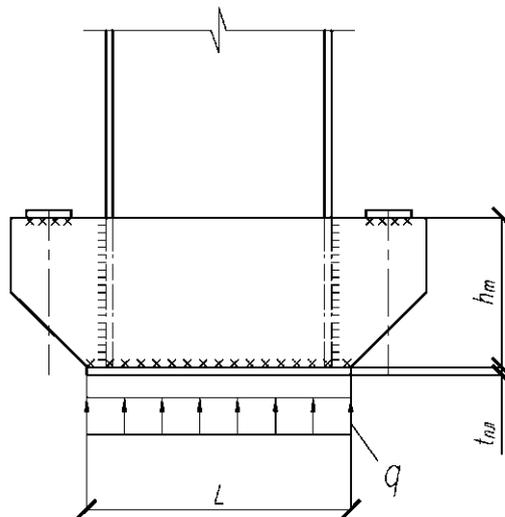


Рис.5.4. Расчетная схема опорной плиты.

Назначаем марку бетона фундамента В12.5.

Определяем расчетное сопротивление материала фундамента осевому сжатию :

$$R_f = R_b \cdot \gamma ,$$

где γ – поправочный коэффициент;

Так как база колонны рассчитывается до проектирования фундамента, $\gamma = 1.2$;

R_b – расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие;

$$R_b = 0.75 \text{ кН/см}^2 \text{ (таблица 6.8 СП63.13330.2016).}$$

$$R_f = 0.75 \cdot 1.2 = 0.9 \text{ кН/см}^2 .$$

Определяем размеры опорной плиты :

Усилия в ветвях колонны симметричные, поэтому достаточно произвести расчет опорной плиты для одной ветви колонны.

Усилия в 1-ой ветви колонны :

$$N = 1709.5 \text{ кН.}$$

$$M = 929 \text{ кН*м.}$$

Требуемая площадь плиты :

$$A_{пл,тр} = N/R_f = 1709.5/0.9 = 1899.44 \text{ см}^2 .$$

Назначаем ширину опорной плиты :

$$B = b + 2 \cdot t_m + 2 \cdot c ,$$

где b – ширина ветви колонны, $b = 230 \text{ мм}$;

Инв. N

подл. Подпись и дата

Инв. N подл.

t_m – толщина траверсы, принимаем предварительно $t_m = 10$ мм;

c – свес плиты;

$$c < \sqrt{(5.33 \cdot R_y / R_\phi)} = \sqrt{(5.33 \cdot 24 / 1.02)} = 11.2 \text{ см};$$

По конструктивным соображениям свес плиты должен быть не менее 4 см.

Принимаем $c = 4$ см.

$$B = 23 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 33 \text{ см.}$$

Принимаем $B = 35$ см.

Определяем длину опорной плиты :

$$L = A_{\text{пл,тр}} / B = 1899.44 / 35 = 52.3 \text{ см.}$$

По конструктивным требованиям принимаем $L = 70$ см.

Площадь опорной плиты :

$$A = B \cdot L = 35 \cdot 70 = 2450 \text{ см}^2 > A_{\text{пл,тр}} = 1899.44 \text{ см}^2.$$

Определяем реактивное давление фундамента :

$$q = N / A < R_f ;$$

$$q = 1709.5 / 2450 = 0.698 \text{ кН/см}^2 < R_f = 0.9 \text{ кН/см}^2 \text{ – условие выполняется.}$$

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты :

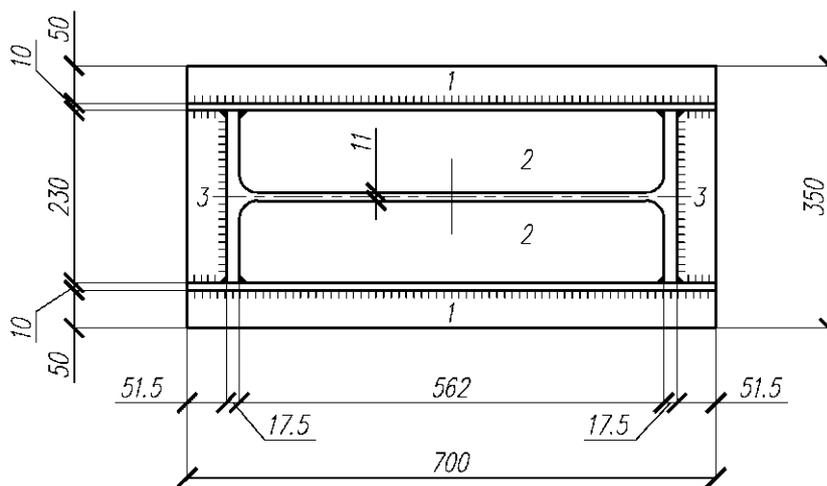


Рис.5.5. К расчету изгибающих моментов отдельных участков опорной плиты.

Опорная плита разделяется на участки :

1 – консольные;

2 – опертые на четыре стороны;

3 – опертые на три стороны.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле :

$$M = \alpha \cdot q \cdot d^2 ,$$

где α – коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения сторон;

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

d – размер участка.

