# МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский-технический университет имени К.И.Сатпаева

Институт промышленной инженерии имени А.Буркитбаева

Кафедра «Станкостроение, материаловедение и технологии машиностроительного производства»

Урпекбаев Жаксыбек Толеуханович

Расчет металлоконструкций завода по выпуску редукторов в программе APM WinMachine

## ДИПЛОМНАЯ РАБОТА

Специальность 5В071200 - Машиностроение

## МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет имени К.И.Сатпаева

Институт промышленной инженерии им. А. Буркитбаева

Кафедра «Станкостроение, материаловедение и технология машиностроительного производства»

ДОИУЩЕН К ЗАМИТЕ
Замедующий кафедрой
СМиТМП, Рър
Арымбеков Б.С.
«2019г.

# ДИПЛОМНАЯ РАБОТА

На тему: «Расчет металлоконструкций завода по выпуску редукторов в программе APM WinMachine».

по специальности: 5В071200 - Машиностроение

Выполнил

Урпекбаев Ж.Т.

Рецензент Магистр технических наук

Шакенова Ж.Н.

(32)

2019г.

Научный руководитель канд. техн. наук, сеньор лектор Сушкова О.А.

«IL» annel 2019r.

Алматы 2019

## МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский-технический университет имени К.И. Сатнаева

Институт промышленной инженерии

Кафедра «Станкостроение, материаловедение и технологии машиностроительного производства»

5В071200 - Машиностроение

## ЗАДАНИЕ на выполнение дипломной работы

Обучающемуся: Урискбаев Жаксыбек Толеуханович

Tema: Расчет металлоконструкций завода по выпуску редукторов в программе APM WinMachine.

приказом Ректора Университета № 1252-п от "06" ноября 2018г.

Срок сдачи законченной работы

" 2 " мая 2019г.

Исходные данные к дипломной работе: Проектирование металлоконструкций завода

Краткое содержание дипломной работы:

- а) Балки и балочные конструкции
- б) Расчет стального каркаса производственного здания
- в) Компоновка стального каркаса здания
- г) Расчеты по программе APM WinMachine

Перечень графического материала: представлены \_\_\_ слайдов презентации работы

Рекомендуемая основная литература: из 3 наименований

- а) Беленя Е.И. Металлические конструкции. Стройнздат, 1986.
- б) Васильев А.А. Металлические конструкции. Стройиздат, 1979.
- в) Муханов К.К. Металлические конструкции. Стройиздат, 1978.

# ГРАФИК подготовки дипломной работы

Наименование разделов, перечень разрабатываемых вопросов	Сроки представления руководителю	Примечание	
Поиск информации О металлических конструкциях	08.02.19 - 10.03.19	Concumus.	
Расчетная часть	9.03.19 - 19.04.19	Corporated	
Графическая часть	22.04.19 - 23.04.19	Cocnamical	

# Подинси

консультантов и нормоконтролера на законченную дипломную работу с указанием относящихся к ним разделов работы

Наименование разделов	Консультант, Ф.И.О. (уч. степень, звание)	Дата подписания	Подпись
Нормоконтролер	Карпеков Р.К, лектор	30.04.2019	OFFE B

Научный руководитель	Сушкова О.А.	
Задание принял к исполнению обучающийся 4447	Урпекбаев Ж.Т.	
Дата	" " ноября 2018 г.	

#### **АННОТАЦИЯ**

В данной дипломной работе был произведен расчет металлоконструкций завода по выпуску редукторов в программе APM WinMachine.

В первой главе были рассмотрены виды металлических конструкций, такие как балки, колонны, лестницы и переходные площадки. Также были изучены материалы и технологии изготовления подобных конструкций.

Были произведены расчеты для проектирования стального каркаса производственного здания. Были выявлены основные элементы каркаса такие как, поперечные рамы, подстропильные конструкции, связи, конструкции торцевого фахверка и другие элементы.

Для расчета устойчивости и надежности каркаса производственного здания применялась системы конечно-элементного расчета APM Structure3D. Данная система позволяет анализировать, осуществлять оценку надежности и проводить расчет конструкции.

В данной работе был поэтапно спроектирован стальной каркас производственного здания, определены его нагрузки и усилия, произведены необходимые расчеты такие как, статистические, на устойчивость.

В дипломной работе в качестве ригеля применяется ферма. Также для определения усилий в элементах фермы были произведены расчеты и подбор сечении сжатых стержней.

В программе APM WinMachine используя исходные данные были определены параметрические модели, 3D модель конструкций и сечения.

#### **ANNOTATION**

In this thesis the calculation of metal structures of the plant for the production of gearboxes in the program APM WinMachine was made.

In the first Chapter were considered types of metal structures, such as beams, columns, stairs and transition areas. Materials and manufacturing techniques of such structures were also studied.

Calculations were made for the design of the steel frame of the production building. Were identified the main frame members such as cross frames, post construction, communication, design, face framing, and other items.

For calculation of stability and reliability of frame industrial buildings have applied the system of finite-element calculation of the APM Structure3D. This system allows to analyze, to assess the reliability and carry out the calculation of the design.

In this work, the steel frame of the production building was gradually designed, its loads and efforts were determined, the necessary calculations such as statistical ones for stability were made.

In the thesis as a crossbar used farm. Also, to determine the forces in the elements of the farm, calculations and selection of the cross section of the compressed rods were made.

In the APM WinMachine program, parametric models, 3D models of structures and sections were determined using the initial data.

## АҢДАТПА

Бұл дипломдық жұмыста APM WinMachine бағдарламасындағы редукторлар шығаратын зауыттың металл конструкциялары есептелді.

Бірінші тарауда арқалықтар, колонналар, баспалдақтар және өтпелі алаңдар сияқты металл конструкциялардың түрлері қарастырылды. Сондай-ақ осындай құрылымдарды дайындау материалдары мен технологиялары зерттелді.

Өндірістік ғимараттың Болат қаңқасын жобалау үшін есептеулер жүргізілді. Қаңқаның негізгі элементтері, көлденең рамалар, төсемелі құрылымдар, байланыстар, бүйір фахверк конструкциялары және басқа да элементтер анықталды.

Өндірістік ғимараттың қаңқасының тұрақтылығы мен сенімділігін есептеу үшін APM Structure3D элементтік есептеу жүйесі қолданылды. Бұл жүйе сенімділікке талдау жасауға, бағалауды жүзеге асыруға және конструкцияның есебін жүргізуге мүмкіндік береді.

Бұл жұмыста өндірістік ғимараттың болат қаңқасы кезең-кезеңмен жобаланып, оның жүктемелері мен күш-жігері анықталды, статистикалық, орнықтылыққа қажетті есептеулер жүргізілді.

Дипломдық жұмыста ригель ретінде ферма қолданылады. Сонымен қатар, ферманың элементтеріндегі күштерді анықтау үшін сығылған өзекшелердің қимасын есептеу және таңдау жүргізілді.

APM WinMachine бағдарламасында бастапқы деректерді пайдалана отырып, параметрлік модельдер, 3D конструкция және Қима моделі анықталды.

## **ВВЕДЕНИЕ**

Машиностроение - составляющая часть научно-технического прогресса, является важнейшей отраслью промышленности. Рост промышленности и народного хозяйства, а также темпы перевооружения их новой техникой в значительной степени зависят от уровня развития машиностроения.

Промышленные предприятия играют важную роль в развитии государства и повышают его благосостояние. Поэтому требуется повышать качество проектирования промышленных предприятий, осуществлять строительство по более прогрессивным экономическим проектам.

Одна из важнейших задач в области проектирования - повышение уровня индустриализации строительства, широкое применение унифицированных конструкций и деталей заводского производства, изготовленных из эффективных строительных материалов. Широко внедряются эффективные железобетонные конструкции, в том числе предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой, конструкции в виде сводов и оболочек. Увеличилось использование металлоконструкций из качественных сталей.

С применением системы автоматизированного проектирования APM WinMachine для расчета и оценки несущей способности конструкций как на стадиях проектировочного расчета, так и проверочного расчета более чем обоснованно и реально сокращает временные затраты на реализуемые проекты. Применение системы конечно-элементного расчета APM Structure3D дает возможность осуществлять анализ различных конструктивных исполнений и вариантов нагружения и делать не только количественную, но и качественную оценку несущей способности уже на этапе проектирования. Имеющиеся в распоряжении пользователя инструменты позволяют вести проектирование на новом, современном уровне, что повышает оперативность работы и существенно снижает издержки на проектирование.

Основная задача механиков, принимающих участие в проектировании промышленных зданий совместно с архитекторами и конструкторами, заключается в выборе таких планировочных схем, объемных решений и конструкций зданий, которые не только удовлетворяли бы требованиям современных технологических процессов, но и способствовать экономному расходованию денежных и материальных ресурсов в промышленном строительстве.

Перед механиками, занятыми проектированием промышленных сооружений и комплексов, стоят задачи по внедрению рациональных объемно-планировочных решений зданий, обеспечению нормативных санитарногигиенических условий в цехах на территориях предприятий и охране окружающей среды.

Здание, рассматриваемое в дипломной работе, - дополнительное здание машиностроительного завода, а точнее цех. Запроектировано в соответствии со СНиП 31.03.2001 «Производственные здания». Здание одноэтажное, двухпролетное, имеет каркасную конструктивную схему.

## 1 Металлические конструкции

С развитием машиностроительной промышленности растет объем и номенклатура металлических изделий в строительстве и особенно ассортимент из алюминия. Из стального проката возводят каркасы промышленных и гражданских зданий, мосты, изготовляют арматуру для железобетона, кровельную сталь, трубы, а также различные металлические изделия, заклепки, болты, гвозди, шурупы.

