

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«ТЮМЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

КОРСУН НАТАЛЬЯ ДМИТРИЕВНА

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПЕРЕМЕННОЙ
ЖЕСТКОСТИ С ПОДКОСАМИ И ЗАТЯЖКОЙ**

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
кандидат технических наук, доцент
Пронозин Яков Александрович

Тюмень - 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Разработка и совершенствование конструктивных форм ЛМК.....	14
1.1 Критерии оценки эффективности ЛМК	14
1.1.1 Техничко-экономические показатели металлоконструкций	14
1.1.2 Методы расчета технико-экономических показателей.....	17
1.1.3 Анализ структуры стоимости металлоконструкций	18
1.2 Современное состояние отрасли ЛМК, типы эффективных конструкций и их сравнительный анализ	19
1.2.1 Исследование рынка ЛМК	19
1.2.2 Типы эффективных рамных конструкций.....	23
1.2.3 Типы эффективных балочных конструкций	25
1.2.4 Сравнительный анализ распространенных типов ЛМК	33
1.3 Исследования металлоконструкций	35
1.3.1 Оптимизация конструкций.....	35
1.3.2 Исследования работы конструкций с учетом развития упруго- пластических деформаций	41
1.3.3 Численные исследования конструкций	42
1.3.4 Экспериментальные исследования конструкций	44
Выводы по разделу 1	46
Цель и задачи диссертационной работы.....	47
2 Разработка балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой.....	49
2.1 Описание новой конструкции покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой.....	49
2.2 Алгоритм расчета балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой.....	54
2.2.1 Структурная схема алгоритма расчета	54
2.2.2 Исходные данные для расчета и предварительное задание усилий	56
2.2.3 Подбор сечений элементов конструкции	58
2.2.4 Статический расчет системы и определение усилий предварительного напряжения	64
2.2.5 Проверка элементов по предельным состояниям I группы.....	71

2.2.6 Проверка конструкции по предельным состояниям II группы	75
2.3 Определение оптимальных параметров новой конструкции покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой.....	76
2.3.1 Поиск оптимальных параметров конструкции с использованием методов планирования экспериментов	76
2.3.2 Исследование факторного пространства по плану ДФЭ типа $2^{(5-2)}$	80
2.3.3 Исследование факторного пространства по плану ПФЭ типа 2^2	84
2.3.4 Построение зависимостей веса конструкции от активных параметров оптимизации	90
2.4 Техничко-экономический анализ балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой	91
2.4.1 Технические характеристики новой конструкции	91
2.4.2 Расчет технико-экономических показателей	91
Выводы по разделу 2.....	94
3 Численные исследования напряженно-деформированного состояния балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой.....	96
3.1 КЭ-анализ балочной конструкции пролетом 18 м.....	96
3.1.1 Исходные данные для КЭ-анализа	96
3.1.2 Расчет конструкции на варианты нагружения распределенной нагрузкой и системой сосредоточенных сил	100
3.1.3 Расчет конструкции в линейной и геометрически нелинейной постановке.....	103
3.1.4 Моделирование процесса монтажа, предварительного напряжения и эксплуатационных нагрузок и воздействий	107
3.2 Численные исследования работы балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса.....	108
3.2.1 Характеристика каркаса	108
3.2.2 Расчетные ситуации	114
3.2.3 Обоснование расчетной модели	122
3.2.4 Численное моделирование поэтапного предварительного напряжения конструкций.....	125

3.2.5 Результаты численных исследований работы конструкций в ходе эксперимента	131
3.2.6 Результаты численных исследований работы конструкций на эксплуатационные нагрузки	142
3.2.7 Сопоставительный анализ влияния силовых факторов на работу балочных конструкций в составе каркаса	144
Выводы по разделу 3.....	147
4 Экспериментальные исследования новых балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса	149
4.1 Планирование натурного эксперимента	149
4.1.1 Характеристика объекта строительства.....	149
4.1.2 Цель и задачи эксперимента	151
4.1.3 Приборы и оборудование	151
4.1.4 Стадии нагружения	155
4.2 Контроль предварительного напряжения конструкций.....	155
4.3 Описание хода натурного эксперимента	158
4.4 Результаты экспериментальных исследований.....	159
4.5 Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований	168
Выводы по разделу 4.....	181
Заключение	182
Список литературы	185
Приложение А. Калькуляционный расчет стоимости металлического каркаса в двух вариантах.....	203
Приложение Б. Сравнительный анализ типов ЛМК.....	210
Приложение В. Патент на изобретение	213
Приложение Г. Акты о внедрении результатов научно-исследовательской работы.....	219

ВВЕДЕНИЕ

Металлические конструкции на протяжении десятков лет индустриального производства зарекомендовали себя как высоко технологичные конструкции, на возведение которых требуется минимум материальных и временных затрат. Особенно эффективными признаны легкие металлические конструкции (ЛМК) [118].

В советский период производство ЛМК насчитывало более десятка серийных типов конструкций, выпускаемых на специализированных поточных линиях заводов ЛМК. В настоящее время российская отрасль строительных металлоконструкций переживает второе рождение: число заводов–производителей легких металлоконструкций в 2011 году достигло 50, объем производства металлоконструкций составил 1,7 млн. тонн, что на 21,4%, больше чем в 2010 году. Нарастание спроса на продукцию заводов металлоконструкций способствует расширению рынка и росту конкуренции, по данным маркетинговых исследований проектирование металлоконструкций является одним из стержневых бизнес-процессов развивающейся отрасли ЛМК, определяющим конкурентный успех предприятий [124].

В этой связи, **актуальным** является решение задач по разработке новых форм ЛМК с целью их улучшения и создания новых унифицированных серий. Развитие номенклатуры типовых ЛМК позволяет не только повысить конкурентоспособность отечественных заводов ЛМК, но и привносит разнообразие в архитектурный облик зданий с их применением.

Вопросы выбора той или иной конструктивной формы зданий из ЛМК с позиций экономичности широко освещены в литературе [46, 49, 53, 59, 91, 110, 112, 113, 118]. Большое значение имеют показатели: расход стали, технологичность изготовления, сложность и продолжительность монтажа, обеспечение условий эксплуатации.

Балочные конструктивные формы технологичны при изготовлении, удобны при монтаже, не чувствительны к осадкам опор и температурным деформациям. Недостатком балочных конструкций называют повышенный расход материала [49, 54, 91], однако использование мер по повышению эффективности делает их конкурентоспособными по отношению к другим конструктивным формам ЛМК.

Проведенные нами исследования показали, что самыми распространенными приемами повышения эффективности балочных конструкций являются:

- минимизация сечений балки за счет приближения эпюры материалов к эпюре моментов;
- эффективное распределение материала по сечению балки с утоньшением стенки, ее гофрированием или перфорацией, в том числе с учетом работы материала в упругопластической стадии;
- предварительное напряжение для регулирования усилий и перемещений.

При этом, на наш взгляд, недостаточное внимание уделено оптимизации внутренних усилий в балке, соответствующих минимуму ее массы, и это может рассматриваться как одно из направлений совершенствования балочных конструкций.

Актуальность диссертационной работы подтверждается выполнением ее разделов в рамках госбюджетной темы № ГР01.2.00606993 «Теоретические и экспериментальные исследования новых конструктивных форм ЛМК» (2006-2010 гг., руководитель Пронозин Я. А.).

Объектом исследования является новая конструкция покрытия, состоящая из балки переменной жесткости, подкосов и затяжки [74]. Отличительной особенностью конструкции является регулирование усилий в балке на основе принципа минимизации площади эпюры моментов, как

основного параметра оптимизации, предложенного проф. Н.С. Москалевым [112].

Предметом исследования является напряженно-деформированное состояние новой конструкции покрытия, установленное при различных расчетных ситуациях на расчетных моделях и в ходе натурного испытания конструкций пролетами 18 и 24 м в составе конструкции покрытия.

Целью исследования является разработка эффективной стальной балочной конструкции покрытия и проведение ее экспериментально-теоретических исследований, подтверждающих эксплуатационную пригодность конструкции.

Определены следующие **задачи исследования**:

1. Разработать с использованием принципа минимизации площади эпюры моментов стальную балочную конструкцию эффективную по расходу материала, затратам на изготовление, транспортировку и монтаж при обеспечении требований надежности.

2. Разработать алгоритм расчета и определить оптимальные геометрические параметры балочной конструкции минимального веса.

3. Обосновать расчетную модель балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой с учетом технологических параметров преднапряжения.

4. Выполнить численные исследования напряженно-деформированного состояния балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой на примере моделей и в составе каркаса здания.

5. Провести экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой в составе каркаса и выполнить сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований.

Научная новизна работы заключается:

– в разработке новой эффективной конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой на основе принципа минимизации площади эпюры моментов;

– в разработке алгоритма расчета балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой с установленными оптимальными геометрическими параметрами, подбором рациональных сечений элементов и усилий предварительного напряжения;

– в получении результатов натуральных экспериментальных исследований работы балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м в составе каркаса здания.

Практическая ценность результатов исследований заключается:

– в разработке новой конструкции покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой и положительном опыте ее внедрения;

– в возможности типизации стальной балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой, эффективность которой подтверждена технико-экономическим расчетом;

– в использовании разработанного алгоритма расчета балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой в реальном проектировании;

– в опыте проведения натуральных испытаний балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м в составе каркаса здания на объекте строительства.

Новые конструкции покрытия внедрены на объекте строительства «Гипермаркет в Заречном микрорайоне г. Тюмени» (введен в эксплуатацию в 2006 году), использованы в рабочем проектировании объекта «Торговый центр в городе Нефтеюганске» (рабочий проект 32НИС/08).

Научные положения работы использовались в научно-исследовательских работах студентов, в лекционном курсе «Металлические конструкции», а также

нашли применение в реальном проектировании балочных конструкций на объекте «Реконструкция спортзала ТюмГАСУ» (рабочий проект 47НИС/09, прошел госэкспертизу, ведется строительство).

Численные исследования новой конструкции велись с применением счетного программного комплекса SCAD, в основу работы которого положен метод конечных элементов. Алгоритм расчета новой статически неопределимой конструкции построен на применении метода сил для определения усилий, метода предельных состояний [22] для оценки надежности и прямых методов подбора сечений [76]. Для установления оптимальных геометрических параметров новой конструкции использованы методы теории планирования экспериментов, адаптированные к проектированию строительных конструкций М. Б. Краковским (1973) [45].

На защиту выносятся следующие научные положения:

1. Новая конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой, эффективность которой подтверждена технико-экономическим анализом вариантов конструкций. Отличительной особенностью конструкции является регулирование усилий в балке на основе принципа минимизации площади эпюры моментов.

2. Алгоритм расчета балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой с установленными оптимальными геометрическими параметрами, подбором рациональных сечений элементов и усилий предварительного напряжения.

3. Результаты численного исследования работы балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой, в том числе в составе трехпролетного покрытия.

4. Результаты натурных испытаний работы балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м в составе покрытия по разработанной программе испытаний.

Достоверность научных положений и выводов подтверждается сравнением результатов расчета, полученных при помощи линейного и

геометрически нелинейного конечно-элементного анализа работы расчетных моделей, аналитических методов строительной механики и экспериментальных исследований, при проведении которых использовались приборы и оборудование, прошедшие метрологическую поверку.