– 1 участок :

$$d = 50 \text{ мм};$$

$$\alpha = 0.5;$$

$$M = 0.5 \cdot 0.698 \cdot 5^2 = 8.725 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

– 2 участок :

$$d = a = 230/2 - 11/2 = 109.5 \text{ мм} = 10.95 \text{ см};$$

$$b = 56.2 \text{ см};$$

$$b/a = 56.2/10.95 = 5.1324;$$

$$\alpha = 0.125 \quad (b/a = 5.1324 > 2);$$

$$M = 0.125 \cdot 0.698 \cdot 10.95^2 = 10.5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

– 3 участок :

$$d = a_1 = 23 \text{ см};$$

$$b_1 = 5.15 \text{ см};$$

$$b_1/a_1 = 5.15/23 = 0.224;$$

$b_1/a_1 = 0.224 < 0.5$ – плита рассчитывается как консольная с вылетом, равным $d = b_1 = 5.15 \text{ см}$.

$$\alpha = 0.5;$$

$$M = 0.5 \cdot 0.698 \cdot 5.15^2 = 9.26 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Выбираем максимальное значение изгибающего момента :

$$M_{\max} = 10.5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Определяем требуемую толщину плиты :

$$t_{\text{пл}}^{\text{тп}} = \sqrt{[6 \cdot M_{\max} / (R_y \cdot \gamma_c)]} = \sqrt{[6 \cdot 10.5 / (24 \cdot 1.05)]} = 1.6 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{\text{пл}} = 20 \text{ мм}$.

2. Расчет траверсы.

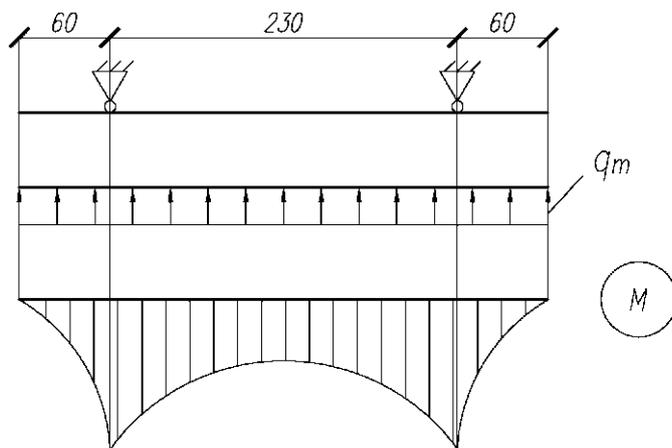


Рис.5.6. Расчетная схема траверсы.

Инв. N подл. Подпись и дата Взам. инв. N

Изм.	Кол.	Лист	N° док

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передаем на траверсы через четыре угловых шва. Принимаем ручную сварку электродами Э42, $k_f = 10\text{мм}$.

По таблице 39 СП16.13330.2016 :

$$\beta_f = 0.7;$$

$$\beta_z = 1.0;$$

$$R_{wf} = 0.55 \cdot R_{wun} / \gamma_{wm} = 0.55 \cdot 410 / 1.25 = 180.4\text{МПа};$$

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 370 = 166.5\text{МПа};$$

$$\gamma_{wf} = 1.0;$$

$$\gamma_{wz} = 1.0.$$

Высоту траверсы определяем по формулам :

$$h_m = [N / (4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c)] + 1\text{см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f;$$

$$h_m = [N / (4 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c)] + 1\text{см} < 85 \cdot \beta_z \cdot k_f;$$

$$h_m = [1709.5 / (4 \cdot 0.7 \cdot 1.0 \cdot 18.04 \cdot 1.0 \cdot 1.05)] + 1\text{см} = 33.232\text{см} < 85 \cdot 0.7 \cdot 1.0 = 59.5\text{см};$$

$$h_m = [1709.5 / (4 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 16.65 \cdot 1.0 \cdot 1.05)] + 1\text{см} = 25.45\text{см} < 85 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 85\text{см}.$$

Принимаем $h_m = 40\text{см}$.

Проверка прочности траверсы по нормальным напряжениям.

Определяем равномерно распределенную нагрузку на траверсу от реактивного давления фундамента :

$$q_m = q \cdot B / 2 = 0.698 \cdot 35 / 2 = 12.215\text{кН/см}.$$

Изгибающий момент в траверсе :

$$M_m = q_m \cdot d_m^2 / 2 = 12.215 \cdot 6^2 / 2 = 219.87\text{кН*см}.$$

$$\sigma = 6 \cdot M_m / (t_m \cdot h_m^2) = 6 \cdot 219.87 / (1.0 \cdot 40^2) = 0.845\text{кН/см} < R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 1.05 = 25.2\text{кН/см}^2.$$

Толщину швов, прикрепляющих траверсу к плите, принимают максимальной по металлу шва и метал – лу границы сплавления :

$$k_f = N_m / (\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c);$$

$$k_f = N_m / (\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c).$$

Принимаем ручную сварку электродами Э42.