Широкому использованию металлов в строительстве способствует ряд их ценных технических свойств: высокая прочность, пластичность, повышенная теплопроводность, электропроводность и свариваемость. Наряду с этим металлы, и особенно сталь и чугун, при действии различных газов и влаги сильно корродируют и требуют специальной защиты.

Вопросы экономии металла в отрасли сборного железобетона наряду с проблемой снижения трудоемкости изготовления изделий арматуры имеют большое значение.

К перерасходу металла в строительстве ведут следующие причины: замена арматуры проектных диаметров и классов, а также профилей проката, имеющимися в наличии; технологические потери, обусловленные особенностями производства (отходы концов напрягаемых стержней, используемых для установки захватов, отходов прядей на длинном стенде, на участках между формами и т. д.); отходы при заготовке арматуры и изделий из нее и раскрое проката; прокат арматуры с положительными допусками: брак; разрушение конструкций при контрольных испытаниях.

Причинами перерасхода стали являются нерациональный раскрой металлопроката по чертежам, замена проектных профилей и листов на имеющиеся в наличии больших сечений и толщин, применение стали повышенной и высокой прочности без соответствующего перерасчета конструкций, недостатки в организации поставки металлопроката металлургическими заводами.

Сложившийся удельный вес в строительной индустрии при производстве железобетона и строительных конструкций составляет, %: завышение номинального диаметра арматурной стали — 62,4; плюсовые допуски проката — 12,0; немерные длины свариваемых марок стали — 25,6.

Значительная доля металлических изделий, используемых в строительстве, приходится на стальную арматуру.

Потери металла при производстве арматурных работ обусловлены, прежде всего, уровнем технологического оборудования и оснастки, особенностями технологии.

Основные причины потерь арматурной стали (удельный вес в общем расходе, %): отходы напрягаемой арматуры — 7,5; отходы при раскрое стержней в резке бухт — 2,6; отступления от проекта — 1,0; выпуск бракованной продукции — 0,5.

Разработка и внедрение линий для безотходной сварки и резки арматурных стержней всех классов [2].

Для предотвращения от коррозии до применения арматура должна быть защищена от атмосферных осадков и других источников увлажнения. Высокопрочную арматуру следует хранить в сухих закрытых складских помещениях с относительной влажностью воздуха не выше 60%. Не допускается хранение такой арматуры на земляном полу, агрессивных или загрязненных агрессивными веществами подкладках, а также вблизи местонахождения или выделения агрессивных веществ (соли, газы, аэрозоли). Допускается хранение без ограничения относительной влажности воздуха высокопрочной арматуры в атмосфере, насыщенной парами летучих ингибиторов, которая может быть создана под герметизированными колпаками, во временных хранилищах, защищенных от атмосферных осадков.

Допустимым коррозионным поражением арматуры считается такое, при котором налет ржавчины может быть удален протиркой сухой ветошью. При невыполнении указанного условия высокопрочную арматуру подвергают специальной проверке на склонность к хрупкому коррозионному разрушению.

При использовании арматуры с цинковым алюминиевым покрытием не допускается ее правка с помощью станков, вызывающих механическое разрушение покрытия, а при контактной сварке режим должен быть подобран из условия наименьшего повреждения покрытия. Дуговая сварка указанной арматуры не допускается.

Для защиты арматуры, используемой в ячеистых и силикатных бетонах автоклавного твердения, используют защитные покрытия (обмазки) в виде холодной цементно-битумной мастики, горячей ингибированной битумноцементной или латексно-минеральной и других видов обмазок.

Толщина высушенного защитного покрытия на арматуре должна быть 0,3-0,4 мм при использовании холодной цементно-битумной мастики и не менее 0,5 мм при использовании цементно-полистирольной. При нанесении покрытий в электрическом поле толщина их может быть уменьшена соответственно до 0,2-0,3 мм и 0,4 мм.

Защита арматуры от коррозии, т. е. ее длительная сохранность в процессе эксплуатации железобетонной конструкции, в значительной мере зависит от технологии ее изготовления, за исключением тех случаев, когда используются специальные защитные покрытия, наносимые на поверхность арматуры [2].

## 1.1 Балки и балочные конструкции

Одним из наиболее распространенных элементов стальных конструкций является балка или элемент, работающий на изгиб.

Область применения балок в строительстве чрезвычайно широка: от небольших элементов рабочих площадок, междуэтажных перекрытий производственных или гражданских зданий до большепролетных балок покрытий, мостов, тяжело нагруженных подкрановых балок и так называемых «хребтовых» балок для подвески котлов в современных тепловых электростанциях. Пролеты мостовых балок достигают 150-200 м, а нагрузка на одну хребтовую балку котельного отделения ГРЭС при пролете до 45 м составляет  $\sim 60\text{-}10^3$  кH.

Классификация балок. По статической схеме различают однопролетные (разрезные), многопролетные (неразрезные) и консольные балки. Разрезные балки проще неразрезных в изготовлении и монтаже, нечувствительны к различным осадкам опор, но уступают последним по расходу металла на 10-12%. Неразрезные балки разумно применять при надежных основаниях, когда нет опасности перегрузки балок вследствие резкой разницы в осадке опор. Консольные балки могут быть как разрезными, так и многопролетными. Консоли разгружают пролетные сечения балок и тем самым повышают экономические показатели последних.

По типу сечения балки могут быть прокатными либо составными: сварными, клепаными или болтовыми. В строительстве наиболее часто применяют балки двутаврового сечения. Они удобны в компоновке, технологичны и экономичны по расходу металла.

Наибольший экономический эффект (при прочих равных условиях) может быть получен в тонкостенных балках. Хорошим критерием относительной легкости изгибаемого элемента служит безразмерное соотношение [3]:

$$\eta = \sqrt[3]{W^2/A^3},$$

где W - момент сопротивления;

A - площадь сечения.

Для прямоугольного сечения с шириной b и высотой h, если принять для определенности отношение h/b равным 2-6, этот показатель составляет 0,38-0,55, а для отечественных прокатных двутавров - 1,25-1,45, т. е. в принятых условиях двутавр в 3-4 раза выгоднее простого прямоугольного сечения. Кроме двутавра применяют и другие формы сечений. Так, при воздействии на балку значительных крутящих моментов предпочтительнее применение замкнутых, развитых в боковой плоскости сечений, примеры которых показаны.

Экономическая эффективность сечений, таким образом, тесно связана с их тонкостенностью. Предельно возможная тонкостенность прокатных балок определяется не только требованиями местной устойчивости стенок, но и возможностями заводской технологии прокатки профилей. Местная устойчивость стенок составных сечений может быть повышена конструктивными мерами (постановкой ребер жесткости, гофрированием стенок и т. п.) [3].

Прокатные балки применяют для перекрытия небольших пространств конструктивными элементами ограниченной несущей способности, что связано с имеющейся номенклатурой выпускаемых прокатных профилей. Их используют в балочных клетках; для перекрытия индивидуальных подвалов, гаражей, складских помещений; в качестве прогонов покрытий производственных зданий; в конструкциях эстакад, виадуков, мостов и многих других инженерных сооружениях.

В тех случаях, когда требуются конструкции, жесткость и несущая способность которых превышает возможности прокатных профилей, используют составные балки. Они могут быть сварными и клепаными, но последние применяют исключительно редко. Наибольшее применение получили балки двутаврового симметричного, реже несимметричного сечений. Такие балки состоят из трех элементов - верхнего и нижнего поясов, объединенных тонкой стенкой. Перспективными являются сечения в виде двутавр, в качестве полок которого используют прокатные тавры и холодногнутые профили.

Снижение металлоемкости может быть достигнуто за счет использования в одной конструкции двух различных марок сталей. Балки, выполненные из двух марок сталей, называют дистальными. В них целесообразно наиболее напряженные участки поясов выполнять из стали повышенной прочности с  $R_y = R_{y1}$  (низколегированные стали), а стенку и малонапряженные участки поясов - из малоуглеродистой стали с  $R_y = R_{y2}$ .

Балки замкнутого сечения обладают рядом преимуществ по сравнению с открытыми. К ним относятся:

- более высокая несущая способность конструкций или их элементов при работе на изгиб в двух плоскостях и на кручение. Материал в замкнутых сечениях располагается в основном в периферийных зонах по отношению к центру тяжести, это обусловливает увеличение моментов инерции и сопротивления относительно оси у (из плоскости элемента) и момента инерции на кручение;
- ввиду существенного увеличения (в десятки раз) момента инерции на кручение в элементах с замкнутыми сечениями, как правило, исключается изгибно-крутильная форма потери устойчивости;
- элементы с замкнутыми сечениями более устойчивы при монтаже, менее подвержены механическим повреждениям во время транспортировки и монтажа.

Несмотря на названные достоинства, конструктивные элементы с замкнутыми сечениями не нашли в настоящее время широкого применения. И объясняется это, прежде всего, низкой технологичностью и, как следствие, большей трудоемкостью изготовления [3].

## 1.2 Колонны и элементы стержневых конструкций

Колонны, стойки, стрелы кранов и другие продольно сжатые конструкции с точки зрения их расчета имеют общие черты с отдельными элементами, входящими в состав других конструкций или стержневых систем, например, со стержнями ферм, элементами связей и т. п. При всем многообразии такие конструкции имеют общие формальные признаки - все они работают на сжатие или на сжатие с изгибом, а их длина в 10-20 раз и более превышает размеры поперечных сечений. Конструкция состоит из собственно стержня и опорных устройств, технические решения которых зависят от назначения конструкции и особенностей, узловых сопряжении.

По форме силуэта конструкции могут быть постоянного сечения, переменного сечения и ступенчатыми. Изменение сечения по длине позволяет снизить металлоемкость, но незначительно, поэтому такие стержни проектируют из архитектурных соображений либо когда снижение массы приводит к дополнительным эффектам, например, в подвижных конструкциях типа крановых стрел.