Научные положения и результаты исследований докладывались на научных семинарах кафедры строительных конструкций ТюмГАСУ (2008, 2012, 2014) и кафедры металлических и деревянных конструкций ТГАСУ (Томск, 2012), Всероссийских научно-практических и научно-образовательных конференциях ТюмГАСУ (2005, 2006, 2008, 2009, 2010, 2011), были представлены на Международном симпозиуме «Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство)» (Брест, 2009), на выставке «Технологии, инновации XXI века, инвестиции—2009, интеллектуальная собственность» (Тюмень, 2009) и на V-ом Инженерном форуме Тюменской области (Тюмень, 2012).

Личный вклад автора состоит:

- в разработке конструктивной формы балочной конструкции покрытия, конструировании ее сечений и узлов, разработке рабочих чертежей;
- в разработке общего алгоритма расчета балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой с автоматизацией расчетов с использованием программ Mathcad и MS Excel;
- в постановке и решении задач параметрической оптимизации балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой;
- в теоретических исследованиях работы конструкции с использованием аналитических и численных методов расчета;
- в разработке программы и обработке результатов натурных испытаний балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м в составе покрытия на объекте строительства.

Проведение натурального эксперимента осуществлялось при непосредственном участии соискателя.

По теме диссертации опубликованы следующие работы:

в изданиях из Перечня ВАК

1. *Корсун, Н. Д.* Анализ отказа конструкции решетчатой рамы / *Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун* // «Монтажные и специальные работы в строительстве». – 2005. - №10. – С. 2-5.

2. *Корсун, Н. Д.* Инновационные технологии в проектировании легких металлических конструкций / *Н. С. Москалев, Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун* // «Монтажные и специальные работы в строительстве». – 2007. - №1. – С. 8-11.

3. *Корсун, Н. Д.* Экспериментальные исследования стальной балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой / *Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун, С. А. Еренчинов* // «Приволжский научный журнал». – 2009. - №3(11). – Н. Новгород, ННГАСУ, 2009. – 270 с. – С. 29-34.

4. *Корсун, Н. Д.* Экспериментально-теоретические исследования работы стальной балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой / *Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун* // Современные проблемы науки и образования. – 2014. – № 3; URL: <http://www.science-education.ru/117-12754> (дата обращения: 15.04.2014).

в других изданиях

5. *Корсун, Н. Д.* Оценка надежности легких металлических конструкций / *Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун* // Энергосберегающие технологии, оборудование и материалы при строительстве объектов в Западной Сибири: сб. материалов научно-практической конференции / под общ. ред. Шаповала А.Ф., Моисеева Б.В. – Тюмень: ИПЦ "Экспресс", 2005. – 116 с. – С. 100-104.

6. *Корсун, Н. Д.* Опыт разработки и внедрения новой металлической конструкции покрытия / *Я. А. Пронозин, Н. Д. Корсун* // Сб. науч. тр. Междунар. симпозиума: Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство). – Брест: ОАО «Брестская типография», 2009. – 396 с. – С. 259-264.

7. *Корсун, Н. Д.* Разработка эффективных решений по устройству перекрытий при надстройке зданий // Вестник строительства и архитектуры. – 2010. – № 1. – Орел: Изд-во ООО ПФ «Картуш», 2010. – 510 с. – С. 94-99.

8. *Корсун, Н. Д.* Определение оптимальных параметров новой металлической конструкции покрытия / Сб. материалов Всероссийской НПК «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» – Тюмень, 2010. – 225 с. – С. 106-108.

9. *Корсун, Н. Д.* Определение оптимального усилия предварительного напряжения стальной балочной конструкции // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: Сб. статей X Международной научно-технической конференции. – Пенза: Приволжский Дом знаний, 2010. – 224 с. – С. 95-98.

10. *Корсун, Н. Д.* Анализ работы конструктивных систем с применением новой стальной балочной конструкции покрытия / Сб. материалов Всероссийской НПК «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» – Тюмень, 2011. – 298 с. – С. 35-38.

11. *Корсун, Н. Д.* Эффективные легкие металлические конструкции для зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения / Энергоэффективность в экономике Тюменской области: Материалы V Инженерного форума Тюменской области. 5 декабря – 25 декабря 2012 года, Тюмень, 2012. – 136 с. – С. 51-54.

патент на изобретение

12. Пат. 2361982 Рос. Федерация: МПК E04B 7/00. Металлическая несущая конструкция покрытия / *Прозозин Я. А., Бай В. Ф., Корсун Н. Д., Еренчинов С. А., Зазуля Ю. В.*; заявитель и патентообладатель Тюм. гос. арх.-строит. ун-тет. - № 2007143425/03; заявл. 23.11.2007; опубл. 20.07.2009, Бюл. № 20. – 4 с.: ил.

отчет по госбюджетной теме

13. Теоретические и экспериментальные исследования новых конструктивных форм ЛМК: Отчет по ГБ теме (заключ.): Код темы по ГРНТИ 67.03.03 / Тюм. гос. арх.-строит. университет, рук. *Прозозин Я.А.*; исполн.: *Бай В.Ф., Корсун Н.Д., Еренчинов С.А.*[и др.] – Тюмень, 2010. – 93 с. – Библиогр.: с. 80. - № ГР 01200606993. Инв. № 02201150429.

Диссертационная работа состоит из введения, четырех разделов, заключения, списка литературы из 140 наименований, в том числе 13 – на иностранном языке, списка 32 интернет-ресурсов и четырех приложений. Диссертация содержит 220 страниц, 48 таблиц, 119 рисунков, 120 формул.

1 РАЗРАБОТКА И СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ ЛМК

1.1 Критерии оценки эффективности ЛМК

1.1.1 Технико-экономические показатели металлоконструкций

Вопросы экономики металлоконструкций впервые были рассмотрены Н. С. Стрелецким в работе «Новые идеи и возможности в металлических промышленных конструкциях» (1934). Важными критериями, способствующими развитию производства, были названы расход стали, трудоемкость изготовления, сложность и продолжительность монтажа, обеспечение условий эксплуатации, долговечность конструкций и др.

Основным требованием, предъявляемым к строительству, по Н. С. Стрелецкому [113], является «снижение стоимости строительства при повышении его качества».

Анализируя структуру стоимости металлоконструкций, Н. С. Стрелецкий отмечал, что наиболее эффективным способом экономии является сокращение расхода металла, вторым направлением «эволюции стальных конструкций» он называл переход на поточные линии и автоматизированное производство, на монтаже решающим фактором выделял сокращение числа сопряжений и подъемов. А резюмируя свои соображения, отмечал, что эффективной является качественная конструктивная форма, характеризующаяся «экономичностью по затрате стали, простой компоновкой, основанной на принципах модульности, стандартизации и унификации, однородностью своей структуры и структуры своих элементов, а также простотой сопряжений, отвечающая установкам скоростного монтажа. В этой конструктивной форме в равной степени сочетаются вопросы экономии материала, экономии труда и затрат на изготовление, экономии труда и времени на монтаж».

В соответствии с [76]: «При проектировании в первую очередь следует рассматривать технико-экономические показатели, характеризующие качество проектного решения и технологичность конструкции с точки зрения затрат в отрасли строительства». Наиболее полным показателем, характеризующим всю совокупность затрат в отрасли строительства, названа себестоимость в деле – сумма технологической себестоимости изготовления, технологической себестоимости монтажа, транспортных затрат и затрат на основные материалы. Вместо показателя себестоимости в деле может рассматриваться показатель стоимости в деле, который включает те же затраты, что и себестоимость в деле, плюс прибыль завода-изготовителя и монтажной организации.

Стоимость конструкции в деле выражается формулой [76]:

$$C_k = C_u + C_m + C_m; \quad (1.1)$$

где C_u , C_m , C_m – стоимости, соответственно, изготовления, транспортировки и монтажа конструкции.

Стоимость изготовления металлоконструкции на заводе выражается формулой:

$$C_u = C_{н.п} + T_u \cdot a_u \cdot (1 + \kappa_{н.п}) + C_{\varepsilon} + C_{вр} + P_p, \quad (1.2)$$

где $C_{н.п}$, C_{ε} , $C_{вр}$ – соответственно, стоимости металла, энергии, внепроизводственных расходов, руб.;

T_u – трудоемкость изготовления, чел.-ч;

a_u – тариф среднего разряда, руб./ч.;

$\kappa_{н.п}$ – коэффициент, учитывающий накладные расходы завода;

P_p – прибыль завода.

Затраты основных материалов металла зависят от вида и размеров конструкций, нагрузок на них, расчетных сопротивлений стали, форм сечений профилей и др. Задачи по снижению массы металла являются самыми распространенными задачами оптимизации конструкций.

Трудоемкость изготовления одной и той же конструкции может существенно отличаться в зависимости от оснащенности завода-изготовителя и

от качества детализированных чертежей, выполненных с учетом всех требований технологичности с позиций конкретного завода и конкретной монтажной организации, а также от величины партии [4, 107].

Технологичность конструкции – самый важный вопрос, решаемый при членении конструкции на отправочные марки. Причем, удачные технологические решения позволяют увеличить не только прибыль завода-изготовителя, но и монтажной организации [18, 21, 29, 58].

Затраты на железнодорожный транспорт можно определить по формуле [13]:

$$C_m = \frac{T_{жд}}{k} \cdot l^x, \quad (1.3)$$

где $T_{жд}$ - железнодорожный тариф;

k - коэффициент загрузки вагона;

l - расстояние до места доставки;

x - уменьшение тарифа по мере увеличения расстояния.

$$k = \frac{G_{гр}}{Q}, \quad (1.4)$$

где $G_{гр}$ - вес груза;

Q - грузоподъемность вагона.

Транспортабельность конструкций зависит от компактности отправочных элементов, позволяющей максимально полно загрузить вагон до его грузоподъемности. Для конструкций негабаритных размеров на железнодорожный тариф вводятся коэффициенты удорожания в зависимости от степени негабаритности груза [4].

Затраты на железнодорожный транспорт до станции назначения оплачиваются заводом-изготовителем, поэтому стоимость транспортировки конструкции входит в заводскую себестоимость.

Затраты при монтаже конструкций без стоимости конструкций, доставленных с завода, выражаются формулой [57]:

$$C_m = C_{mat} + C_{з.м} + C_{м.с} + НР + П_p, \quad (1.5)$$

где C_{mat} – стоимость вспомогательных материалов на монтаже, руб.;

$C_{з.м}$ – заработная плата монтажников, руб.;

$C_{м.с}$ – стоимость эксплуатации монтажных машин, руб.;

HP – накладные расходы монтажной организации;

P_p – прибыль монтажной организации.

Нормы на монтаж разработаны так, что основным измерителем является масса конструкции, это осложняет анализ технологичности монтажных работ. При сопоставлении вариантов конструкций одинаковой массы требуются дополнительные аналитические расчеты технологичности монтажа.

В составе проектной документации проводится расчет сметной стоимости строительства. По [76], данный показатель не может рассматриваться в качестве критерия оценки эффективности, так как не отражает непосредственно преимуществ и недостатков конкретного проектного решения. Например, какое-либо усовершенствование конструкции может обеспечить снижение ее трудоемкости и себестоимости, а сметная стоимость останется прежней при том, что усовершенствование даст экономический эффект, выраженный увеличением прибыли завода-изготовителя или монтажной организации.

1.1.2 Методы расчета технико-экономических показателей

Для расчета технико-экономических показателей строительных металлических конструкций могут быть использованы калькуляционный и укрупненные (аналитические) методы [76, 57, 58].

Аналитические методы расчета ориентированы на определенный тип конструкций. Наиболее подробные аналитические методы расчета технико-экономических показателей при вариантном проектировании предложены Я. М. Лихтарниковым и А. Ф. Кузнецовым [49, 58].