По таблице 39 СП16.13330.2016 :

$$\beta_f = 0.7;$$

$$\beta_z = 1.0;$$

$$R_{wf} = 180.4\text{МПа};$$

$$R_{wz} = 166.5\text{МПа}.$$

Усилие, приходящее на траверсу :

$$N_m = q_m \cdot L = 12.215 \cdot 70 = 855.05\text{кН}.$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Изм.	Кол.	Лист	N° док					Лист
				ПЗ РГР №2 МК С-41-14				14

Длина швов, прикрепляющих траверсу к плите :

$$l_w = 2 \cdot [(70-1) + 2 \cdot (5.15-1)] = 154.6 \text{ см.}$$

- по металлу шва :

$$k_f = 855.05 / (0.7 \cdot 154.6 \cdot 18.04 \cdot 1.05) = 0.42 \text{ см} = 4.2 \text{ мм.}$$

- по металлу границы сплавления :

$$k_f = 855.05 / (1.0 \cdot 154.6 \cdot 16.65 \cdot 1.05) = 0.32 \text{ см} = 3.2 \text{ мм.}$$

По конструктивным требованиям :

1. $k_f \geq k_{f,min}$, по таблице 38 СП16.13330.2016 $k_{f,min} = 6 \text{ мм.}$

2. $k_f < 1.2 \cdot t = 1.2 \cdot 10 = 12 \text{ мм.}$

Принимаем $k_f = 8 \text{ мм.}$

3. Расчет анкерных болтов.

Принимаем болты из стали марки ВстЗкл2 ($R_{ba} = 18.5 \text{ кН/см}^2$).

Определяем расчетную нагрузку, приходящуюся на растянутые болты :

$$P = (M - N \cdot y_2) / h_0 = (92900 - 1709.5 \cdot 69.25) / 138.5 < 0;$$

Следовательно, расчетную нагрузку определяем только от усилия :

$$P = N \cdot y_2 / h_0 = 1709.5 \cdot 69.25 / 138.5 = 854.75 \text{ кН.}$$

Определяем требуемую площадь сечения болтов :

$$A_{sa}^{mp} = k_0 \cdot P / R_{ba} = 1.05 \cdot 854.75 / 18.5 = 48.513 \text{ см}^2.$$

Принимаем два анкерных болта.

Требуемая площадь сечения на 1 болт :

$$A_{sa1}^{mp} = A_{sa}^{mp} / 2 = 48.513 / 2 = 24.26 \text{ см}^2.$$

По таблице 10 пособия к СНиП 2.09.03-85 принимаем болт с диаметром резьбы М64 ($d = 64 \text{ мм,}$

$$A_{sa1} = 26.75 \text{ см}^2).$$

$$A_{sa} = 2 \cdot 26.75 = 53.5 \text{ см}^2 > A_{sa}^{mp} = 48.513 \text{ см}^2.$$

Глубина заделки анкерных болтов :

$$H = 15 \cdot d = 15 \cdot 0.064 = 0.96 \text{ м.}$$

Взам. инв. N

Подпись и дата

Инв. N подл.

Список использованной литературы.

1. СП 16.13330.2016 "Стальные конструкции". Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Издание официальное. Москва, 2016г.
2. Ю. И. Кудишин, "Металлические конструкции". 10-е издание, стереотипное. Учебник для студентов высших учебных заведений. Издательский центр "Академия". – М.: 2007г. – 688с.
3. А. П. Мандриков "Примеры расчета металлических конструкций". 2-е издание, переработанное и дополненное. Учебное пособие для техникумов. – М.: Стройиздат, 1991г. – 431с.

Инв. N подл.	Подпись и дата	Взам. инв. N						Лист
							ПЗ РГР №2 МК С-41-14	89
Изм.	Кол.	Лист	№ док					

Спецификация металла.

Марка	Поз.	Колич.		Сечение и марка стали	Масса, кг			Примечание
		м.	н.		шт.	общ.	всего.	
ПБ-1	1	2	-	$\frac{450 \times 30 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=11890$	1260.043	2520.1		
	2	2	-	$\frac{450 \times 50 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1520$	268.5	537		
	3	1	-	$\frac{1440 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=11890$	1881.7	1881.7		
	4	10	-	$\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1380$	8.7	87		
	1% на сварные швы						50.26	5076.06
К-1	5	18	-	$\frac{300 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=800$	18.84	339.12		
	6	2	-	$\frac{300 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=350$	8.243	16.5		
	7	2	-	$\frac{170 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=290$	3.87	7.74		
	8	2	-	$\frac{100 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=100$	0.785	1.57		
	9	2	-	$\frac{L 100 \times 10 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=920$	13.9	27.8		
	10	18	-	$\frac{L 100 \times 10 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1290$	19.48	350.64		
	11	2	-	$\frac{L 100 \times 10 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1325$	20.01	40.02		
	12	2	-	$\frac{I 6052 \text{ ГОСТ } 26020-83}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=14860$	1717.82	3435.64		
	13	4	-	$\frac{400 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1100$	34.54	138.16		
	14	2	-	$\frac{350 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=700$	38.47	76.94		
	15	4	-	$\frac{120 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=290$	5.5	22.0		
	16	2	-	$\frac{275 \times 30 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=700$	45.33	90.7		
	17	2	-	$\frac{175 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=880$	24.18	48.36		
	18	1	-	$\frac{270 \times 12 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=700$	17.8	17.8		
	19	1	-	$\frac{550 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=630$	55.4	55.4		
	20	2	-	$\frac{175 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=350$	9.62	19.24		
	21	2	-	$\frac{500 \times 30 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=5850$	688.84	1377.68		
	22	1	-	$\frac{440 \times 10 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=5850$	202.06	202.06		
	23	1	-	$\frac{560 \times 20 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1260$	110.78	110.78		
	24	1	-	$\frac{700 \times 12 \text{ ГОСТ } 82-70}{C255 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1260$	83.1	83.1		
1% на сварные швы						64.613	6525.863	
Ф-1	25	2	-	$\frac{L 250 \times 16 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=11535$	709.98	1420		
	26	2	-	$\frac{L 125 \times 16 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=11535$	342.013	684.026		
	27	2	-	$\frac{L 63 \times 5 \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1645$	7.912	15.824		