Типичными представителями сжатых стержневых конструкций являются колонны и стойки, состоящие из стержня, оголовка, базы, иногда консоли. Оголовок служит для опирания и крепления вышележащих конструкций. База выполняет две функции - распределяет усилие, передаваемое колонной на фундамент, снижая напряжение до расчетного сопротивления фундамента, и обеспечивает прикрепление к нему колонны с помощью анкерных болтов. На консоли могут опираться подкрановые балки, стеновые панели, технологические коммуникации и т. п.

Мощные стержни типа колонн, стоек, элементов тяжелых ферм выполняют из одиночных широкополочных двутавров или составляют их из нескольких прокатных профилей. Составные стержни могут быть сплошностенчатыми, сплошными и сквозными.

Последние, в свою очередь, делят на стержни с безраскосной решеткой, решетчатые и перфорированные. Ветви (пояса) безраскосных стержней объединяют планками из листовой стали, жесткими вставками или перфорированными листами. Перфорированные стержни могут быть выполнены также гнутосварными из зигзагообразно разрезанных листов или из прокатных профилей, которые после предварительной фигурной резки объединяют в крестообразное сечение. При всей своей привлекательности перфорированные стержни находят ограниченное применение, что связано с дополнительными операциями и необходимостью иметь оборудование для фигурной резки и гибки заготовок в форме гнутых швеллеров или уголков. При изготовлении стоек из перфорированных прокатных профилей необходимы операции правки, так как после резки исходного профиля полученные заготовки изгибаются в разные стороны вследствие наличия в исходном металлопрокате остаточных напряжений.

Элементы стержневых конструкций небольших поперечных размеров проектируют из круглых или прямоугольных труб, одиночных либо спаренных уголков.

По виду напряженного состояния стержни делят на центрально-сжатые, внецентренно сжатые и сжато-изгибаемые. Аналогичную классификацию используют для наименования растянутых элементов [3].

## 1.3 Лестницы и переходные площадки

Настилы технологических площадок могут располагаться в один или несколько ярусов в зависимости от вида оборудования и его высоты. Для доступа обслуживающего персонала к технологическому оборудованию устраиваются лестницы в виде лестничных маршей или стремянок.

Лестничные марши состоят из косоуров (тетивы), опорных элементов, ступеней, ограждения (перил, стоек) и устанавливаются с углом наклона  $\alpha = 45^{\circ}$  и  $60^{\circ}$ , который зависит от частоты обслуживания оборудования и наличия свободных площадей для размещения лестниц. При большой частоте использования лестницы принимается угол наклона  $\alpha = 45^{\circ}$ . Для последних ширину маршей (расстояние между перилами ограждения) принимают 600, 800 и 1000 мм с шагом ступеней 200 мм. Марши с углом наклона  $60^{\circ}$  выполняют шириной 600 и 800 мм с шагом ступеней 300 мм.

Расчетную схему тетивы принимают в виде однопролетной наклонной балки при одномаршевой лестнице или многопролетной балки ломаного очертания при двух- и более маршевой прямой лестнице. Косоуры работают на поперечный изгиб от массы металлоконструкций лестниц и полезной нагрузки, которая в соответствии с указаниями норм принимается в виде вертикальной сосредоточенной силы  $P_H$ =1,5 кH, расположенной на площадке длиной 10 см по середине пролета косоура. Относительный прогиб марша не должен превышать 1/150 при длине лестницы 3 м и 1/120 при длине 6 м. Коэффициент надежности по нагрузке принимают равным 1,2.

Ступени лестниц изготовляют из стального листа: гнутые из рифленой стали t=4 мм, гнутые из просечно-вытяжного листа с отгибом подступенка из непросеченной части листа, ребристые из полос 40х4 или арматурной стали 16-20 мм с подступенком из прокатного уголка 1,50х5 и из штампованных профилированных элементов швеллерного сечения. Все типы ступеней изготовляют шириной 200 мм. Переходные площадки применяют при высоте лестниц h>6 м и при устройстве поворотов лестничных маршей. Ширину площадок назначают равной ширине марша. Длину площадок (пролет между опорами) принимают в зависимости от полезной нагрузки в пределах 600-6000 мм: при длине 600-2400 мм, кратной 300 мм, более 2400 мм - кратной 600 мм. Переходные площадки состоят из стального настила (применяют тот же материал, что и для ступеней маршей), ребер жесткости и балок площадки. Настил приваривают к продольным балкам.

Переходные площадки крепят к стенам и колоннам каркаса здания или несущим элементам технологического оборудования кронштейнами и консольными балками.

Высоту перил принимают равной 900 мм, шаг стоек -60-1000 мм. Поручни и стойки перил можно выполнять из специального гнутого стального профиля 50x40x12x2,5, из прямоугольной трубы 60x40x2,5, квадратной 40x40x2,5 или из равнополочных уголков 45x4, 50x5; промежуточную горизонтальную распорку выполняют из уголка 25x3 или полосы 40x4 [8].

Поручни рассчитывают как многопролетную балку, опорами которой служат стойки перил, на горизонтальную распределенную нагрузку интенсивностью  $p_{\pi} = 0.8$  кH/м, если же технологическая площадка предназначена для непродолжительного пребывания людей (например, посадочная площадка на мостовой кран), то расчет перил ведут на горизонтальную сосредоточенную нагрузку интенсивностью  $P_{\pi} = 0.8$  кH. Стойки перил рассчитывают как кон-

сольные элементы, загруженные сосредоточенной горизонтальной нагрузкой, равной отпору поручня перил. Предельный относительный прогиб перил не должен превышать  $^{1}/_{150}$  их пролета и  $^{1}/_{120}$  - для стоек. Коэффициент надежности по нагрузке при расчете элементов перил назначают равным 1,2.

Стремянки применяют в тех случаях, когда невозможно или нецелесообразно ставить лестницы из-за их редкого использования (например, подъем одного рабочего один-два раза в смену). Угол наклона стремянок принимают равным 90°, ширину 600 мм и высоту от 2400 до 6000 мм. Стремянки состоят из тетивы, ступеней и ограждения. Тетиву изготовляют обычно из 75х6, к ней приваривают ступени из прутка 18 мм с шагом 300 м [8].

#### 2 Расчет стального каркаса производственного здания

#### 2.1 Исходные данные завода

Размеры здания в осях 36х72м. Основой конструктивной структуры здания является металлический каркас с шагом колонн 6х6м. Жесткость (устойчивость) каркаса в продольном направлении обеспечивается включением в работу вертикальных связей между колоннами, а в поперечном направлении — совместной работой элементов, составляющих поперечную раму.

Проектируемое здание не имеет подвала или цокольного этажа, поэтому пол первого этажа выполняется по грунтовому основанию.

В проектируемом здании основной уклон кровли выполнен за счет уклона стропильных конструкций, в качестве которых выступают фермы с параллельными поясами пониженной высоты 2,25м (для уменьшения объема здания). В качестве стенового ограждения приняты облегченные панели типа «сэндвич» с минераловатным утеплителем [8].

#### 2.2 Компоновка стального каркаса здания

Основными элементами каркаса являются поперечные рамы, подстропильные конструкции, связи, конструкции торцевого фахверка и другие элементы, обеспечивающие прочность и устойчивость здания при воздействии на него всего комплекса нагрузок, рисунок 1. Взаимная увязка элементов каркаса, их размеры, форма сечений и конструктивные схемы выбираются, руководствуясь требованиями прочности, надежности и экономичности принятых решений. С учетом специфики проектируемого в дипломной работе здания, при компоновке каркаса соблюдены следующие требования [7]:

- в кровле и стенах использованы легкие ограждающие конструкции;
- шаг поперечных рам не более 6 м;
- в поперечных рамах применены колонны сплошного сечения из прокатных профилей, в качестве ригеля рамы принята ферма;
- для обеспечения жесткости покрытия в работу каркаса включены профилированные листы кровли.

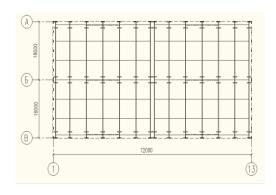


Рисунок 1 - Схема конструкции каркаса [6]

## 2.3 Компоновка поперечной рамы

Основными исходными геометрическими параметрами поперечной рамы с подвесными кранами являются пролет L=36 M и полезная высота производственного помещения  $H_0=11,250 M$ . Для определения вертикальных размеров рамы задаемся заглублением плиты базы колонны  $h_3=0,45 M$  и высотой сечения ригеля  $h_p=2,25 M$ . Параметр  $h_3$  принимается в зависимости от конструкции базы колонны. Высота сечения ригеля зависит главным образом от нагрузки на ригель, его пролета, конструктивной формы и конструкции карнизного узла.

Для обеспечения необходимой жесткости поперечной рамы ее стойки должны иметь высоту сечения [9]:

$$b_k = (\frac{1}{15}...\frac{1}{30})H_{\kappa} = (\frac{1}{15}...\frac{1}{30})(11,25+0,45)/2] = 390...195 \text{MM},$$

В качестве первого приближения принимаем в качестве сечения крайних колонн прокатный двутавр І 35Ш1, для которого  $b_k = 338 \text{мм}$ ; в качестве сечения центральной колонны прокатный двутавр І 35Ш2, у которого  $b_k = 341 \text{мм}$ .

При компоновке поперечной рамы необходимо установить габаритные размеры крана по техническим условиям на краны. Длина крана определяется из условия обеспечения доставки транспортируемых краном грузов в любую точку по ширине обслуживаемой им производственной зоны. При этом внутренние габариты поперечной рамы не должны составлять помех для перемещения крана вдоль пролета. Длину крана с учетом обеспечения максимальной ширины обслуживаемой производственной зоны можно определить следующим образом [9]:

$$L_0 \le L - \left(b_k + \frac{b_k}{2} + 2a\right),$$

где a = 100...150мм - технологический зазор. Так для рассматриваемого случая имеем [9]:

$$L_0 \le 18000 - \left(338 + \frac{341}{2} + 2 \cdot 100\right) = 17291,5, \text{ MM} = 17,29, \text{ M}.$$

## 2.4 Расчет поперечной рамы

При назначении расчетной схемы рамы составляющие ее элементы, как правило, следует совмещать с осями, проходящими через центры тяжести сечений колонн и ригелей, рисунок 2 [5].