Например, трудоемкость изготовления в укрупненном виде может быть найдена по формуле А. Ф. Кузнецова [4, 57, 58]:

$$T = a \cdot P^{(1-b)}, \quad (1.6)$$

где P - масса конструкции, т;

a и b – параметры, зависящие от типа конструкций (фермы стропильные, тормозные; прогоны сплошные, решетчатые; связи сплошные, решетчатые; колонны сплошные или сквозные; балки подкрановые, тормозные; ригели).

Как уже отмечалось, трудоемкость изготовления в большой степени зависит от конкретных условий завода и поэтому аналитическое выражение (1.6) без дополнительной корректировки не позволяет оценить возможности разных заводов, а также технологические усовершенствования конструкции.

Для новых конструктивных форм пригоден лишь калькуляционный метод расчета [58].

При сравнении вариантов решений важно проводить анализ по структуре затрат, рассматривая несколько технико-экономических показателей, тем самым выявляя направления работы по совершенствованию конструкции.

1.1.3 Анализ структуры стоимости металлоконструкций

Для того чтобы определить, изменение каких критериев позволяет более эффективно достичь улучшения конструкции, необходимо провести анализ структуры стоимости с учетом удельного веса составляющих.

Следует отметить, что структура стоимости конструкции зависит от множества факторов: тенденций рынка, уровня оснащенности завода-изготовителя, величины заказа, удаленности строительной площадки, опыта и уровня механизации монтажной организации и т. д. Поэтому для анализа структуры стоимости будем использовать обобщенные данные.

Например, Н. С. Стрелецкий приводит следующие данные по структуре стоимости стальных конструкций в СССР на 1952 год [113]: стоимость проектирования – 3%; стоимость металла – 50%; стоимость изготовления и транспортирования до площадки строительства – 27%; стоимость монтажа – 20% (рис. 1.1, а).

Данные по структуре стоимости ЛМК на современном российском рынке получены нами на основании калькуляционного расчета (см. приложение А): стоимость проектирования – 4,3%; стоимость металла – 35,3%; стоимость

изготовления и транспортирования до площадки строительства – 10,7%; стоимость монтажа – 49,7% (рис. 1.1, б).

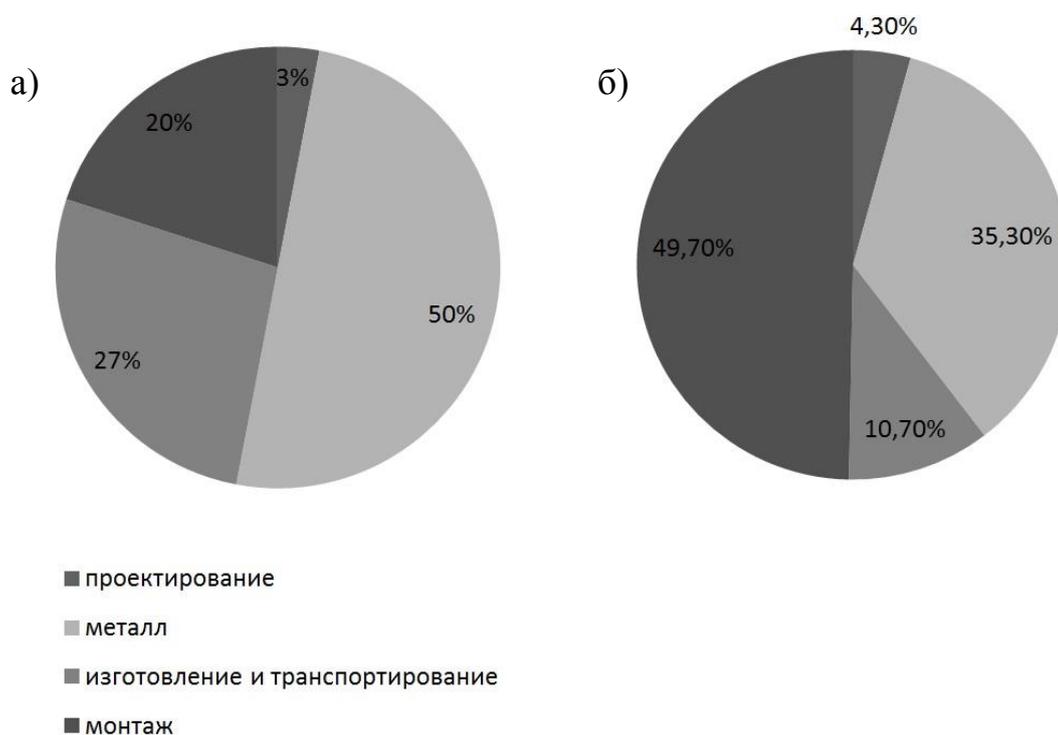


Рисунок 1.1 - Структура стоимости ЛМК: а) 1952 год; б) 2009 год.

Анализ структуры стоимости металлоконструкций показал, что в настоящее время в сравнении с советским периодом существенно снизилась стоимость рабочей силы. Учитывая сохранившуюся высокую стоимость металла и прямую зависимость стоимости монтажа от веса конструкций, при едином подходе к компоновочному решению – примерно равное количество и вес монтажных элементов – сравнение вариантов решений ЛМК можно с достаточной долей достоверности вести по общему расходу материала, при этом проводя качественную оценку прочих технико-экономических показателей.

1.2 Современное состояние отрасли ЛМК, типы эффективных конструкций и их сравнительный анализ

1.2.1 Исследование рынка ЛМК

Отрасль легких металлоконструкций (ЛМК) сформировалась в нашей стране в 1972 году как ответвление от производства традиционных

металлоконструкций в составе Минмонтажспецстроя СССР [118]. Главными институтами, занимающимися разработками типов легких металлоконструкций, являлись ЦНИИПСК им. Н. П. Мельникова, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Гипроспецлегконструкция, ЦНИИпроектлегконструкция, ЦНИИпромзданий, ЦНИИЭПсельстрой и др.

Исследователи отмечают [59, 110, 118], что внедрение легких металлоконструкций в нашей стране отстает от зарубежных стран. Так в мировой практике легкие металлоконструкции составляют до 50 % общего объема строительства зданий промышленного и общественного назначения. В России объем строительства зданий из этого вида конструкций оценивается не более 20 % общего объема строительства. Однако отмечается стойкое увеличение объема зданий из металлоконструкций, так как практически по всем показателям они значительно более эффективны в сравнении с кирпичом и бетоном.

Проведенное нами исследование рынка предлагаемой продукции заводов металлоконструкций [141 ÷ 172] свидетельствует, что большинство из них используют разработки 30-летней давности, причем из ранее разработанных типов ЛМК [33, 32, 118] «прижились» лишь порядка 50 %. Это объясняется отчасти разделением СССР и отходом некоторых специализированных заводов другим государствам, а также высокой трудоемкостью изготовления и монтажа некоторых типов конструкций.

Наиболее распространенными в настоящее время являются следующие типы ЛМК, разработанные в советский период:

– рамные конструкции типа «Канск» (1982 г.), разработанные ЦНИИПСК им. Мельникова в 1982 году, выпускаются на 70 % заводов ЛМК (рис. 1.2);

– рамные конструкции переменного сечения (1972-73 гг.) совместной разработки ЦНИИСК им. Кучеренко и ЦНИИПСК выпускают порядка 50 % заводов ЛМК (рис. 1.3);

– фермы типа «Молодечно» (1977 г.), разработанные институтом Ленпроектстальконструкция для Молодечненского ЗЛМК, выпускаются на 50 % заводов ЛМК (рис. 1.4);

– структурные блоки покрытия типа «Кисловодск» разработки ЦНИИпроектлегконструкция выпускаются на 27% заводов ЛМК (рис. 1.5).

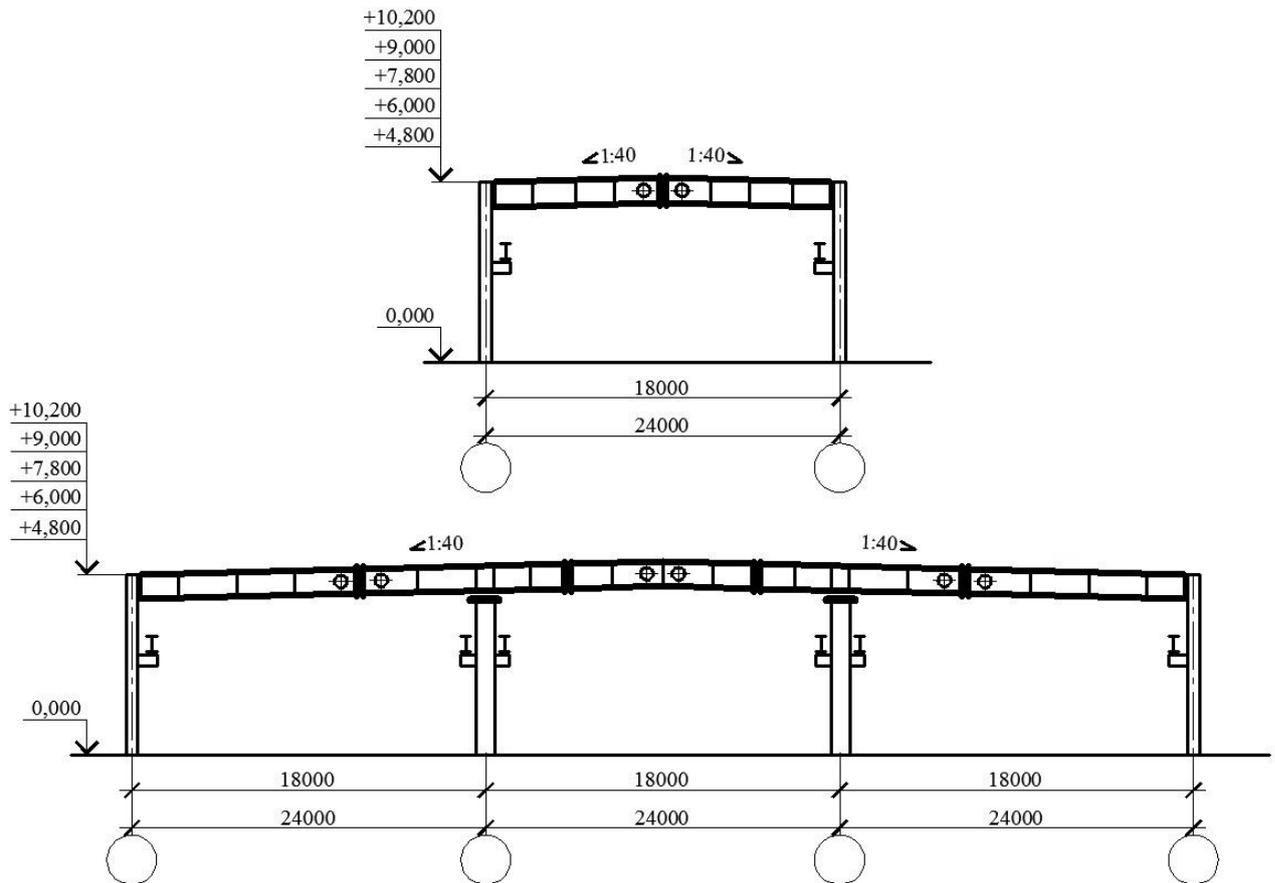


Рис. 1.2 – Рама типа «Канск»