Инв. N подл. Подпись и дата. Взам. инв. N

Лист

ПЗ РГР №2 МК С-41-14

90

Изм. Кол. Лист N° док

Марка	Поз.	Колич.		Сечение и марка стали	Масса, кг			Примечание
		м.	н.		шт.	общ.	всего.	
Φ-1	28	2	-	$\frac{L_{200 \times 12} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=3510$	129.8	259.6		
	29	2	-	$\frac{L_{125 \times 9} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=3585$	62.02	124.04		
	30	2	-	$\frac{L_{90 \times 7} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=2675$	25.787	51.574		
	31	2	-	$\frac{L_{160 \times 10} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=3570$	88.072	176.144		
	32	2	-	$\frac{L_{70 \times 6} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=3635$	23.23	46.46		
	33	1	-	$\frac{L_{70 \times 5} \text{ ГОСТ } 8509-93}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=2320$	12.5	12.5		
	34	1	-	$\frac{200 \times 25 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=450$	17.663	17.663		
	35	1	-	$\frac{370 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=450$	18.3	18.3		
	36	1	-	$\frac{200 \times 25 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=600$	23.55	23.55		
	37	1	-	$\frac{450 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=600$	29.673	29.673		
	38	1	-	$\frac{550 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=1000$	60.445	60.445		
	39	1	-	$\frac{500 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=750$	44.213	44.213		
	40	1	-	$\frac{400 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=700$	30.772	30.772		
	41	1	-	$\frac{480 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=850$	44.84	44.84		
	42	1	-	$\frac{455 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=540$	27.0	27.0		
	43	1	-	$\frac{475 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=540$	28.19	28.19		
	44	1	-	$\frac{140 \times 8 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=350$	3.08	3.08		
	45	2	-	$\frac{140 \times 6 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=150$	0.99	1.98		
	46	1	-	$\frac{95 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=330$	3.45	3.45		
	47	2	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=220$	1.45	2.9		
	48	2	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=145$	0.96	1.92		
	49	2	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=110$	0.73	1.46		
	50	2	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=180$	1.187	2.374		
	51	2	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=90$	0.6	1.2		
	52	4	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=145$	0.956	3.824		
	53	7	-	$\frac{60 \times 14 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=270$	1.78	12.46		
	54	1	-	$\frac{200 \times 12 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=500$	9.42	9.42		
	55	2	-	$\frac{200 \times 12 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=700$	13.19	26.38		
56	1	-	$\frac{200 \times 12 \text{ ГОСТ } 82-70}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88} L=320$	6.029	6.029			
1% на сварные швы					31.913	3223.204		

2.5. Учебно-методическое и информационное обеспечение дисциплины

Рекомендуемая основная литература.

№	Название
1.	Морозова Д.В. Проектирование металлических конструкций одноэтажных промышленных зданий [Электронный ресурс] : учебное пособие / Д.В. Морозова, Н.Н. Демидов. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2015. — 178 с. — 975-5-7264-1155-2. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/39646.html
2.	Колотов О.В. Металлические конструкции [Электронный ресурс] : учебное пособие / О.В. Колотов. — Электрон.текстовые данные. — Нижний Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2010. — 100 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/16014.html
3.	Парлашкевич В.С. Проектирование и расчет металлических конструкций рабочих площадок [Электронный ресурс] : учебное пособие / В.С. Парлашкевич, А.А. Василькин, О.Е. Булатов. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2014. — 168 с. — 978-5-7264-0794-4. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/23736.html

Рекомендуемая дополнительная литература

№	Название
1.	Агеева Е.Ю. Особенности применения вантовых конструкций в зрелищных зданиях [Электронный ресурс] : учебное пособие для вузов / Е.Ю. Агеева, А.И. Спиридонова. — Электрон.текстовые данные. — Нижний Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 78 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/54950.html
2.	Беляева С.Ю. Расчёт и конструирование несущих элементов каркаса однопролётного здания [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / С.Ю. Беляева, Д.Н. Кузнецов. — Электрон.текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 138 с. — 978-5-89040-545-6. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/55028.html
3.	Белов В.А. Моделирование и расчёт металлических конструкций зданий и сооружений [Электронный ресурс] : монография / В.А. Белов, К. Круль. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2012. — 160 с. — 978-5-7264-0643-5. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/20012.html
4.	Демидов Н.Н. Усиление стальных конструкций [Электронный ресурс] : учебное пособие / Н.Н. Демидов. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2016. — 85 с. — 978-5-7264-1326-6. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/49869.html
5.	Жидков К.Е. Проектирование балочных конструкций [Электронный ресурс] : методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Конструкции городских зданий и сооружений» для студентов очной формы обучения направления 08.03.01 «Строительство» профиля «Городское строительство» / К.Е. Жидков, А.С. Семенов. — Электрон.текстовые данные. — Липецк: Липецкий государственный технический университет, ЭБС АСВ, 2016. — 27 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/73086.html
6.	Колоколов С.Б. Автоматизированное проектирование стального балочного перекрытия [Электронный ресурс] : учебное пособие / С.Б. Колоколов, О.В. Никулина, С.В. Лисов. — Электрон.текстовые данные. — Оренбург: Оренбургский государственный университет, ЭБС АСВ, 2014. — 136 с. —