Поскольку рамы являются статически неопределимыми системами, усилия в ригелях и стойках зависят от их жесткости или, точнее, соотношения

жесткостей  $I_p/I_c$ . Для предварительных статических расчетов можно принять [5]:

$$I_c/I_c/I_p = 1/1,1/4.$$

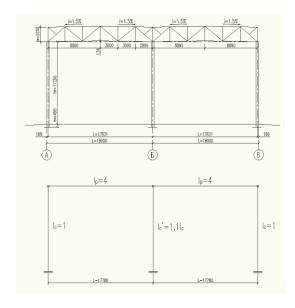


Рисунок 2 - Конструктивная и расчетная схема поперечной рамы [5]

В центральной стойке жесткости определяются по моменту инерции относительно оси проходящей поперек стенки двутавра [5]:

$$I_{cu} = I_{35III2} / I_{35IIII} = 22070 \text{cm}^4 / 19790 \text{ cm}^4 = 1,1,$$

$$I_p = 4.$$

# 2.5 Нагрузки на поперечную раму

Расчетная равномерно распределенная погонная нагрузка на ригель рамы [6]:

- нормативная:

$$q^{n} = q^{n1} \cdot B = 1,003 \frac{\kappa H}{M^{2}} \cdot 6M = 6,018 \frac{\kappa H}{M};$$

- расчетная:

$$q = q^{1} \cdot B = 1.13 \frac{\kappa H}{M^{2}} \cdot 6M = 6.78 \frac{\kappa H}{M}$$

где В - шаг ригелей рам.

Расчетные данные нагрузки на ригель рамы приведены в таблице 1.

Таблица 1 - Нагрузки на ригель рамы [6]

	Нормативная	Коэффициент	Расчетная
Наименование нагрузки	нагрузка,	надежности,	нагрузка,
	кПа	$g_f$	кПа
Кровельные листы PREFA	0,023	1,05	0,024
Бутерол рулонный гидроизоляционный	0,1	1,2	0,12
Утеплитель «Термокровля В+» $t$ =0,2м, $p$ =1,75 кH/м³	0,35	1,2	0,42
Пергамин (пароизоляция) П-350	0,05	1,2	0,06
Несущий оцинкованный профилированный лист, H60-845-0,8	0,1	1,05	0,105
Прогоны - прокатный профиль 20	0,08	1,05	0,084
Стропильная ферма <i>h</i> =2250мм	0,3	1,05	0,315
Итого постоянная нагрузка	$g^n = 1,003$	_	$g^{I}$ 1,13

#### 2.6 Нагрузка от подвесных кранов

По ИСО 7752-5-95 «Краны мостовые однобалочные подвесные» из условия  $L \le L_0 = 18 M - (0,338 + 0,1) - (0,341 + 0,1) = 17,12 M$  выбираем кран со следующими характеристиками:

- код ОКП- 31 5726 2102 04;
- грузоподъемность, Q = 6т;
- полная длина, L = 16.8м;
- пролет,  $L_{\Pi} = 7,5+7,5$ м;
- длина консолей, l = 0.9м;
- размеры:  $A_{\min}$ = 900 мм, B=2100 мм, B=1050 мм, h=2120 мм,  $h_1=600$  мм;
- номер профиля двутавровых балок для кранового пути по ГОСТ 19425-  $30~\mathrm{M};$ 
  - нагрузка на путь: от тележки 16,8кH=1,71т; от колеса 8,4 кH=0,86т;
  - конструктивная масса 3,7т.

Учитывая данные характеристики можно определить нагрузки от крана, рисунок 3 [6].

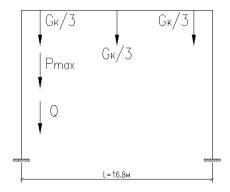


Рисунок 3 - Схема нагрузки от крана [6]

Максимальное давление на балку кранового пути [6]:

$$P_{\text{max}} = \frac{3.7m}{3} + 1.71m + 6m = 8.94m = 87.7\kappa H.$$

Минимальное давление на балку кранового пути [6]:

$$P_{\min} = 1,23m = 12\kappa H.$$

Расчетное значение горизонтальной нагрузки [6]:

$$T = \gamma_d \frac{G_T + Q}{40} \psi \left( 2 - \frac{A}{B} \right),$$

где  $\gamma_{\scriptscriptstyle d} \! = \! 1,\! 2$  - коэффициент надежности для крановой нагрузки;

 $G_T = 1,71$  т - вес тележки крана;

Q = 6 т - грузоподъемность крана;

A = 0,9 м - база крана;

B = 6 м - шаг ригелей.

Тогда [6]:

$$T = 1.2 \frac{1.71 + 6}{40} 1 \left( 2 - \frac{0.9}{6} \right) = 0.43 m = 4.22 \kappa H.$$

# 2.7 Статический расчет поперечной рамы

Статический расчет поперечной рамы выполняется отдельно для каждой из установленных в предыдущем разделе нагрузок: постоянной, снеговой, вет-

ровой, вертикальной и горизонтальной крановой. В результате расчета определены усилия (M, N, Q) в стойках и ригеле рамы, таблица 2 [7].

Наимено-вание нагружи Эпюры усилий от расчетных нагрузок Схема рамы М, кН м N, KH Q, ĸH 60 26 <u>50.8</u> 50 85 60 27 Снеговая Ветровая 0.95 Вертикальное давление крана (сочетание№1) В ертикальное давление крана 12,30 12,30 1230 1230 0.12 12.1 давление крана Вертикальное сочетание№3) торможение Поперечное

Таблица 2 - Усилия в элементах рамы от составляющих нагрузок [7]

#### 2.7.1 Составление расчетных комбинаций усилий

Расчет конструкций по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок с учетом возможности появления различных схем приложения временных нагрузок или при отсутствии некоторых из них.

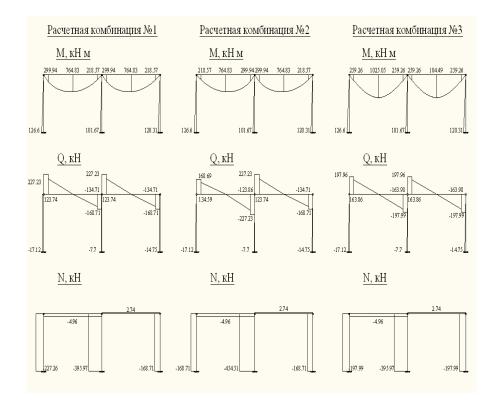
В дипломной работе рассматриваются основные сочетания, состоящие из постоянных и временных нагрузок. При составлении расчетных комбинаций усилий в раме в соответствии с рекомендациями применяются две схемы сочетаний:

- усилия от постоянной и одной наиболее неблагоприятной временной нагрузки. Коэффициент сочетаний для временной нагрузки  $\psi = 1,0$ ;

- усилия от постоянной и не менее двух наиболее неблагоприятных временных нагрузок. В этом случае временные нагрузки следует умножать на коэффициент сочетаний для кратковременных нагрузок  $\psi = 0.9$  [6].

Возможные комбинации расчетных усилий представлены в табличной форме, таблица 3 [6].

Таблица 3 - Таблица усилий в элементах рамы от составляющих нагрузок [6].



Расчетная комбинация №1 - самая неблагоприятная комбинация нагрузок на стойку №1 (левую), включающая следующие нагрузки:

- постоянную;
- снеговую;
- ветровую;
- поперечное торможение крана;
- вертикальное давление крана (сочетание №3).

Расчетная комбинация №2 - самая неблагоприятная комбинация нагрузок на стойку №2 (центральную), включающая следующие нагрузки:

- постоянную;
- снеговую;
- ветровую;
- поперечное торможение крана;
- вертикальное давление крана (сочетание №2).

Расчетная комбинация №3 - самая неблагоприятная комбинация нагрузок на стойку №3 (правую), включающая следующие нагрузки:

- постоянную;
- снеговую;
- ветровую;
- поперечное торможение крана;
- вертикальное давление крана (сочетание №1).

#### 2.8 Расчет и конструирование элементов рамы

#### 2.8.1 Связи элементов рамы

Связи - это важные элементы стального каркаса, которые необходимы для:

- обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;
- восприятия и передачи на фундаменты некоторых нагрузок (ветровых, горизонтальных от кранов);
- обеспечения совместной работы поперечных рам при местных нагрузках (например, крановых);
- создания жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации;
  - обеспечения условий высококачественного и удобного монтажа.

Связи подразделяются на связи между колоннами и связи между фермами (связи шатра) [8].

## 2.8.2 Расчет прогона

Так как кровля малоуклонная (если i<10%) скатная составляющая в напряженном состоянии прогона не учитывается и расчет прогона выполняется на нагрузку, действующую в плоскости стенки.

Погонная равномерно распределенная нагрузка на прогон на участке покрытия, имеющего профиль без резких перепадов высот, определяется как сумма постоянной и снеговой нагрузок [8]:

$$q_{np} = (q_m + q_s)a$$

где  $q_{\scriptscriptstyle m}=1{,}13\frac{\kappa H}{{\scriptstyle M}^2}$  - расчетное значение постоянной нагрузки на 1 м² площади покрытия;

 $q_s = 1,8 \frac{\kappa H}{M^2}$  - расчетное значение снеговой нагрузки на 1 м $^2$  площади покрытия;

a = 3м - шаг прогонов.