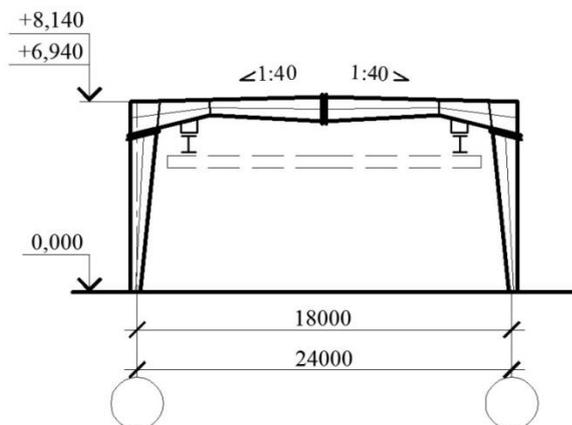


Рис. 1.3 – Рама переменного сечения

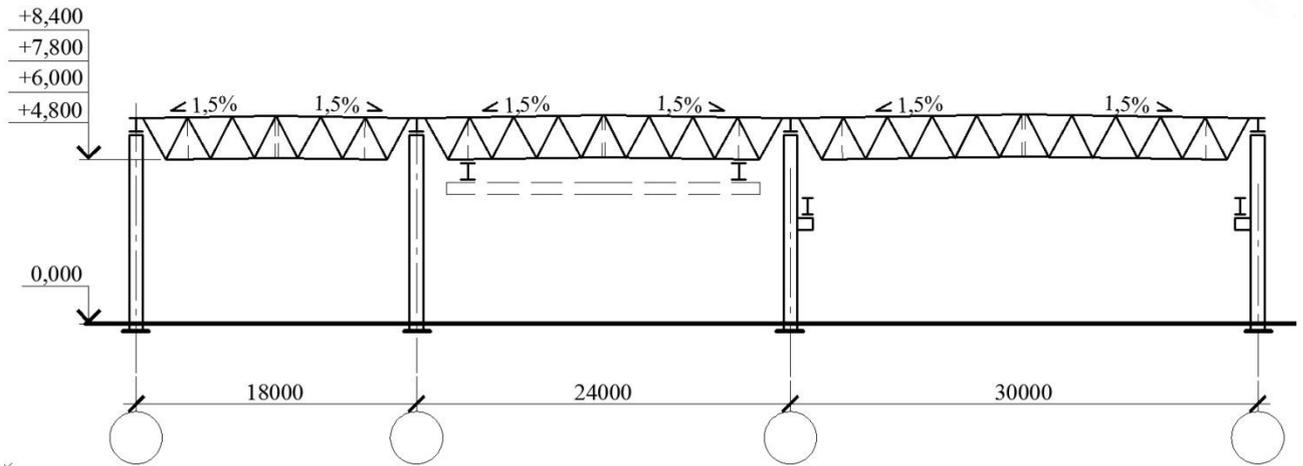


Рис. 1.4 – Покрытие с фермами типа «Молодечно»

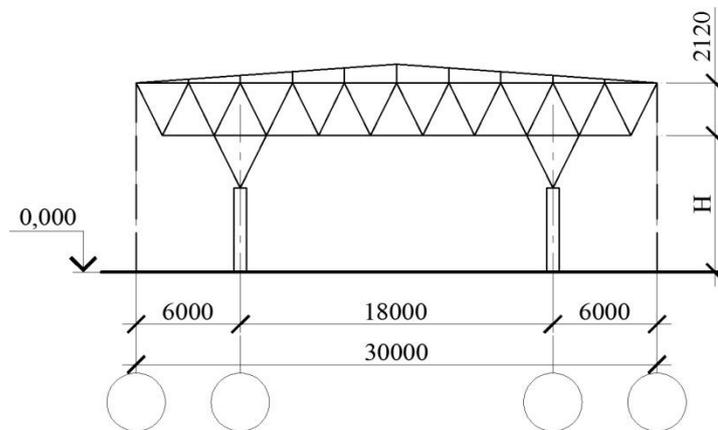


Рис. 1.5 – Структурное покрытие типа «Кисловодск»

Рамы типа «Орск» (рис. 1.6), разработанные на основе германской серии «Плауэн» институтом Гипроспецлегконструкция в 1974-76 гг., выпускает Орский ЗЛМК по запатентованной серии [162].

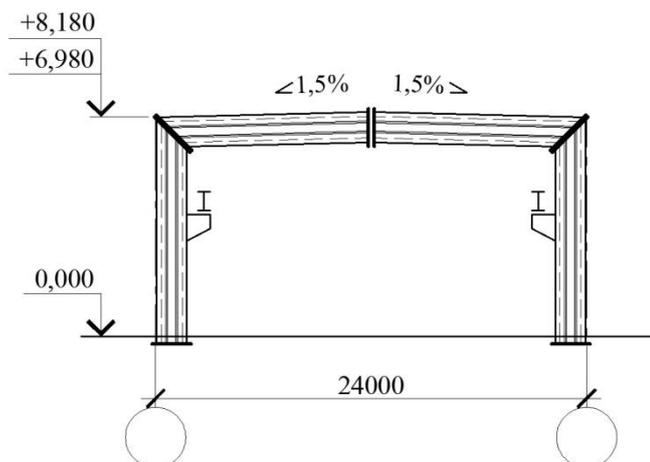


Рис. 1.6 – Рама типа «Орск»

Также заводами ЛМК налажен выпуск балок с перфорированной стенкой (предлагают 18% заводов ЛМК) и решетчатых рам (9 % заводов).

Анализ распространенности типов ЛМК (рис. 1.7) показал, что наибольшее внедрение в производство получили рамные конструкции.

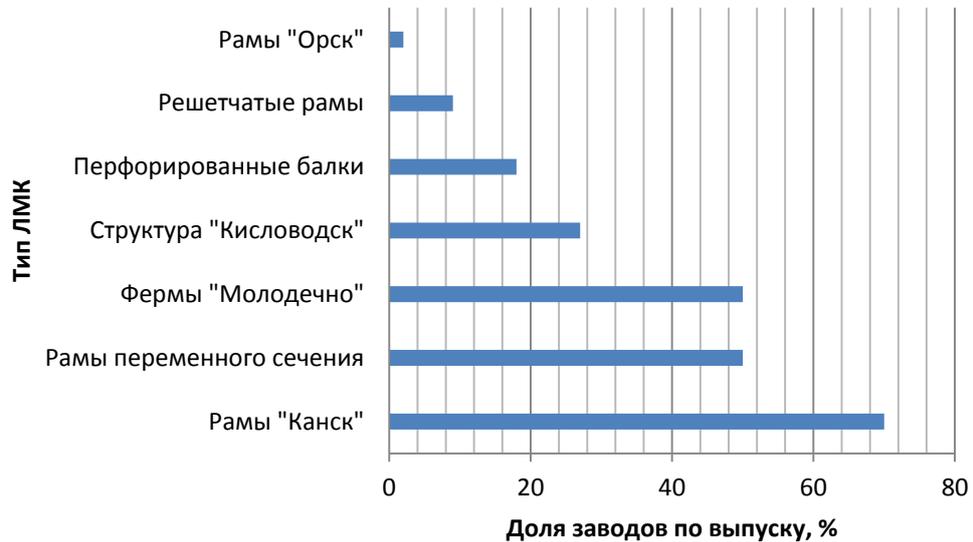


Рис. 1.7 – Выпуск ЛМК заводами металлоконструкций

1.2.2 Типы эффективных рамных конструкций

Рамные конструкции получили самое широкое распространение, как в отечественной, так и в зарубежной практике. Ведущими зарубежными фирмами по проектированию и производству рамных ЛМК являются фирмы «Butler Manufacturing Corp.», «Mid-West», «ARMCO Steel Corp.», «CONDOR», «Robertson Building System», «Nippon Steel Corp.», «Metal-Botnia OY», «ASTRON Buildings» и др. [32, 34, 110].

Рамные конструкции, используемые в нашей стране, идентичны рамным конструкциям, выпускаемым европейскими заводами металлоконструкций [110, 121, 139]. Данное сходство объясняется тем, что первые советские разработки основывались на зарубежных образцах и специализированных технологических линиях.

Самыми распространенными являются рамы переменного сечения из сварных двутавров или прокатных двутавров, образованных из обычных путем диагонального роспуска и сварки (рис. 1.3).

Среди современных разработок рамных ЛМК можно назвать:

- сварные рамы переменного сечения в составе каркаса здания типа УНИМАК-Р1 (рис. 1.8), разработанные фирмой «УНИКОН» для Канского ЗЛМК «Маяк» в 2006 году [96];
- решетчатые рамы из замкнутых гнутосварных профилей типа УНИТЕК (рис. 1.9), разработанные фирмой «УНИКОН» для ОАО «Уралтрубпром» в 2003 г. [34, 95];
- решетчатые безшарнирные рамы типа МАТИС (рис. 1.10) разработки ЗАО «Выксунский ЗЛМК» [148];
- решетчатые трехшарнирные рамы с высоким уклоном кровли типа НИВА (рис. 1.11), разработанные ЗАО «Выксунский ЗЛМК» [148], и др.