	2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/33619.html
7.	Колоколов С.Б. Практикум по металлическим конструкциям [Электронный ресурс] : учебное пособие / С.Б. Колоколов. — Электрон.текстовые данные. — Оренбург: Оренбургский государственный университет, ЭБС АСВ, ИПК «Университет», 2016. — 179 с. — 978-5-7410-1507-0. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/69928.html
8.	Колодѣжнов С.Н. Балочные стальные конструкции. Расчѣт и проектирование [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / С.Н. Колодѣжнов, Д.Н. Кузнецов, А.В. Панин. — Электрон.текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 74 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/59109.html
9.	Расчет и проектирование несущих конструкций стального каркаса здания [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / С.Н. Колодѣжнов [и др.]. — Электрон.текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 95 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/55057.html
10.	Нехаев Г.А. Легкие металлические конструкции [Электронный ресурс] : учебное пособие / Г.А. Нехаев. — Электрон.текстовые данные. — Саратов: Вузовское образование, 2012. — 91 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/21546.html
11.	Панин А.В. Вертикальные цилиндрические резервуары. Расчет и проектирование [Электронный ресурс] : учебное пособие / А.В. Панин. — Электрон.текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 97 с. — 978-5-89040-577-7. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/60714.html
12.	Румянцева И.А. Металлические конструкции, включая сварку. Аттестационные тесты [Электронный ресурс] / И.А. Румянцева. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московская государственная академия водного транспорта, 2009. — 55 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/49381.html
13.	Румянцева И.А. Металлические конструкции, включая сварку [Электронный ресурс] : учебное пособие / И.А. Румянцева. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московская государственная академия водного транспорта, 2005. — 177 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/49208.html
14.	Расчет и проектирование несущих конструкций стального каркаса здания [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / С.Н. Колодѣжнов [и др.]. — Электрон.текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. — 95 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/55057.html
15.	Справочные материалы для проектирования стальных конструкций [Электронный ресурс] : учебно-справочное пособие для студентов направления 270800 «Строительство» и 271101 «Строительство уникальных зданий и сооружений» / . — Электрон. текстовые данные. — Воронеж: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2016. — 197 с. — 978-5-89040-587-6. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/59145.html
16.	"Строительные конструкции: "Металлические конструкции", "Железобетонные и каменные конструкции", "Конструкции из дерева и пластмасс" [Электронный ресурс] : Учебное пособие / Малбиев С.А, Телоян А.Л., Марабаев Н.Л. - М. : Издательство АСВ, 2008." - http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930935684.html
17.	Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование. Исследовательские задачи [Электронный ресурс] : Учебное пособие для студ. высш. учеб.заведений / Под ред. проф. Нилова А.А. - М. : Издательство АСВ, 2010. - http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930935646.html
18.	Металлические конструкции [Электронный ресурс] : Учебник / Н.С. Москалев, Я.А. Пронозин. - М. : Издательство АСВ, 2010. - http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN5930935009.html

19.	<p>Расчет и проектирование конструкций рабочей площадки [Электронный ресурс] : методические указания по выполнению курсового проекта для студентов специалитета направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, профиль «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений» / . — Электрон. текстовые данные. — М. : Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2016. — 62 с. — 978-5-7264-1289-4. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/48038.html</p>
20.	<p>Руднев И.В. Проектирование и расчет пространственных каркасов зданий и сооружений в современных системах автоматизированного проектирования [Электронный ресурс] : учебное пособие / И.В. Руднев, М.М. Соболев. — Электрон.текстовые данные. — Оренбург: Оренбургский государственный университет, ЭБС АСВ, 2016. — 102 с. — 978-5-7410-1610-7. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/69934.html</p>
21.	<p>Румянцева И.А. Проектирование стальной фермы [Электронный ресурс] : методические рекомендации для выполнения курсового проекта / И.А. Румянцева. — Электрон.текстовые данные. — М. : Московская государственная академия водного транспорта, 2016. — 104 с. — 2227-8397. — Режим доступа: http://www.iprbookshop.ru/65679.html</p>