Максимальный изгибающий момент в прогоне [8]:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{np} l_{np}^{2}}{8} = \frac{8.79 \frac{\kappa H}{M^{2}} \cdot (6M)^{2}}{8} = 39.6 \kappa H \cdot M,$$

где  $l_{np}$  - расчетный пролет прогона; соответствует шагу ригелей. Требуемый момент сопротивления [8]:

$$W_{mpe\delta} = \frac{M_{max}}{R_{v} \gamma_{c}},$$

где  $M_{\text{max}}$  - максимальный изгибающий момент;

 $R_y$  - расчетное сопротивление материала прогона; в соответствии со прогоны относятся к третьей группе, для которой допускается применение стали C235; значения  $R_y$  принимаются [8]

$$R_{y} = 230M\Pi a = 230000\kappa H / M^{2} = 23\kappa H / cm^{2};$$

 $\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы.

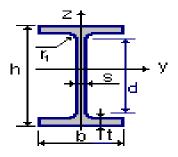


Рисунок 4 - Подбор двутавра [8]

$$W_{mpe\delta} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{39.6 \cdot 10^2 \, \kappa H \cdot cM}{23 \kappa H / cM^2 \cdot 1} = 172.2 cM^3.$$

Сечение прогона подбирается по сортаменту в зависимости от принятой формы сечения. При этом необходимо обеспечить условие [8]:

$$W_{\phi} > W_{mp}$$
,

где  $W_{\phi}$  – момент сопротивления принятого сечения прогона.

По ГОСТ 8239-89 выбираем двутавр с уклоном полок:

- H = 200мм высота балки;
- b = 100мм ширина полки;
- s = 5,2мм толщина стенки;

-t = 8,4 мм - средняя толщина полки;

 $-A = 26.8 \text{ cm}^2$ ;

 $-I_x = 1840 \text{ cm}^4$ ;

 $-W_{y} = 184 \text{ cm}^{3}$ :

-  $W_{\phi} > W_{mp}$ , 184 cm<sup>3</sup>>172,2cm<sup>3</sup>.

Условие выполнено.

1) Принятое сечение прогона проверяем на прочность.

Определяем наибольшее нормальное напряжение в балке по формуле [8]:

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{39.6 \cdot 10^2 \, \kappa H \cdot c \text{M}}{184 c \text{M}^3} = 21.6 \, \text{kH/cm}^2 < R_y \gamma_c = 24 \, \text{kH/cm}^2 \ .$$

Подобранное сечение балки удовлетворяет проверке прочности.

2) Принятое сечение прогона проверяем на жесткость и прогиб по II-ой группе предельных состояний.

Расчет конструкций по прогибам (расчет по 2-й группе предельных состояний) выполняется на нормативные нагрузки. При этом постоянная нагрузка учитывается полностью, а для временной (снеговой) нагрузки допускается учитывать только длительную ее составляющую, значение которой  $0.5S_0$ . Нормативное значение погонной нагрузки на прогон определяется по формуле [9]:

$$q_{n,i\delta} = (q_{n,m^2} + 0.5S_0)a,$$

где  $q_{n,m^2} = 1 \frac{\kappa H}{M^2}$  - нормативное значение постоянной нагрузки на 1 м² площади покрытия;

 $S_0 = 1.8 \frac{\kappa H}{\text{M}^2}$  - расчетное значение снеговой нагрузки на 1 м² площади покрытия;

a = 3м - шаг прогонов.

$$q_{n,np} = \left(1\frac{\kappa H}{M^2} + 0.5 \cdot 1.8 \frac{\kappa H}{M^2}\right) 3M = 5.7 \frac{\kappa H}{M}.$$

Прогиб прогона от нормативной нагрузки [9]:

$$f = \frac{5 \cdot q_{n,np} \cdot l^4}{384 \cdot EI},$$

где  $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{М}\Pi \text{a} = 2,06 \cdot 10^8 \text{кH/м}^2$  - модуль упругости.

$$f = \frac{5 \cdot 5.7 \cdot 10^{3} \frac{H}{M} \cdot \cdot 600^{4} c M^{4}}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} \frac{H}{M^{2}} \cdot 1840 c M^{4}} = 2,5 c M.$$

Условие обеспечения необходимой жесткости прогона [5]:

где  $[f] = \frac{1}{200} l_{np} = \frac{1}{200} \cdot 600 = 3$ см - предельный прогиб прогона.

Жесткость прогона обеспечена (f < [f], 2,5см<3см).

# 2.8.3 Расчет и конструирование стойки рамы

Статический расчет рамы выполняется отдельно для каждой их установленных в предыдущем разделе нагрузок: постоянной, снеговой, ветровой, вертикальной и горизонтальной крановых. В результате расчета определяются усилия M, N, Q в стойках и ригелях рамы.

Стойки рамы работают по схеме внецентренного сжатия [5].

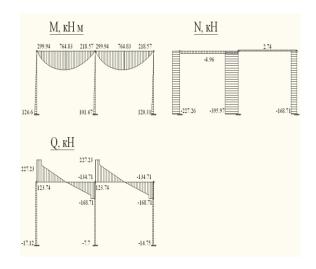


Рисунок 5 - Расчетная комбинация №1 [5]

Выбираем из представленных в табличной форме (таблица 2) возможных комбинации расчетных усилий расчетную комбинацию №1 - самую неблагоприятную комбинацию нагрузок на стойку №1 (левую), включающую следующие нагрузки:

- постоянную;
- снеговую;
- ветровую;
- поперечное торможение крана;

- вертикальное давление крана (сочетание №3).

Расчетную длину стойки в плоскости рамы  $l_x$  определяют, исходя из соотношения геометрических размеров поперечной рамы и жесткости ее элементов  $l_x = \mu H$ . [5]

При шарнирном креплении стойки к ригелю и жестком к фундаменту коэффициент расчетной длины стойки принимаем [5]:

$$\mu = 0.7$$
;  $l_x = \mu H = 5.85 \cdot 0.7 = 4.1$  M.



Рисунок 6 - Закрепления стойки в фундаменте [5]

В качестве сечения левой стойки предварительно примем прокатный двутавр I 35 Ш1, для которого  $b_k = 338$ мм.

Расчет на устойчивость в плоскости действия момента совпадающей с плоскостью симметрии, внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения выполняется по формуле [5]:

$$\frac{N}{\varphi_{e}A} \leq R_{y}\gamma_{c},$$

где N, Mx — значения соответственно продольной силы и изгибающий момент при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок.

В формуле коэффициент  $\varphi_e$  следует определять для сплошностенчатых стержней в зависимости от условной гибкости  $\overline{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , определяемого по формуле [6]:

$$m_{ef} = \eta m$$
,

где  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, определяемый;

 $m = \frac{eA}{W_c}$  — относительный эксцентриситет (здесь e — эксцентриситет;

 $W_c$  – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна).

 $A_n$  = 95,67 см<sup>2</sup> - площадь сечения в нетто;

N = 227,26кH;

 $M_x$ = 126,6 кН·м;

$$M_{\rm v} = 0$$

 $W = 1171 \text{ см}^3$  - момент сопротивления сечения нетто относительно оси

X-X.

Тогда [6]

$$e = \frac{M}{N} = \frac{126,6\kappa H \cdot M}{227,26\kappa H} = 0,56M,$$

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{0,56M \bullet 0,009567M^2}{0,001171M^3} = 4,55$$

 $\eta = 1,3.$ 

Гибкость стойки в плоскости рамы [6]:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{4,1M}{0,1452M} = 28,5,$$

что меньше предельной гибкости равной [6]

$$\lambda_{i\partial aa} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \left( \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \right) = 152.$$

Условная гибкость стойки в плоскости рамы [7]:

$$\overline{\lambda}_x = \frac{l_x}{l_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{4.1 \text{M}}{0.1452 \text{M}} \sqrt{\frac{240000 \text{kH/m}^2}{2.06 \cdot 10^8 \text{kH/m}^2}} = 0.97,$$

 $_{\Gamma \text{де}} \ \textit{R}_{_{y}}$  - расчетное сопротивление материала стойки (сталь C245);

$$R_y = 240M\Pi a = 240000\kappa H/M^2 = 24\kappa H/cM^2$$
;

 $E = 2,06 \cdot 10^5 \,\mathrm{MHa} = 2,06 \cdot 10^8 \,\mathrm{kH/m^2}$  - модуль упругости стали;

 $m_{ef} = \eta m = 1,3 \cdot 4,55 = 5,9$  - приведенный относительный эксцентриси-

тет.

Принимаем [7]:

$$\varphi_{\rm e} = 0.225$$

$$\frac{N}{\omega A} \le R_{\rm y} \gamma_{\rm c},$$

$$\frac{227,26\kappa H}{0,225\cdot 0,009567 {\it m}^2} = 105600 \, \frac{\kappa H}{{\it m}^2} \leq 240000 \, \frac{\kappa H}{{\it m}^2} \cdot 0,95 = 228000 \, \frac{\kappa H}{{\it m}^2}.$$

Условие соблюдается, следовательно, устойчивость в плоскости действия момента обеспечена [6].

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле [8]:

$$\frac{N}{c\varphi_{v}A} \leq R_{v}\gamma_{c},$$

где  $\varphi_{y}$  – коэффициент, вычисляемый при

$$\overline{\lambda}_y = \frac{l_y}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{5.85}{0.059} \sqrt{\frac{240000}{2.06 \cdot 10^8}} = 3.42.$$

Гибкость стойки из плоскости рамы [8]:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_v} = \frac{5,85}{0,059} = 100,2$$
,

что меньше предельной гибкости равной 150.

 $\varphi_v = 0,542$  (определяем в зависимости от  $\lambda_y$  и  $R_y$ ;

 $\dot{c}$  – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям.