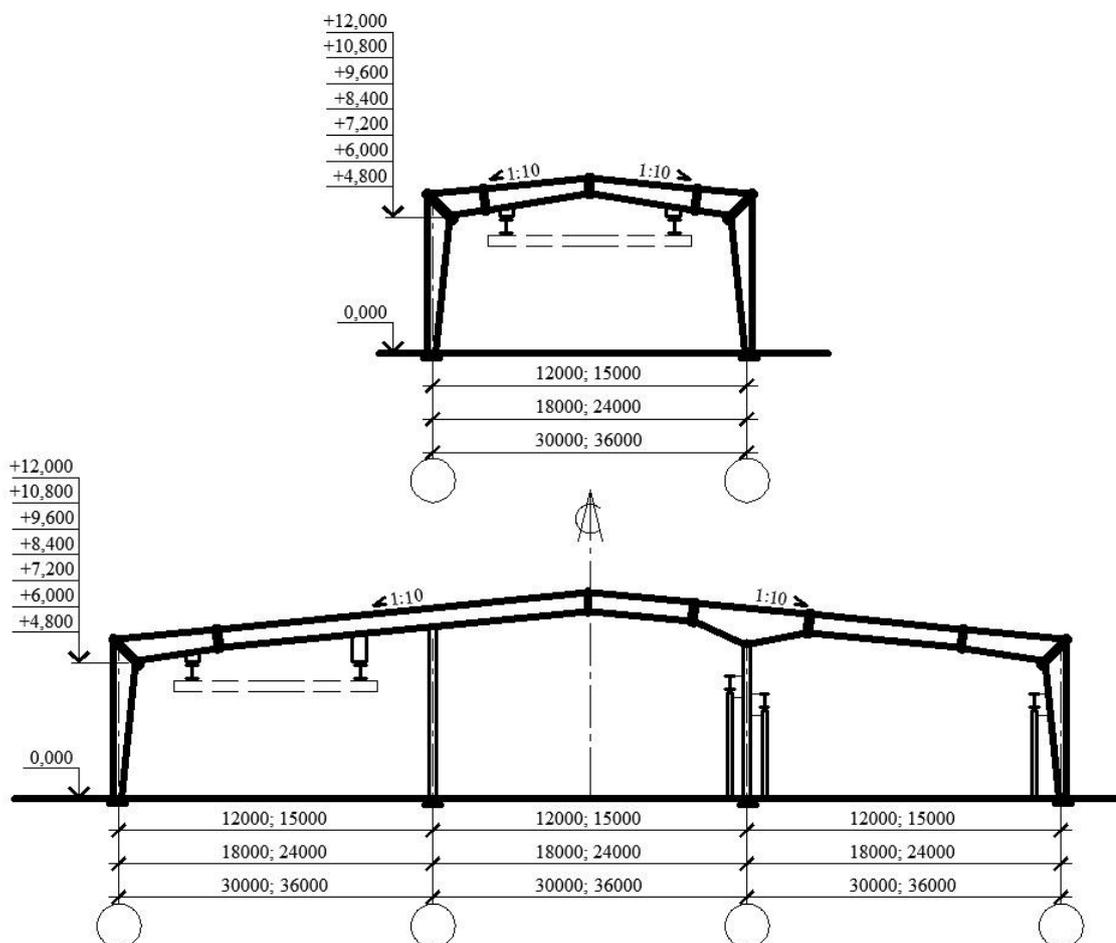


Рис. 1.8 – Рама типа УНИМАК-Р1

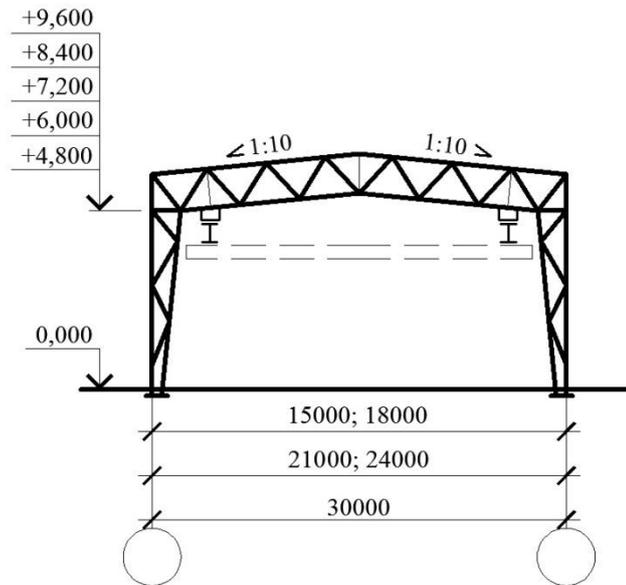


Рис. 1.9 – Рама типа УНИТЕК

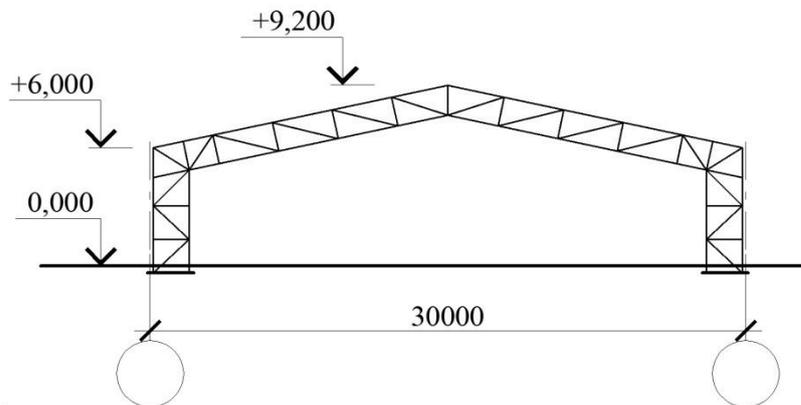


Рис. 1.10 – Рама типа МАТИС

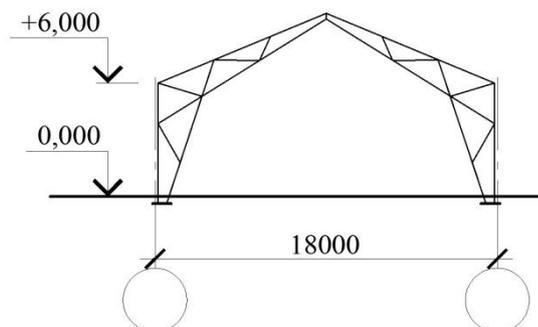


Рис. 1.11 – Рама типа НИВА

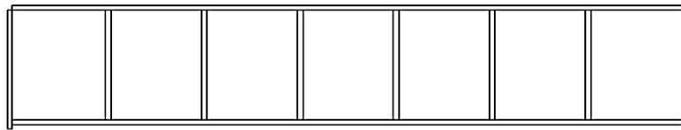
1.2.3 Типы эффективных балочных конструкций

Балочные конструкции меньше представлены среди стропильных конструкций покрытия. Это объясняется тем, что без специальных приемов усовершенствования работы они имеют повышенный расход материала [49, 54, 91]. Однако у балочных конструкций есть ряд преимуществ: они технологичны

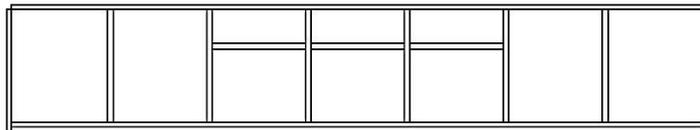
при изготовлении, удобны при монтаже, не чувствительны к осадкам опор и температурным деформациям.

Самым распространенным типом балочной ЛМК является сварная тонкостенная балка двутаврового сечения, для обеспечения местной устойчивости стенки которой чаще всего используют поперечные и продольные ребра жесткости (рис. 1.12, а-в) [32, 52, 53, 54]. Есть разработки тонкостенных балок с наклонными ребрами жесткости, расположенными, как правило, в приопорных участках. Имеется конструктивное решение балки, в которой поперечные ребра выполнены с краевыми частями, отогнутыми к полкам (рис. 1.12, г), что уменьшает свободную длину стенки в отсеках и повышает ее устойчивость [32]. Однако следует отметить, что наклонные ребра повышают трудоемкость изготовления и не всегда приводят к снижению стоимости.

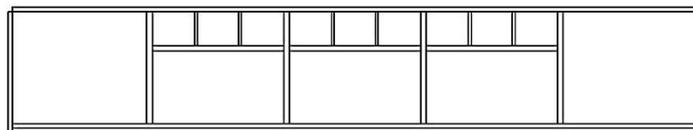
а)



б)



в)



г)

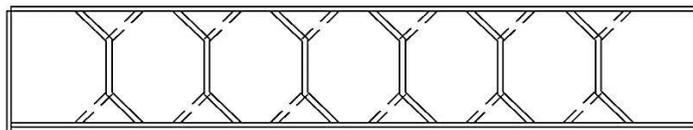


Рис. 1.12 – Балка с ребрами жесткости: а) с поперечными основными; б) с поперечными основными и продольным; в) с поперечными основными и дополнительными и продольным; г) с поперечными ребрами отогнутыми к полкам в краевых частях

Гофрированная стенка в отличие от традиционных способов обеспечения местной устойчивости (утолщение стенки или постановка ребер) позволяет добиться эффекта «усиления» без привлечения дополнительного материала. Достоинствами балок с гофрированной стенкой являются минимальное количество деталей, исключение операции разделки кромок под сварку, применение односторонних сварных швов. Однако производство балок с гофрированной стенкой освоено не на многих заводах ЛМК.

Среди типовых ЛМК советского периода можно отметить стропильные балки с гофрированной стенкой типа «Алма-Ата» (рис. 1.13) разработки института Казпроектстальконструкция (шифры 9-Ф88-КМ; 400-032.23.87), изначально примененные в качестве ригеля в рамных каркасах одно- и двухпролетных зданий пролетом 18 м [59, 118]. Данная балка показала себя как весьма экономичная и технологичная конструктивная форма.

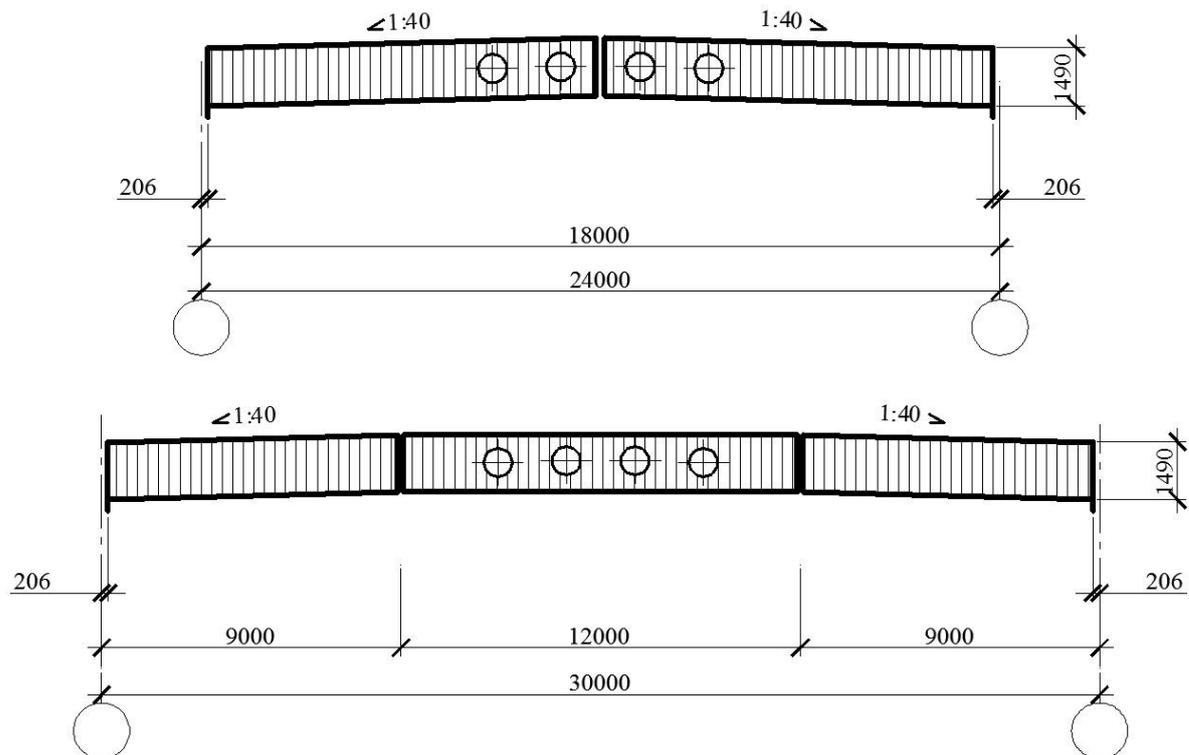


Рис. 1.13 – Стропильная балка с гофрированной стенкой типа «Алма-Ата»

Среди зарубежных разработок можно отметить балку с поперечно гофрированной стенкой из профилированного листа трапециевидного сечения производства шведских фирм «АВ Olverken» и «АВ Ranaverken» и балку с

продольно гофрированной стенкой и поперечными распорками Джоя Колина (патент США, 1982 г.), представленные на рис. 1.14 [32].

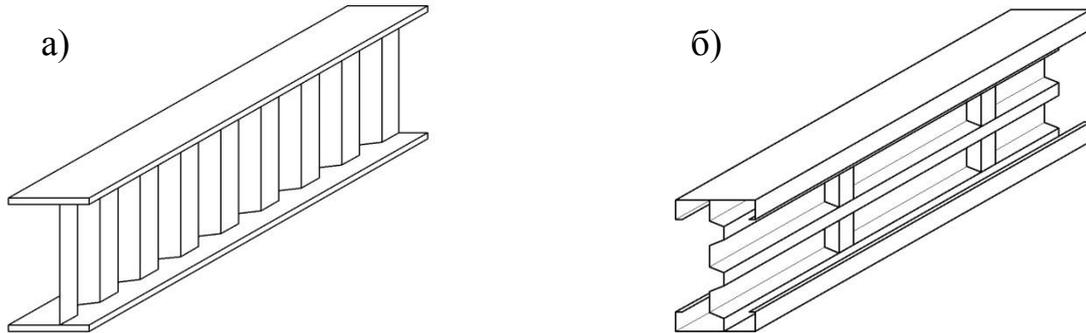


Рис. 1.14 – Балки с гофрированной стенкой: а) с вертикальным размещением гофров; б) с продольным размещением гофров

Балки с перфорированной стенкой обеспечивают 25-30% экономии по сравнению с прокатными двутаврами, по трудоемкости изготовления они на 25-35% эффективнее сварных двутавров [31, 32, 53, 120]. В некоторых случаях балки с перфорированной стенкой могут оказаться эффективнее даже решетчатых ферм за счет снижения трудоемкости, затрат на транспортировку и меньшую строительную высоту. В зарубежной практике перфорированные двутавры получили широкое применение и даже включены в каталоги металлопроката [110, 139].