Колонна К-1

Схема связей по нижним поясам ферм

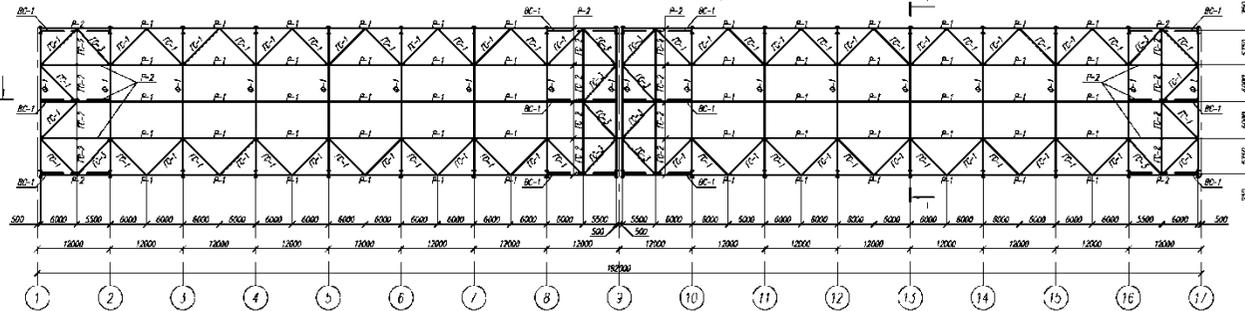
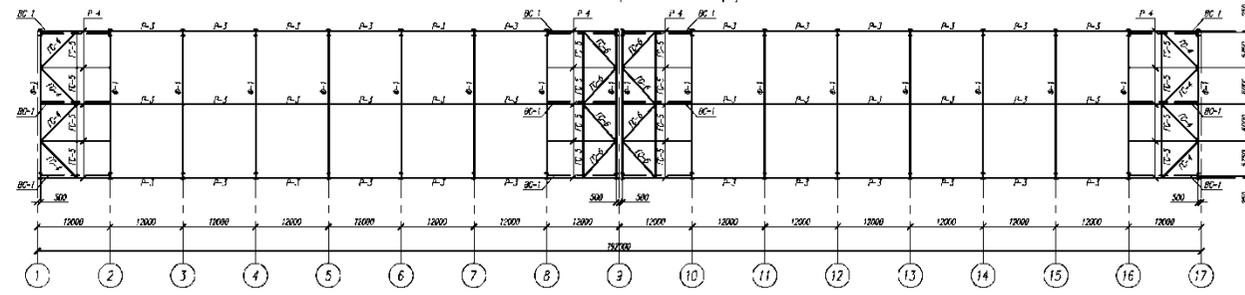
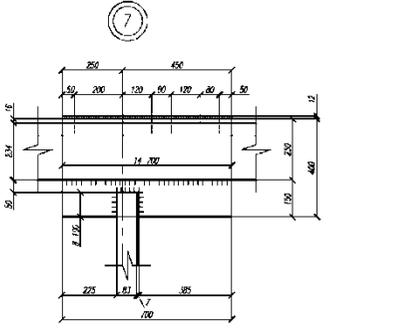
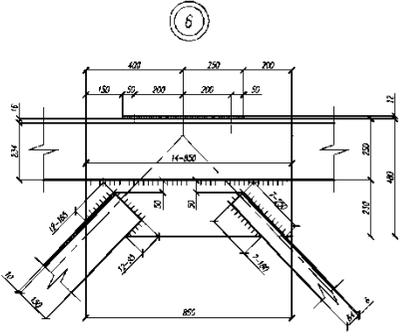
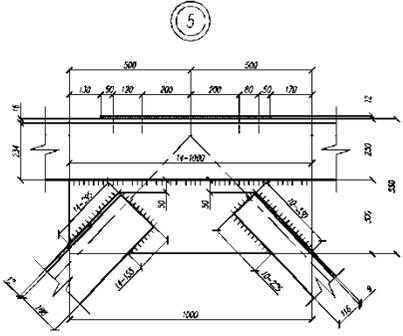
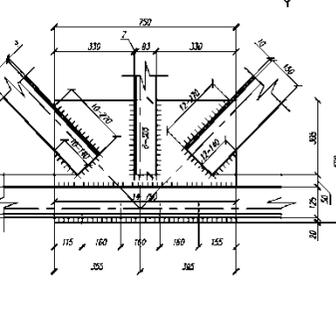
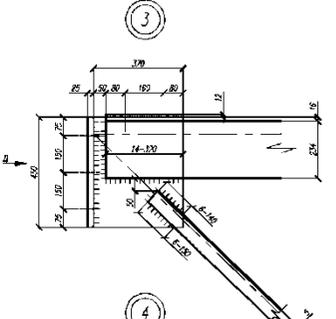
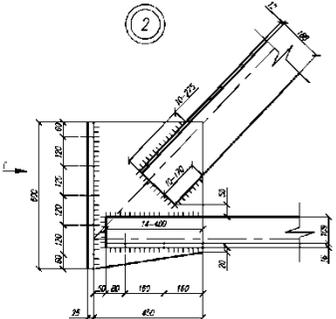
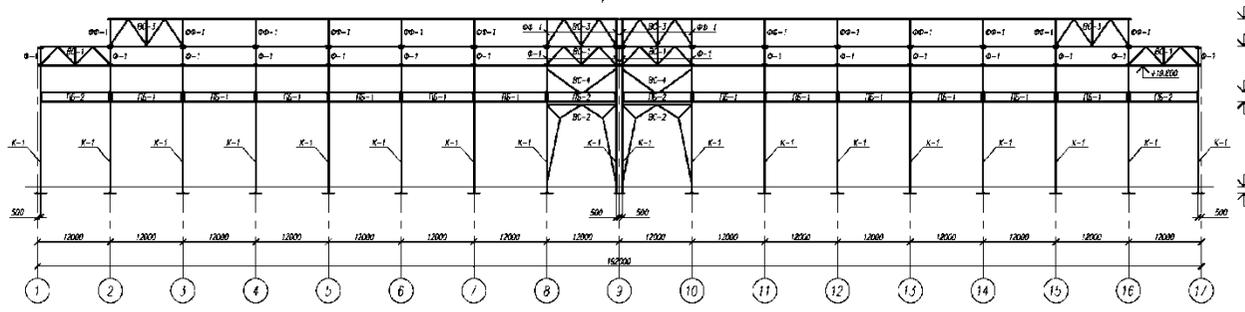