При значении относительного эксцентриситета  $m = 4,55 \le 5$  с вычисляется по формуле [8]:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x},$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты; при  $m_x < 5$ ;

$$\alpha = 0.65 + 0.05 m = 0.87;$$
  $\beta$  зависит от  $\lambda_{y}$  и  $\lambda_{c}$ .

$$\lambda_{\rm c} = 3.14 \sqrt{E/R_{\rm y}} = 92$$
;

$$\overline{\lambda}_c = \lambda_c \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 92 \sqrt{\frac{240000}{2,06 \cdot 10^8}} = 3,14.$$

При  $2,5 < \bar{\lambda} \le 4,5$ 

$$\varphi_c = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - (0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda}_c + (0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda}_c^2 = 0,6;$$

$$\lambda_y > \lambda_c, \quad 100,2 > 92 \implies \beta = \sqrt{\varphi_c/\varphi_y};$$

$$\beta = \sqrt{\varphi_c/\varphi_y} = \sqrt{0,6/0,542} = 1,04.$$

Тогда [8]

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1,04}{1 + 0,87 \cdot 4,55} = 0,21;$$

$$\frac{N}{c\varphi_y A} = \frac{227.26\kappa H}{0.21 \cdot 0.542 \cdot 0.009567 \text{m}^2} \approx 209000 \frac{\kappa H}{\text{m}^2} \leq 240000 \frac{\kappa H}{\text{m}^2} \cdot 0.95 = 228000 \frac{\kappa H}{\text{m}^2}.$$

Вывод: в качестве сечения левой стойки выбираем прокатный двутавр I 35 Ш1: H = 338мм - высота сечения; b = 250мм - ширина полки; d = 9.5 мм - толщина стенки; t = 12.5мм - средняя толщина полки; A = 95.67 см²; Wx = 1171 см³.

Расчет на устойчивость в плоскости действия момента совпадающей с плоскостью симметрии, внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения выполняется по формуле [7]:

$$\frac{N}{\omega A} \leq R_y \gamma_c$$
,

где  $N, M_x$  — значения соответственно продольной силы и изгибающий момент при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок.

Стойка №2 (центральная).

Выбираем из представленных в табличной форме (таблица 3) возможных комбинации расчетных усилий расчетную комбинацию №2 - самую неблаго-приятную комбинацию нагрузок на стойку №2 (центральную), включающую следующие нагрузки [8]:

- постоянную;
- снеговую;
- ветровую;
- поперечное торможение крана;
- вертикальное давление крана (сочетание №2).

В качестве сечения центральной стойки предварительно примем прокатный двутавр I 35 Ш1, для которого  $b_k = 338 \text{мм}$ 

#### 2.8.4 Расчет на устойчивость в плоскости действия момента

Расчет на устойчивость в плоскости действия момента совпадающей с плоскостью симметрии, внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения выполняется по формуле [8]:

$$\frac{N}{\varphi_e A} \le R_y \gamma_c.$$

В формуле коэффициент  $\varphi_e$  следует определять для сплошностенчатых стержней по таблице 74 СНиП 2.01.07-85 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , определяемого по формуле [8]:

$$m_{ef} = \eta m$$
,

где  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения;

 $m = \frac{eA}{W_c}$  — относительный эксцентриситет, (здесь *e* — эксцентриситет;

 $W_c$  – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна).

Тогда [9]

$$e = \frac{M}{N} = \frac{101,67\kappa H \cdot M}{454,51\kappa H} = 0,22M,$$

где N,  $M_x$  - значения соответственно продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок;

N = 454,51 kH;

 $M_x$ = 101,76 кН·м;

 $A_n = 95,67$ см<sup>2</sup> - площадь сечения в нетто;

 $W = 1171 \text{ cm}^3$  - момент сопротивления сечения нетто относительно оси X-X;

$$m = \frac{eA}{W_c} = \frac{0.22 M \cdot 0.01171 M^2}{0.001171 M^3} = 1.82;$$

$$\eta = 1,3.$$

Гибкость стойки в плоскости рамы [9]:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{4.1M}{0.1452M} = 28.5$$

что меньше предельной гибкости равной

$$\lambda_{r\partial \mathring{a}\ddot{a}} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \left(\frac{N}{\varphi AR_{y}\gamma_{c}}\right) = 152.$$

Условная гибкость стойки в плоскости рамы [9]:

$$\overline{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{4.1}{0.1452} \sqrt{\frac{240000}{2.06 \cdot 10^8}} = 0.97,$$

где  $R_y$  - расчетное сопротивление материала стойки (сталь C245);  $R_y = 240 M\Pi a = 240000 \kappa H/m^2 = 24\kappa H/cm^2 \,;$   $E = 2,06 \cdot 10^5 \,\mathrm{M\Pi a} = 2,06 \cdot 10^8 \,\mathrm{kH/m^2} \,$  - модуль упругости стали;  $i_x = 14,38 cm \,$  - радиус инерции сечения;  $m_{ef} = \eta m = 1,3 \cdot 1,82 = 2,37.$ 

Принимаем [9]

$$\varphi = 0,435,$$

$$\frac{N}{\varphi_{e}A} \le R_{y}\gamma_{e},$$

$$\frac{454,51\kappa H}{0.435 \cdot 0.009567 M^{2}} = 109300 \frac{\kappa H}{M^{2}} \le 240000 \frac{\kappa H}{M^{2}} \cdot 0,95 = 228000 \frac{\kappa H}{M^{2}}.$$

Условие соблюдается, следовательно, устойчивость в плоскости действия момента обеспечена.

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости). Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, выполняется по формуле [9]:

$$\frac{N}{c\varphi_{v}A} \leq R_{v}\gamma_{c},$$

где  $\varphi_y$  – коэффициент, вычисляемый при

32

Гибкость стойки из плоскости рамы [9]:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{5,85M}{0,059M} = 100,2,$$

что меньше предельной гибкости равной 150.  $\varphi_y = 0.542$  - определяем в зависимости от  $\lambda_y$  и  $R_y$  . c – коэффициент.

При значении относительного эксцентриситета m=1,82 c вычисляется по формуле [8]:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x},$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 10, при  $m_x$  < 5;  $\alpha = 0.65 + 0.05 m = 0.84$ ;  $\beta$  зависит от  $\lambda_y$  и  $\lambda_c$ .

$$\lambda_c = 3.14 \sqrt{E/R_y} = 92$$
;

$$\overline{\lambda}_c = \lambda_c \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 92 \sqrt{\frac{240000}{2,06 \cdot 10^8}} = 3,14.$$

При  $2,5 < \bar{\lambda}_c \le 4,5$ 

$$\varphi_{\bar{n}} = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - (0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda}_{\bar{n}} + (0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda}_{\bar{n}}^2 = 0,6,$$

$$\lambda_y > \lambda_c, \quad 100,2 > 92 \implies \beta = \sqrt{\varphi_c/\varphi_y},$$

$$\beta = \sqrt{\varphi_c/\varphi_y} = \sqrt{0,6/0,542} = 1,04.$$

Тогда [9]

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1.3}{1 + 1.3 \cdot 1.82} = 0.46,$$

$$\frac{N}{c\varphi_{_{\rm V}}A} = \frac{454,\!51\kappa H}{0,\!46\cdot 0,\!542\cdot 0,\!009567{\scriptstyle{M}}^2} = 200000\frac{\kappa H}{{\scriptstyle{M}}^2} \leq 240000\frac{\kappa H}{{\scriptstyle{M}}^2} \cdot 0,\!95 = 228000\frac{\kappa H}{{\scriptstyle{M}}^2}.$$

Вывод: в качестве сечения левой стойки выбираем прокатный двутавр I 35 Ш1 с размерами H=338мм - высота сечения; b=250мм - ширина полки; d=9,5 мм - толщина стенки; t=12,5мм - средняя толщина полки; A==95,67 см $^2$ ; Wx=1171 см $^3$ 

## 2.8.5 Расчет и конструирование опорного узла рамы

Назначением базы (башмака) колонны является:

- а) распределять сосредоточенное давление от стержня колонны по определенной площади фундамента;
- б) обеспечить закрепление нижнего конца стержня колонны в фундаменте в соответствии с принятой расчетной схемой.

Соединительная траверса служит для более или менее равномерной передачи силовых потоков от стержня на плиту, что приближает работу колонны к работе жесткого «штампа», опирающегося на фундамент. Одновременно траверса является опорой для плиты при ее работе на изгиб от реактивного (отпорного) давления фундамента. Сама траверса работает на изгиб как двухконсольная балка, опертая на пояса колонны и нагруженная отпорным давлением фундамента.

Во внецентренно-сжатых сплошных колоннах устраивают жесткие базы, которые могут передавать изгибающие моменты. С этой целью траверсы приходится развивать в направлении действия момента. При относительно небольших опорных моментах траверсы делают из листов толщиной 10-12 мм. Примем в дипломной работе  $t^{mpas} = 10$ мм.

В изгибаемых защемленных колоннах анкерные болты работают на растяжение от изгибающего момента. Их диаметр и длину назначают по расчету.

Разбивка анкеров в плане должна быть произведена с применением жестких кондукторов и проверена геодезическими инструментами. Отверстия в башмаке для анкерных болтов обычно делают диаметром, большим диаметра болтов, закрывая их монтажными шайбами, привариваемыми к башмаку после установки колонны в проектное положение. После установки колонн, базы обетониваются для предохранения от коррозии [9].

# 2.9 Расчет и конструирование ригеля

# 2.9.1 Определение нагрузки на ферму

В дипломной работе в качестве ригеля применяется ферма. Для фермы наиболее неблагоприятным будет являться следующее сочетание нагрузок с:

- постоянная;
- снеговая с коэффициентом сочетаний  $\psi_2 = 0.9$ ;
- вертикальное давление кранов с коэффициентом сочетаний  $\psi_2 = 0.9$ .