Конструктивно стенки балок могут иметь линейную, шахматную, двойную и пр. перфорацию. Балки с линейной перфорацией могут выполняться моно- и бистальными (рис. 1.15). В бистальной балке верхняя и нижняя части выполняются из разных профилирумеров двутавров и разных марок сталей, как правило, верхняя – из углеродистой, нижняя – из легированной.

Более эффективное распределение материала имеет место в балках переменной высоты, где материал распределяется по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 1.16).

Для улучшения работы перфорированных балок на поперечную силу в зоне ослаблений применяют шахматную перфорацию стенки (рис. 1.17), при этом площадь поперечного сечения балки сохраняется как у исходного двутавра во всех сечениях, однако увеличение высоты сечения повышает опасность потери местной устойчивости стенки.

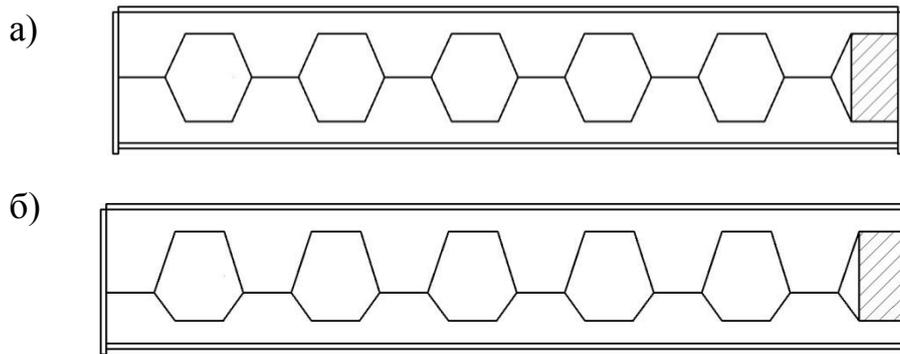


Рис. 1.15 – Балки с перфорированной стенкой: а) моностапная с симметричной линией реза; б) бистапная из разных профилазмеров и марок сталей

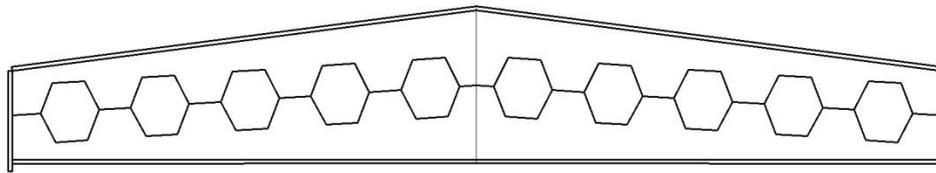


Рис. 1.16 – Балки с перфорированной стенкой переменной высоты

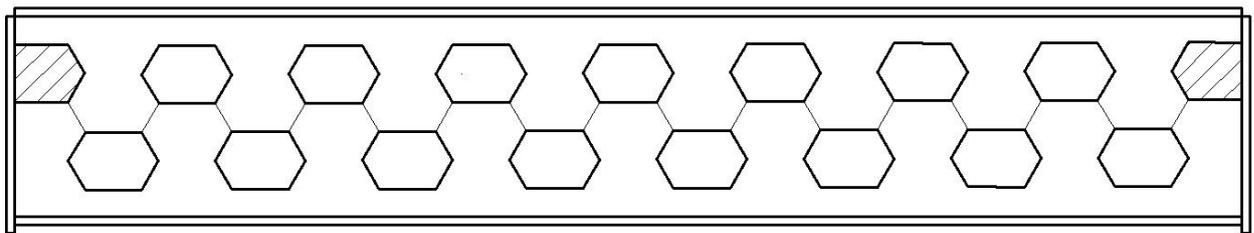


Рис. 1.17 – Балка с шахматной перфорацией стенки

Производство балок с перфорированной стенкой требует специализированного оборудования, поэтому они не имеют столь широкого применения, как решетчатые фермы.

Решетчатые балочные конструкции покрытий представлены типовыми конструкциями ферм из парных уголков [98, 101], из широкополочных тавров по серии 1.460-8, из круглых труб по серии 1.460-5 [33], из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно» [99, 100].

Фермы с поясами из широкополочных тавров по сравнению с традиционными фермами из уголков экономичнее по массе металла на 10-12%, по трудоемкости изготовления на 15-20% и по стоимости на 10-15%. Экономия достигается за счет уменьшения числа деталей и длины сварных швов.

Фермы из круглых труб легче ферм из парных уголков на 15-20%, к тому же форма трубы исключает возможность образования щелевой коррозии.

Применение ферм из гнутосварных труб прямоугольного и квадратного сечений позволяет снизить затраты на изготовление конструкций даже по сравнению с фермами из круглых труб за счет прямых резов элементов, а по сравнению с традиционными фермами из парных уголков трудоемкость изготовления ферм типа «Молодечно» в 1,5÷2 раза ниже [32].

Приемом усовершенствования балочных конструкций является предварительное напряжение, однако следует учитывать, что оно может быть сопряжено с существенным усложнением технологии изготовления и применением более дорогих материалов и не всегда приводит к снижению стоимости конструкции [49].

Преднапряжение балочных конструкций может быть выполнено как без дополнительных элементов, так и с включением в конструкцию дополнительных элементов. Наиболее распространенными способами создания предварительного напряжения и регулирования усилий в конструкции являются применение высокопрочных элементов (затяжек) [2, 3] и смещение опор [1].

Варианты предварительно напряженных балок представлены на рис. 1.18 ÷ 1.23 [32, 53, 60, 78].

Выносные затяжки (рис. 1.21) более эффективны, но балки с такими затяжками имеют более высокую строительную высоту, поэтому наибольшее распространение получили балки с затяжками, расположенными прямолинейно вдоль нижнего пояса (рис. 1.19).

Среди типовых ЛМК можно отметить предварительно напряженный ригель рамы каркаса здания из гнутых профилей УНИТЭКС-Р1 (рис. 1.24) разработки фирмы УНИКОН [97]. Ригель пролетом до 21 м выполнен в виде треугольной рамы с поясами их гнутых Σ -профилей и затяжкой из круглой стали, опирается на колонны шарнирно.

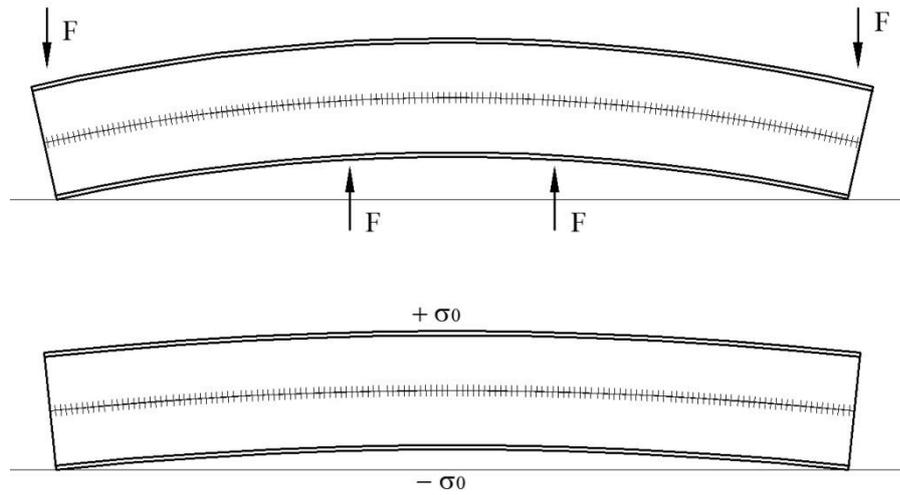


Рис. 1.18 – Балка предварительно напряженная начальным изгибом составных элементов



Рис. 1.19 – Предварительно напряженная балка с затяжкой по нижнему поясу

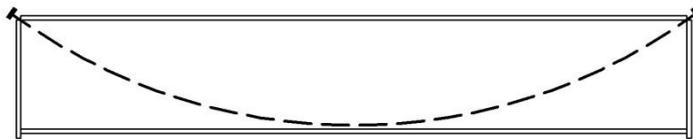


Рис. 1.20 – Предварительно напряженная балка с криволинейной затяжкой



Рис. 1.21 – Предварительно напряженная балка со шпренгельной затяжкой

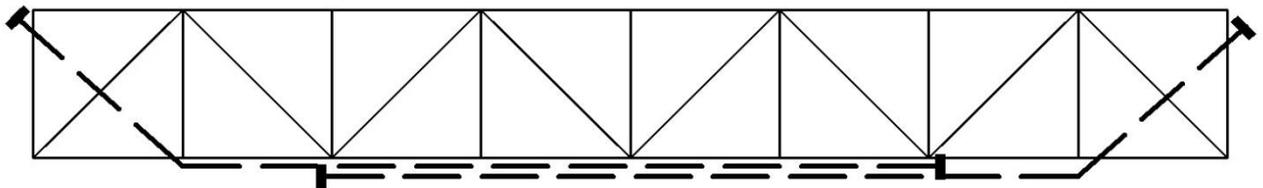


Рис. 1.22 – Предварительно напряженная ферма с криволинейной затяжкой

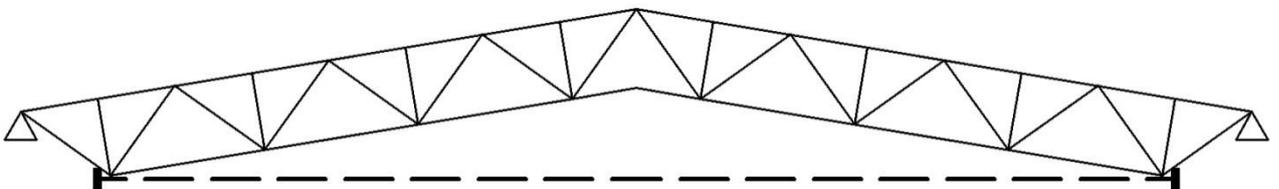


Рис. 1.23 – Предварительно напряженная ферма типа арка с затяжкой

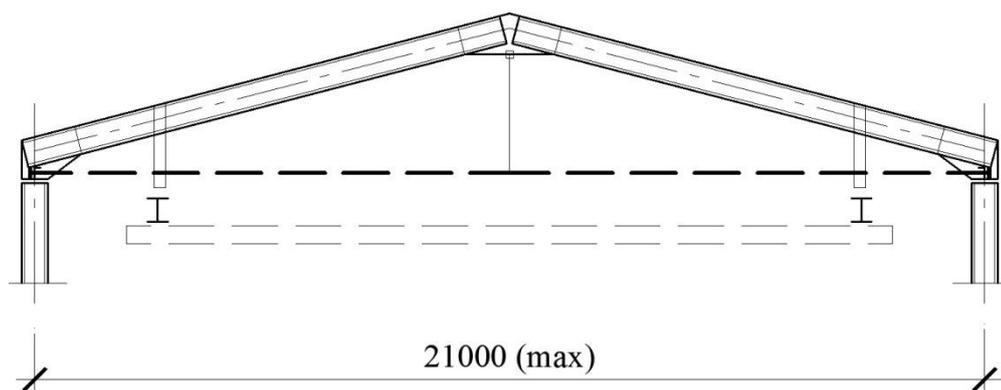


Рис. 1.24 – Ригель рамы УНИТЭКС-Р1

Конструкцией эффективной по массе является арка покрытия с затяжкой (рис. 1.25), разработанная под руководством Н. В. Канчели [17, 30, 73] для покрытия атриума Гостиного двора в Москве. В конструкции применено полигональное очертание затяжки, что совместно с аркой создает форму линзы, тем самым приближая эпюру материалов к эпюре внутренних усилий.