Схема связей по верхним поясам ферм



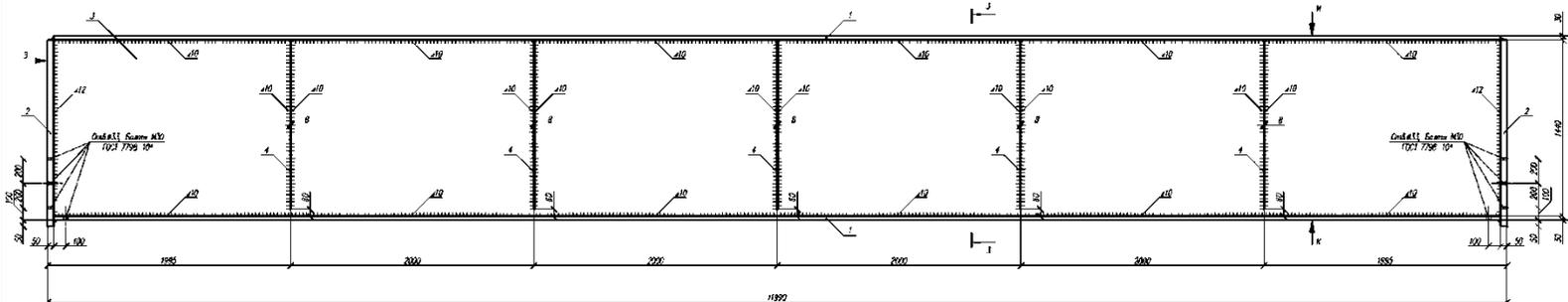
Разрез 2-2



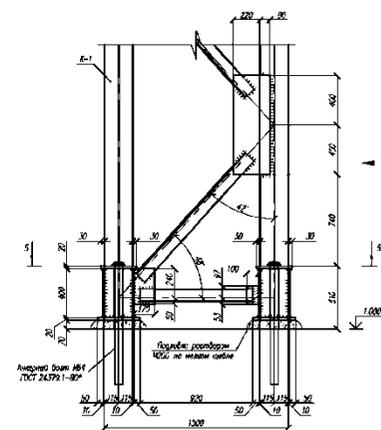
- 1. Исполнение монтажной арматуры согласно требованиям СП 76.133.30.2016.
- 2. Сварные швы определяются маркой К-1. Высоты привала сварки определяются СП2 по ГОСТ 9467-76.
- 3. Все сварные швы определяются маркой К-1, режимы сварки - Т100.
- 4. Спецификации материалов приведены в пояснительной записке.
- 5. Материал конструктивной стали - С235.
- 6. Все несвариваемые соединения диаметром 25мм, болты шпильки марки М20 по ГОСТ 7798-10.
- 7. Все несвариваемые соединения диаметром 50мм - 5мм.
- 8. Прочие несвариваемые соединения шпильки выполняются по ГОСТ 2245-76.
- 9. Монтаж шпильки выполняются ручной электросваркой сваркой по ГОСТ 5264-80.
- 10. Спецификации С2-08/А по ГОСТ 9467-76.
- 11. Все несвариваемые материалы конструктивной арматуры шпильки 10А-115 по ГОСТ 5465-76 в 2 слоя по одному слою арматуры 10А-021 по ГОСТ 25128-82 по периметру внешней опалубки обеспечивается с целью повысить оплываемость металлических конструкций.
- 12. Угловой катаный стальной с высотой 7, 3.

ИЗМ. № 001. Проектная и конструкторская				ЧТУ ООО МК С-41-14			
				г. Тверь			
Имя	Фамилия	Имя	Фамилия	Должность	Сторона	Лист	Листов
Проектировщик	Полухин А.В.	Конструктор	Полухин А.В.	Мастер производственного участка	у	2	3
Лицевая				Состоит sheets по общей части вех.			
Начальник				Состоит sheets по общей части вех.			
Уд.				Разрез 2-2, Колонна К-1, Имя 2.14.5.9.			