Стропильные фермы рассчитываются на нагрузки, передающиеся на них в виде сосредоточенных сил в узлах: постоянную — от веса кровли и собствен-

ного веса конструкций; временную – от снега, ветра, подвесного подъемнотранспортного оборудования и др. Эти нагрузки преимущественно являются равномерно распределенными.

Равномерно-распределенную нагрузку подсчитывают сначала на 1м<sup>2</sup>, затем определяют грузовую площадь, приходящуюся на один узел, после чего находят сосредоточенную силу, действующую на каждый узел фермы [9]:

- для рядовых узлов:

$$P_1 = b \cdot d \cdot Q_p$$

- для крайних узлов фермы:

$$P_2 = b \cdot \frac{d}{2} \cdot Q_p,$$

где  $Q_p = q_{m^2} + \psi_2 \cdot S_q = 1.13 \kappa H /_{M^2} + 0.9 \cdot 1.8 \kappa H /_{M^2} = 2.75 \kappa H /_{M^2}$  - расчетная равномерно-распределенная нагрузка на  $1 \text{ m}^2$  горизонтальной проекции;

 $S_q$ = 1,8 кПа - расчетное значение веса снегового покрова на 1 м $^2$  горизонтальной поверхности земли;

 $q_{_{m^2}}$  = 1,13 кH/м $^2$  - постоянная расчетная нагрузка;

b = 6M - расстояние между фермами;

d = 3M - длина панели пояса фермы, к которому приложена нагрузка.

$$P_1 = 6M \cdot 3M \cdot 2,75 \, \kappa H / _{M^2} = 49,50 \kappa H$$
;

$$P_2 = 6M \cdot \frac{3M}{2} \cdot 2,75 \frac{\kappa H}{M^2} = 24,75 \kappa H.$$

Таким образом, составляется расчетная схема фермы.

# 2.9.2 Определение усилий в элементах фермы

При расчете ферм со стержнями из уголков предполагается, что в узлах системы — идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейные, расположены в одной плоскости и пересекаются в узле в одной точке (в центре узла). Стержни такой идеальной системы работают только на осевые усилия. Напряжения, найденные по этим усилиям, являются основными. В связи с фактической жесткостью узловых соединений в стержнях фермы возникают дополнительные напряжения, которые при отношении высоты сечения стержня к его длине, равном  $\frac{1}{15}$ , расчетом не учитываются, так как они не влияют на несущую способность конструкции. Кроме того, в стержнях фермы возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней в узлах. Эти

напряжения, не являющиеся основными, как правило, расчетом не учитываются, так как по малости допускаемых в фермах эксцентриситетов, они лишь незначительно влияют на несущую способность ферм.

В дипломной работе расчет фермы выполняется с использованием программного комплекса APM WinMachine [10].

## 2.9.3 Подбор сечения сжатых стержней фермы

Подбор сечения сжатых стержней обычно начинают с элементов, имеющих большее усилие. Первоначально требуемую площадь двух уголков определяют по формуле [8]:

$$F_{\delta\delta} = \frac{N}{\varphi \cdot R},$$

$$F_{\delta\delta} = \frac{N}{\varphi \cdot R} = \frac{N}{(0,6...0.9) \cdot R},$$

где N - расчетное усилие в стержне;

 $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, которым ориентировочно задаются: 0,7-0,9 при подборе поясов; 0,6-0,8 — при подборе элементов решетки;

R - расчетное сопротивление стали.

Затем о сортаменту подбираются близкие по требуемой площади уголки, выписываются геометрические характеристики сечения из двух уголков F,  $r_x$ , и  $r_y$  и определяются гибкости стержня в обоих направлениях (в плоскости и из плоскости фермы) по формулам [9]:

$$\lambda_{\div} = \frac{l_x}{r_x},$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}.$$

Для сжатых стержней следует выбирать по сортаменту уголки с наиболее тонкими полками, так как сечения из них обладают большей жесткостью и несущей способностью. Наибольшая гибкость стержней нормирована, она зависит от вида элемента фермы и ее материала. Поэтому, определив гибкости стержней. Их следует сравнить с предельными.

Удовлетворив условию предельной гибкости, проверяют напряжение в принятом сечении [8]:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot F_{\varrho_n}} \le R,$$

где  $\varphi_{\min}$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по большей из гибкостей  $\lambda_x$  или  $\lambda_y$  :

при  $0 < \bar{\lambda} \le 2,5$ :

$$\varphi = 1 - (0.073 - 5.53 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda} \sqrt{\overline{\lambda}} ,$$

при  $2,5 < \overline{\lambda} \le 4,5$ 

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - (0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda} + (0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E}) \overline{\lambda}^2,$$

при  $\bar{\lambda} > 4,5$ 

$$\varphi = \frac{332}{\overline{\lambda}^2 (5I - \overline{\lambda})},$$

где  $F_{\delta p}$  - площадь сечения выбранных уголков.

Если напряжение окажется больше расчетного сопротивления или значительно меньше его, то берутся другие уголки и в том же порядке проверяются расчетом. В шарнирно опертых фермах крайние панели верхнего пояса вообще не имеют усилий, поэтому в узле у опорного раскоса часто обрывают оба поясных уголка и вместо них ставят другие, минимального (по предельной гибкости) сечения.

Длинные гибкие элементы решетки фермы могут быть легко погнуты, искривлены при перевозке, монтаже или других случайных воздействиях, поэтому напряжения в раскосах и стойках ферм (исключая опорный раскос) проверяют с введением коэффициента условий работ m, учитывающего эти факторы [8]:

$$\sigma = \frac{N}{m \cdot \varphi \cdot F} \leq R,$$

где m = 0.8 - для элементов решетки при гибкости их более 60. Из этих же соображений для любых сечений стержней ферм не применяют уголки менее, чем 50x4мм.

## 2.9.4 Подбор сечения растянутых стержней фермы

Подбор сечения растянутых стержней целесообразно начинать с элементов, имеющих наибольшие усилия. Требуемая площадь определяется по формуле [9]:

$$F_{mp} = \frac{N}{R} .$$

Выбрав по сортаменту ближайшие по площади уголки, выписываются геометрические характеристики сечения, составленного из двух уголков, и определяют гибкости стержня в плоскости и из плоскости фермы. Наибольшая гибкость растянутых стержней также нормирована и зависит от вида элемента фермы, условий ее работы и материала конструкции. Если гибкость подобранного элемента не превосходит предельной, то проверяют фактические напряжения в стержне по формуле [9]:

$$\sigma = \frac{N}{F_{i\hat{\alpha}}} \leq R.$$

Нижние пояса ферм в целях экономии стали иногда принимают по длине из двух различных сечений со стыком в узле.

Усилия в раскосах по мере их приближения к середине фермы уменьшаются, поэтому фактором, определяющим сечение средних раскосов, является предельная гибкость. Если средние раскосы имеют небольшое растяжение (примерно до 100 кН), то при случайной односторонней нагрузке (например, монтаже плит покрытия, очистке снега и др.) усилие может уменьшиться и перейти в сжатие. Учитывая это, в средних растянутых раскосах не допускается гибкость более 150 (подбирают по предельной гибкости для сжатых стержней).

Подбор сечения стержней ферм производится непосредственно в табличной форме без промежуточных вычислений [9].

# 2.9.5 Соединительные прокладки

Чтобы сечения элементов ферм из двух уголков работали как единый стержень, эти уголки соединяют между собой прокладками. Соединительные прокладки располагаются, по длине сжатых стержней на расстоянии  $l \le 40r$ , длине растянутых  $l_1 \le 80r$  (где r - радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок), причем между узлами в сжатых элементах должно быть не менее двух прокладок. Прокладки делают шириной 60-80мм, длиной на 20-50мм больше ширины уголков. Для всех уголков одной фермы следует иметь не более двух-трех типоразмеров прокладок [9].

# 2.9.6 Расчет и конструирование узла опирания стропильной фермы на крайнюю колонну рамы

При шарнирном сопряжении фермы с колонной наиболее простым является узел опирания фермы на колонну сверху с использованием дополнительной стойки (надколонника).

Опорное давление фермы [9]:

$$F_{\phi} = 49.5 \bullet 3 + 11.07 + 80.46 / 2 = 199.8 \kappa H$$

Передается с опорного фланца фермы на опорную плиту оголовка, толщину которой конструктивно назначаем  $\delta = 20$ мм.

Опорный фланец для четкости опирания выступает на 20мм ниже фасонки опорного узла.

Площадь торца фланца определяется из условия смятия [9]:

$$A_{\phi^n} \geq \frac{F_{\phi}}{R_n},$$

где  $R_p = 33.6 \frac{\kappa H}{c M^2}$  - расчетное сопротивление стали C245 смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки).

$$A_{\phi^{\pi}}^{mp} \ge \frac{199.8\kappa H}{33.6 \kappa H/c_{M}^{2}} \approx 6cM^{2}.$$

Принимаем фланец с торцом 1,2х5см [9]:

$$(A_{dn} = 1,2cM \cdot 5cM = 6cM^2 = A_{dn}^{mp} = 6cM^2).$$

Опорный фланец крепят к колонне на болтах грубой или нормальной точности, которые ставят в отверстия на 3-4мм больше диаметра болтов, чтобы они не могли принять на себя опорную реакцию фермы в случае возможных неточностей разметки отверстий.