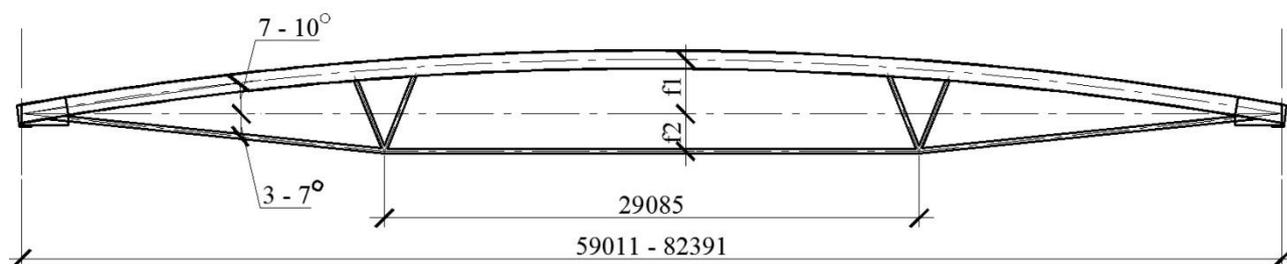


Рис. 1.25 – Арка покрытия с затяжкой

Для оптимизации усилий в арке по принципу равномоментности использовано предварительное натяжение затяжки. Недостатком данной конструкции является высокий уровень сложности монтажных работ [26]. Для внедрения ее в серийное производство требуется разработка методов монтажа с контролем НДС, а также специальных строповочных устройств.

Несмотря на многообразие типов балочных ЛМК самой эффективной и потому самой распространенной балочной конструкцией является ферма из гнутосварных труб типа «Молодечно», которая благодаря сокращению до минимума вспомогательных деталей и эффективному профилю имеет лучшие показатели по расходу стали и трудоемкости изготовления. К недостаткам

фермы можно отнести высокие транспортные расходы и низкую коррозионную стойкость.

1.2.4 Сравнительный анализ распространенных типов ЛМК

Сравнительный анализ наиболее распространенных типов ЛМК был проведен в соответствии с [76] по нескольким технико-экономическим показателям: 1) удельный показатель веса, определенный как отношение удельного расхода стали к расчетной нагрузке на покрытие $k=g/q$, ед.; 2) трудоемкость изготовления; 3) трудоемкость монтажа; 4) затраты на железнодорожный транспорт, выраженные через коэффициент загрузки вагона $G_{сп}/Q$ (где $G_{сп}$ – вес груза, Q – грузоподъемность вагона). Данные для сравнительного анализа, полученные с использованием источников [13, 59, 118], представлены в Приложении Б и на графиках (рис. 1.26 ÷ 1.29).

Из приведенных данных видно, что по расходу материала типовые ЛМК не имеют существенных различий, то есть при оптимальном проектировании конструкции можно достичь удельного показателя веса $k \approx 0,1$, что соответствует расходу стали на каркас, включая вес настила покрытия, порядка $30 \div 55 \text{ кг/м}^2$.

По трудоемкости изготовления и монтажа самыми экономичными являются конструкции типа «Молодечно». Это объясняется высокой технологичностью конструкции (минимум вспомогательных деталей, простота реза, унификация стержней) и простотой балочного монтажа, не требующего специальных монтажных устройств, как при монтаже рам или пространственных структур.

По транспортным затратам фермы «Молодечно» самые невыгодные (загрузка вагона составляет всего 12%). Наиболее транспортабельными являются конструкции сплошных сечений.

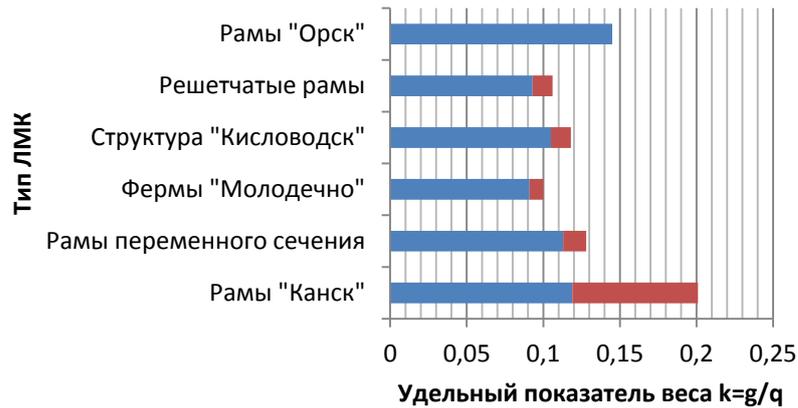


Рис. 1.26 – Удельные показатели веса ЛМК

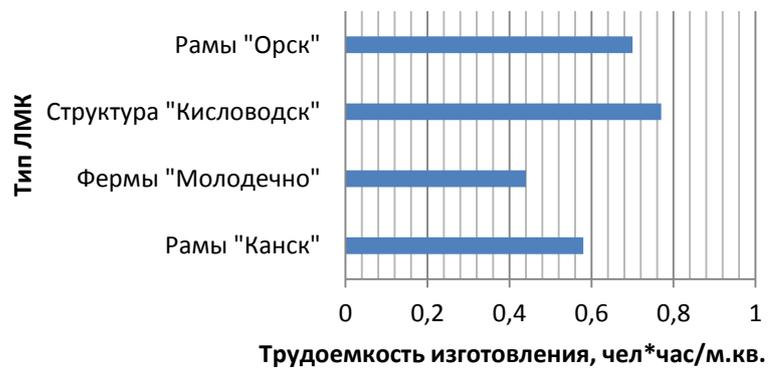


Рис. 1.27 – Трудоемкость изготовления ЛМК

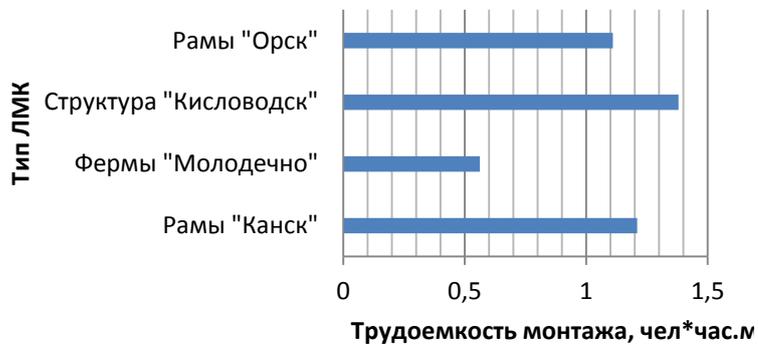


Рис. 1.28 – Трудоемкость монтажа ЛМК

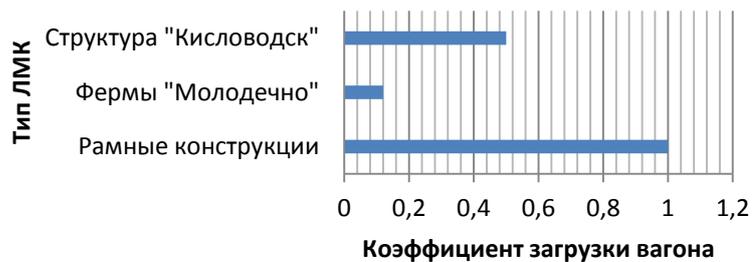


Рис. 1.29 – Коэффициент загрузки вагона типами ЛМК

1.3 Исследования металлоконструкций

1.3.1 Оптимизация конструкций

Самыми распространенными задачами оптимизации конструкций являются задачи по снижению массы. Для решения задач подобного типа применяют методы условной многопараметрической однокритериальной оптимизации нелинейной неявного вида [10].

На область поиска накладываются ограничения в форме требований по обеспечению прочности, устойчивости и жесткости, а также по геометрическим параметрам конструкций.

Для описания целевой функции могут быть применены аналитические методы решения или методы линейного и нелинейного математического программирования [11, 122, 132, 133, 135, 136].

Важным вопросом постановки задачи оптимизации является определение набора активных параметров, оказывающих влияние на целевую функцию.

При оптимизации массы конструкции в качестве оптимизируемых параметров могут рассматриваться распределение материала по сечению и длине элемента с учетом действующих усилий либо регулирование усилий в элементе [5, 28].

Разработкой и оптимизацией тонкостенных балок занимались Н. П. Мельников, Н. С. Стрелецкий, А. Р. Ржаницын, Н. И. Безухов, Ю. Н. Работнов, Я. М. Лихтарников, Н. С. Москалев, Ю. И. Кудишин, В. В. Бирюлев, В. Ф. Беляев, А. А. Лапшин, П. С. Иванов и др. [16, 27, 47, 49, 51, 53, 54, 78, 112, 113, 115]. Выявлены закономерности веса и стоимости балок от высоты, форм и типов сечений, способов изменения сечения балки по длине, применения нескольких материалов в сечениях балки и пр.

Вопросам конструирования и рациональности применения балок с перфорированной стенкой посвящены работы Я. А. Каплуна, В. Ф. Беляева, М. М. Жербина, А. И. Скляднева, Я. И. Олькова, Г. Н. Дерябина, М. А. Жандарева, А. А. Заборского, В. А. Пескова, Т. М. Рогатовских, и др. [31, 88]. В качестве

оптимизируемого параметра в перфорированных балках чаще всего рассматривается схема реза.

При оптимизации рам переменного сечения в качестве параметра оптимизации обычно используется принцип сближения эпюры материалов с эпюрой усилий [19, 38, 39]. В. В. Катюшин [34] в своих исследованиях рам переменного сечения приходит к выводу, что увеличение опорных моментов в раме позволяет добиться дополнительной экономии материала, однако дальнейшего развития исследование регулирования усилий в раме переменного сечения не получило.

Разработке и исследованию рамных конструкций посвящены работы Ю. Н. Симакова, П. Н. Троицкого, Н. С. Москалева, В. В. Бирюлева, И. Д. Пелешко, В. В. Катюшина, А. И. Колесова, А. А. Лапшина, А. В. Валова и др. [16, 34, 38, 39, 40, 64, 72, 78, 112].

Исследованию регулирования усилий в балках посвящены работы В. В. Бирюлева, Н. П. Абовского, Я. М. Лихтарникова и др. [5, 16, 28, 49, 78]. Однако чаще всего подобные задачи решаются по критерию равнопрочности пролетных и опорных сечений, то есть $M_{sp}=M_{sup}=0,5 \cdot (ql^2/8)$, что для балки постоянного сечения дает экономию металла 50%.

В зарубежных источниках [48, 128] содержатся рекомендации по укладке прогонов по неразрезной схеме с перехлестом на опорах, тем самым на опору выводится две третьих балочного момента $M_{sup}=2/3 \cdot (ql^2/8)$ и экономия металла в сравнении с разрезной балкой постоянного сечения составляет 60%.