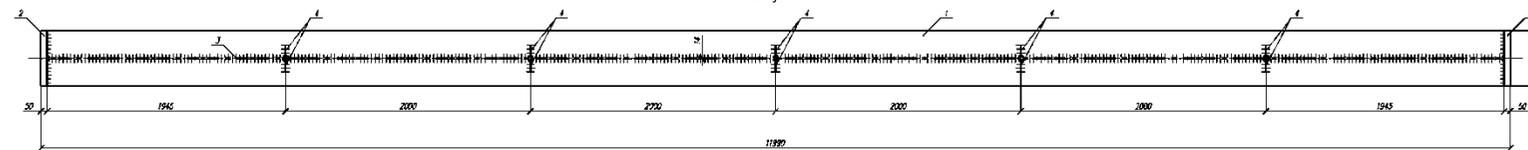
Подкрановая балка ПБ-1



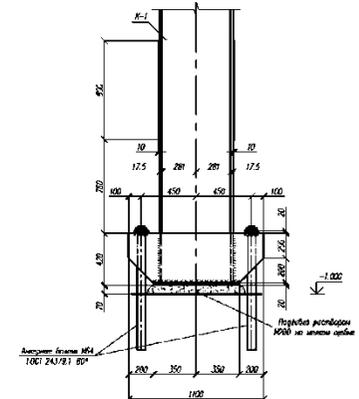
Узел Г



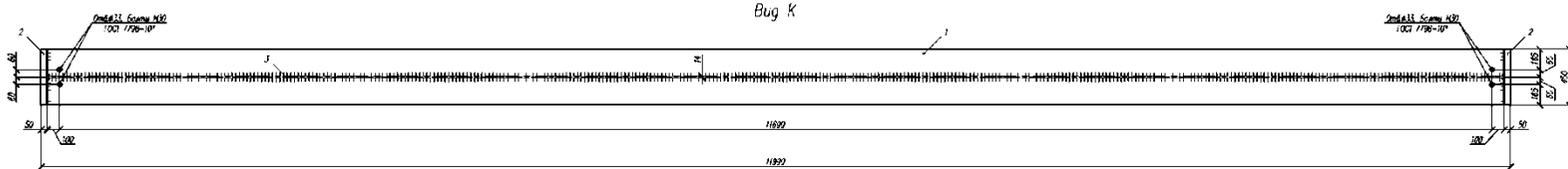
Bug И



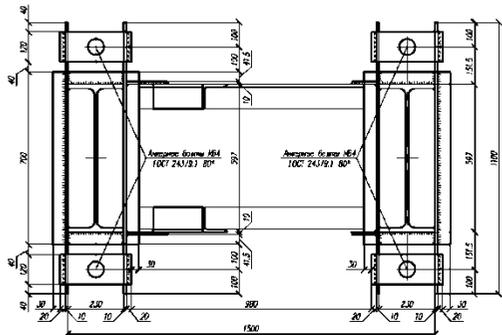
Bug А



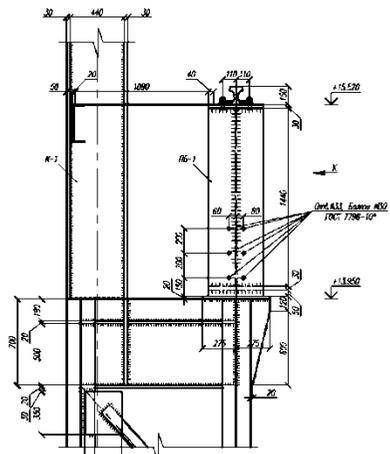
Bug К



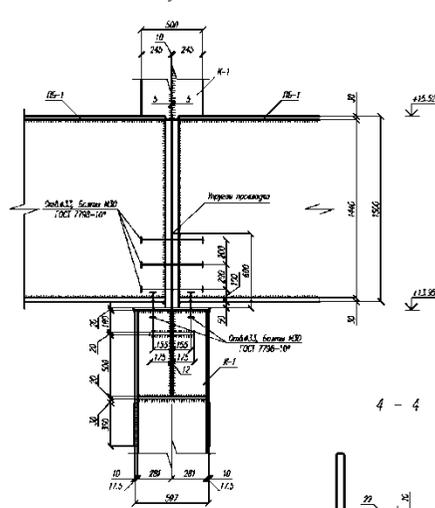
5 - 5



Узел В

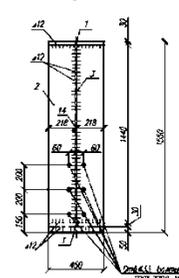


Bug К

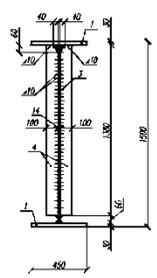


4 - 4

Рис 3



3 - 3



- Примечания:
1. Разработку конструкции производить согласно требованиям СП 16.13.30.2016.
 2. Сварные швы изготовить марки ПБ-1. Выполнить автоматической сваркой в газовой среде аргоном СР-0,8.
 3. Все сварные швы отработать марки К-1 разбавляющим 10%.
 4. Специальная металл. обработка в защитной среде.
 5. Материал конструктив. стальной балки.
 - сталь - марка С245 по ГОСТ 27772-88;
 - сплав - марка С245 по ГОСТ 27772-88;
 - ребор. эластичности - сталь марки С245 по ГОСТ 27772-88.
 6. Все незавершенные отверстия диаметром 2,5мм, болты Ø20мм марки М20 по ГОСТ 1798-10*.
 7. Все незавершенные сварные швы $h_f = 6$ мм.
 8. При сборке сварные швы выполнять технологическими швами по ГОСТ 14177, № стальной проволоки СВ-081А по ГОСТ 2246-70*.
 9. Монтировать швы выполнять ручным электросваркой сваркой по ГОСТ 5264-80 электродом АЭ2, сварной проволокой СВ-081А по ГОСТ 9467-75*.
 10. Все монтажные металлические конструкции выполнять шпильки ПБ-115 ГОСТ 6465-78* Ø 2 мм по схеме шпильки ПБ-021 ГОСТ 25429-82 по профилю шпильки сечением ст. рабочие поверхности с шпилькой атмосферостойкостью металлических конструкций.
 11. Данный лист считать совместно с листом 1, 2.

ЧТУ СФ МК С-41-14									
2. Таро									
Имя	Инициалы	Возраст	Место	Пол	Дата				
Подпись	Подпись	Подпись	Подпись	Подпись	Подпись	Итого	Лист	Листов	
						у	3	3	
Инициал	Инициалы балки ПБ-1, Имя В. Имя Г.					Инициалы сварщика			
Имя	Инициалы балки ПБ-1, Имя В. Имя Г.					Инициалы сварщика			