При шарнирном опирании фермы на колонну сварные швы, прикрепляющие опорный фланец к фасонке, работают на действие опорной реакции  $F_{\phi}$ . Сварка полуавтоматическая проволокой марки  $C_{\theta} - 08A$ ,  $d = 1,4...2_{MM}$ ,  $k_{uu} = 0,6$ . Как уже отмечалось, решающее значение в данном случае будет иметь проверка по металлу шва [9]:

$$l_{_{\phi},\grave{\delta}\check{\delta}} = \frac{F_{\hat{\delta}}}{2 \cdot k_{_{\phi}} \cdot R_{_{\acute{\phi}\phi}}^{\tilde{n}\hat{a}} \cdot \gamma_{_{\acute{\phi}\phi}}^{\tilde{n}\hat{a}}},$$

$$l_{u.mp} = \frac{F_{\phi}}{2 \cdot k_{u} \cdot R_{yu}^{cs} \cdot \gamma_{yu}^{cs}} = \frac{199,8\kappa H}{2 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 18 \frac{\kappa H}{c_{M}^{2}} \cdot 1} = 12c_{M}.$$

Окончательно принимаем  $l_{u} = 52 c_{M}$ .

Рекомендуемая толщина фасонки при наибольшем усилии в раскосе  $N_{I-3}$ = 292,57кH  $\delta$  = 10мм.

Верхний пояс фермы конструктивно на болтах грубой или нормальной точности прикрепляют к фасонке надколонника. Для того, чтобы узел не мог воспринять усилия от опорного момента и обеспечивал шарнирность сопряжения, отверстия в фасонках делают на 5-6мм больше диаметра болта.

Опирание подстропильных ферм на колонны выполняется, как правило, шарнирным. Работа его аналогична узлу опирания стропильных ферм. Нижний пояс подстропильной фермы делают укороченным (чтобы не заводить внутрь колонны) и крепят накладкой к ребру колонны.

Опирание стропильных ферм на подстропильные выполняется в большинстве случаев по шарнирной схеме.

Ребро оголовка приваривается к опорной плите к стенке колонны при сплошном стержне. Швы, прикрепляющие ребро оголовка к плите, должны выдерживать полное давление на оголовок.

Высоту ребра оголовка определяют требуемой длинной швов, передающих нагрузку на стержень колонны [9]:

$$h_{\phi.\partial\bar{\partial}} = \frac{F_{\hat{\partial}}}{4 \cdot k_{\phi} \cdot R_{\hat{\partial}\phi}^{\tilde{n}\hat{a}} \cdot \gamma_{\hat{\partial}\phi}^{\tilde{n}\hat{a}}},$$

$$h_{u.mp} = \frac{F_{\phi}}{4 \cdot k_{u.} \cdot R_{yu.}^{cs} \cdot \gamma_{yu.}^{cs}} = \frac{199,8\kappa H}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 18 \frac{\kappa H}{c_{M}^{2}} \cdot 1} = 12c_{M}.$$

Сварка полуавтоматическая проволокой марки  $C_{\it B}-08A$ ,  $d=1,4...2_{\it MM}$ ,  $k_{\it m}=0,6$ , решающее значение в данном случае будет иметь проверка по металлу шва. Примечание: четыре шва, т. к. опорное ребро приваривается перпендикулярно стенке двутавра (колонны) с двух сторон (с каждой по два шва).

Толщину ребра оголовка определяют из условия сопротивления на смятие под полным опорным давлением [10]:

$$t_p = \frac{N}{l_{\tilde{n}i} \cdot R_{\tilde{n}i.\dot{o}.}},$$

$$t_p = \frac{N}{l_{cM} \cdot R_{cM,m}} = \frac{199,8\kappa H}{15cM \cdot 33,6\kappa H/cM^2} = 4MM,$$

где  $l_{c_{\mathit{M}}}$  =  $(2 \cdot 5c_{\mathit{M}} + 1c_{\mathit{M}}) + 2 \cdot 2c_{\mathit{M}} = 15c_{\mathit{M}}$  - длина сминаемой поверхности, равная ширине опорного ребра ригеля плюс две толщины плиты оголовка колонны.

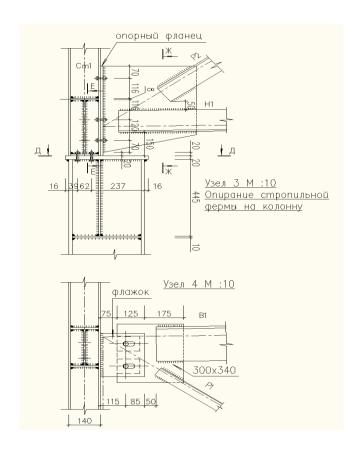


Рисунок 8 - Опирание стропильной фермы на крайнюю колонну [8]

Окончательно принимаем толщину ребра оголовка 8мм, как минимально рекомендуемую.

Проверяем ребро на срез по формуле [8]:

$$\tau = \frac{N}{A_{\tilde{n}\tilde{o}}} = \frac{N}{2t_{\tilde{o}\tilde{o}} \cdot h_{\tilde{o}\tilde{o}}},$$

#### 3 Расчеты по программе APM WinMachine

Отличительной особенностью **APM WinMachine** является вертикальноинтегрированная структура компоновки продукта, что позволяет разработчикам организовывать бесшовные связки между расчетными модулями для решения сложных производственных задач.

#### 3.1 Исходные данные

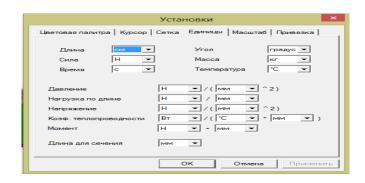


Рисунок 9 – Установки данных в систему APM Winmachine.

Программный продукт **APM WinMachine** построен по модульной схеме, что обеспечивает удобство его использования под узконаправленные отраслевые задачи машиностроения.

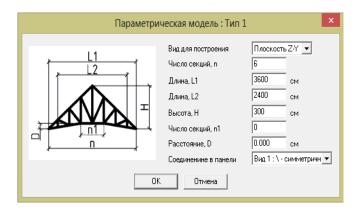


Рисунок 10 – параметрическая модель

# 3.2 3D моделирование

Все модули разделены на четыре тематические группы:

Графические средства (2D и 3D препроцессор для подготовки геометрии к расчетам);

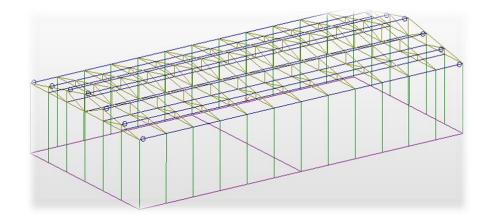


Рисунок 11 – 3D модель конструкции

## 3.3 Задание сечение для чертежей

Детали машин и соединения (расчеты типовых деталей машин, механизмов, а также их соединений, как разъемных, так и не разъемных);

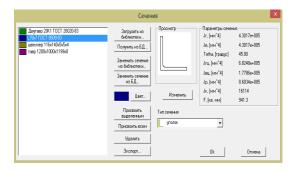


Рисунок 12 – Сечения

Конечно-элементный анализ(анализ прочности, устойчивости, собственной и вынужденной динамики конструкций при статических и динамических силовых и температурных воздействиях);

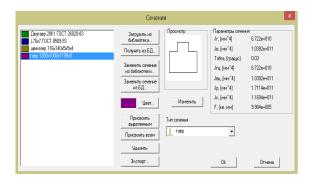


Рисунок 13 – Сечения

Базы данных (массивы справочной информации в текстовом и графическом видах по параметрам материалов, стандартным сечениям металлопроката

и т.п.).

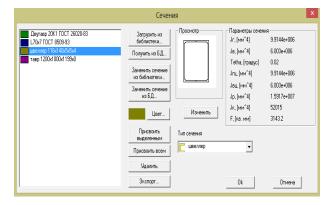


Рисунок 14 – Сечения

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В дипломной работе рассчитана и спроектирована металлоконструкция цеха для производства редукторов. Основой конструктивной структурой здания является металлический каркас.

Потребовалась рассчитать и спроектировать данный цех, осуществить расчет по более прогрессивным экономическим проектам.

В дипломной работе для расчета применена система автоматизированного проектирования APM WinMachine для расчета и оценки несущей способности конструкций, как на стадиях проектировочного расчета, так и проверочного расчета. Более чем обоснованно и реально сокращает временные затраты на реализуемые проекты.

Применение системы конечно-элементного расчета APM Structure3D дал возможность осуществить анализ различных конструктивных исполнений и вариантов нагружения, а также делать не только количественную, но и качественную оценку несущей способности уже на этапе проектирования. Данная программа удобна для пользователя, инструменты позволяют вести проектирование на новом, современном уровне, что повышает оперативность работы и существенно снижает издержки на проектирование.

Основными элементами каркаса являются поперечные рамы, подстропильные конструкции, связи, конструкции торцевого фахверка и другие элементы, обеспечивающие прочность и устойчивость здания при воздействии на него всего комплекса нагрузок.

В системе конечно-элементного расчета APM Structure3D спроектирована ферма и рассчитана действующая нагрузка на ферму.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Беленя Е.И. Металлические конструкции. Стройиздат, 1986.
- 2 Васильев А.А. Металлические конструкции. Стройиздат, 1979.
- 3 Муханов К.К. Металлические конструкции. Стройиздат, 1978.
- 4 Шеришевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. М.: Архитектура С, 2005.
  - 5 Стальные конструкции. СНиП II-23-81\*.
  - 6 Нагрузки и воздействия. СНиП 2.01.07-85\*.
  - 7 Краны мостовые. Однобалочные подвесные. ГОСТ 7890-93.
- 8 Тимянский Ю.С. Методические указания по разработке комплексного курсового проекта социально-производственного здания. М.: Машиностроение, 2005.
- 9 Вершинин В.П. Нормативные и справочные материалы по курсовому и дипломному проектированию металлических конструкций. М.: Машиностроение, 2004.
- 10 Замрий А.А. Проектирование и расчет методом конечных элементов трехмерных конструкций в среде APM Structure 3D. М.: Издательство АПМ, 2006.
- 11 Анурьев В.И. Справочник конструктора-машиностроителя. М.: Машиностроение, 1973.
- 12 Кудрявцев Е.М. Оформление дипломного проекта на компьютере. Проектирование. М.: Издательство Д.М.К., 2004.