Вместе с тем, согласно исследованиям Н. С. Москалева [64, 112], при распределении моментов в балке с опорным моментом $M_{sup}=0,75 \cdot (ql^2/8)$ можно достичь дополнительной экономии материала, и неразрезная балка, усиленная на опорных участках, будет легче разрезной балки постоянного сечения на 72,5%.

По Н. С. Москалеву, масса балки длиной l может быть выражена формулой:

$$G = \frac{6\gamma}{R} \int_0^l \frac{M}{(3-2\alpha)} dx, \quad (1.7)$$

где M – изгибающий момент в i -ом сечении балки;

α – доля площади стенки относительно полной площади сечения балки,
 $\alpha = A_w/A$;

R – расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

В формуле (1.7) показаны возможные пути снижения массы балки, в том числе за счет уменьшения площади эпюры моментов $\int_0^l M dx = \Omega$.

Используя для площади эпюры моментов выражение $\Omega = kql^3$ и принимая отношение пролетного момента к балочному за параметр $\mu = M_{sp}/M_0$, получаем следующую зависимость $k - \mu$ (рис. 1.30).

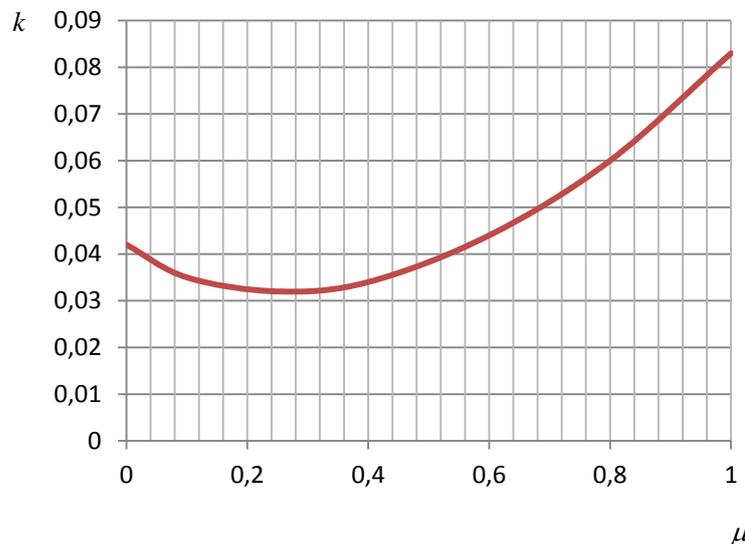


Рисунок 1.30 – Зависимость $k - \mu$

Исследования площади эпюры моментов в балке [79] показали, что минимальная площадь достигается при опорном моменте, равном 75 % от балочного момента:

$$M_{sup,opt} = 0,75(ql^2/8), \quad (1.8)$$

и, соответственно, при пролетном моменте, равном 25 % балочного момента:

$$M_{sp,opt} = 0,25(ql^2/8), \quad (1.9)$$

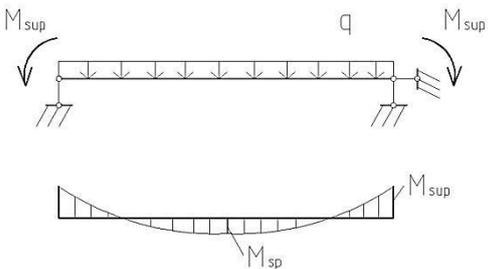
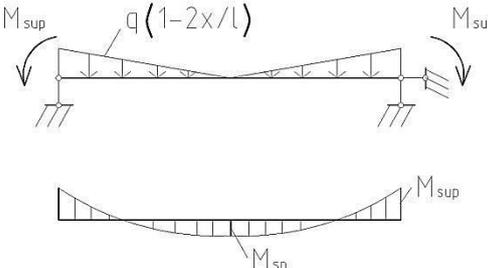
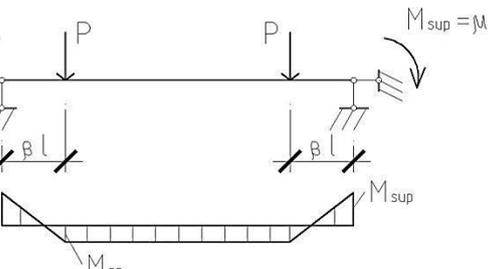
что соответствует минимальной площади эпюры моментов:

$$\Omega_{\min} = \int M dx = 0,032ql^3 \quad (1.10)$$

и, как следствие, минимальному весу балки.

В таблице 1.1 приведены значения коэффициентов для определения площади эпюры моментов при различных схемах нагружения балки.

Таблица 1.1 – Площадь эпюры моментов при схемах нагружения

Схема нагружения	Функции моментов $M(x)$, площади эпюры моментов Ω	β	M_{sup}/M_0	k
	$q(x) = q, \quad 0 \leq x \leq l$ $M(x) = q \left(\frac{x^2}{2} - \frac{l}{2}x + \mu \frac{l^2}{8} \right)$ $\Omega(\mu) = k \cdot q \cdot l^3$		0,75 (opt)	0,032
			0	0,083
			1	0,042
	$M(x) = \frac{qx^2}{2} - \frac{qx^3}{3l} - \frac{ql}{4}x + \mu \frac{ql^2}{24}$ $\Omega(\mu) = k \cdot q \cdot l^3$		0,875	0,018
	$\Omega(\mu, \beta) = k \cdot P \cdot l^2$	0,1l	1,0	0,05
		0,25l	1,0	0,063
		0,3l	0,81	0,085
		0,4l	0,625	0,115
		0,5l	0,5	0,125

Выводы Н. С. Москалева по балке минимального веса согласуются с исследованиями Я. М. Лихтарникова и М. А. Чоудхи неразрезных подкрановых балок [49], для которых было получено оптимальное соотношение опорного и пролетного моментов $m_1 = M_{sup}/M_{sp} = 2,66$, что соответствует $M_{sp} = 0,27 \cdot (ql^2/8)$.

Н. С. Москалевым принцип минимизации площади эпюры моментов был использован при разработке и оптимальном проектировании ригелей рамных конструкций [70, 71, 72, 62, 65, 67].

Если в число оптимизируемых параметров входит конфигурация конструкции, то такую задачу оптимизации в строительной механике называют задачей синтеза [5, 69]. Термин «синтез конструкций» был введен в строительную механику И. М. Рабиновичем в 1924 году.

Первые задачи синтеза требовали привлечения специалистов на ответственных этапах принятия решений, современное развитие компьютерных технологий привело к развитию эволюционных алгоритмов оптимизации, позволяющих решать задачи синтеза как для массивных [85], так и для решетчатых конструкций [35, 36, 37, 94, 114, 123, 126]. Генетические и эволюционные алгоритмы оптимизации конструкций получили широкое развитие в исследованиях зарубежных авторов А.-Т. Ву, Ф. Вернера, Х. Барбосы, А. Лемонжа и др. [127, 134, 140].

Исследованию и оптимизации решетчатых балочных конструкций посвящены работы В. Г. Шухова, Е. И. Белени, Ю. И. Кудишина, Б. А. Сперанского, В. В. Трофимовича, В. А. Пермякова, В. П. Силенко, В. И. Трофимова, И. С. Холопова, Я. И. Олькова и др. [52, 53, 54, 69, 118, 119, 125]. Исследователями решены задачи оптимизации решетки и поэтапного предварительного напряжения конструкций.

Учитывая особенность работы стержней в решетчатых конструкциях на осевые усилия, при поиске оптимального решения рассматривается функция $y(x) = f\left(\sum_{i=1}^n N_i \cdot l_i\right)$. За оптимальное принимается решение, при котором данная функция достигает минимума. Задачи подобного рода решались В. Г. Шуховым, Я. И. Ольковым, И. С. Холоповым, среди современных исследователей можно отметить работы С. В. Ключева, А. А. Свентикова [35, 36, 37, 69, 92, 93, 125, 126].

Разработка предварительно напряженных конструкций также связана с решением задач оптимизации. Вопросам расчета, изучению действительной работы и оптимизации беззатяжных предварительно напряженных двутавровых балок посвящены работы В. М. Вахуркина, Ю. В. Гайдарова,

В. А. Аменда, И. К. Погадаева, В. А. Пескова, А. А. Заборского, С. Н. Осипова, В. И. Трюфякова, В. Н. Шимановского и др. [60, 69].

Предварительно напряженные балки с затяжками исследованы Е. И. Беленей, Н. П. Мельниковым, В. М. Вахуркиным, В. В. Бирюлевым, Я. М. Лихтарниковым, Н. П. Абовским, В. В. Михайловым, В. Н. Коробко, А. А. Калинин и др. [5, 28, 49, 53, 60, 61, 78].

Для строительных конструкций характерной является многоэкстремальность целевой функции оптимизации, что затрудняет поиск оптимума, поэтому чаще всего задача оптимального проектирования решается последовательным применением методов случайного поиска или перебора и детерминированного спуска.

Наиболее простым методом локального поиска оптимума с точки зрения применения математического аппарата признан метод Хука-Дживса [84]. Метод разработан в 1961 году, но до сих пор применяется в исследованиях благодаря своей эффективности [92, 93]. Поиск представляет собой итерационный процесс (переход от одной точки в пространстве поиска к другой), состоящий из исследующего поиска (выбор направления следующего шага поиска) и пробных шагов по образцу (поиск в выбранном направлении).

Недостатком реализации методов прямого поиска является необходимость множества вычислений целевой функции, что для многоступенчатой задачи расчета статически неопределимой системы очень трудоемко, необходимо предварительно осуществить автоматизацию процесса исчисления целевой функции.

Более простым методом с точки зрения количества опытов является метод планирования экстремальных экспериментов [45, 66]. Метод позволяет с единых позиций и простыми средствами подойти к оптимальному проектированию конструкций. По результатам нескольких вариантов расчета в процессе оптимизации целевая функция аппроксимируется некоторыми выражениями. После анализа этих выражений принимается решение о назначении следующих вариантов.

Требования, предъявляемые к конструкции, удовлетворяются в процессе расчетов. Методы расчета не связаны с процессом оптимизации: для оптимального проектирования используются только определенные наборы значений переменных параметров и соответствующие им значения целевой функции. Это позволяет без усложнения вычислительной процедуры оптимизации использовать расчеты, наиболее полно отражающие особенности работы оптимизируемой конструкции.

Данный метод позволяет выявить активные параметры оптимизации и определиться с границами области поиска. Недостатком применения метода планирования экспериментов для оптимизации строительных конструкций является недостаточная точность аппроксимации целевой функции по причине дискретности параметров. Поэтому целесообразно результаты оптимизации, полученные при помощи метода планирования экстремальных экспериментов, уточнять с помощью других методов, например, локального поиска.

1.3.2 Исследования работы конструкций с учетом развития упругопластических деформаций

Способом повышения эффективности металлоконструкций является учет работы материала в упругопластической стадии. Расчету сооружений с учетом пластических свойств материалов посвящена монография А. Р. Ржаницына, вышедшая впервые в 1949 году [87]. В работе показано, что распределения продольных напряжений по высоте металлической балки остаются линейными лишь до напряжений предела пропорциональности, в упруго-пластической стадии работы на изгиб зона упругой работы сечения постепенно уменьшается вплоть до малой величины $\approx (1/200)z_{max}$ (где z_{max} – половина высоты сечения балки), открывая резерв работы материала сечения балки. Из исследований А. Р. Ржаницына следует, что самой экономичной формой сечения балки является балка с бесконечно тонкой стенкой («идеальный профиль»).

Исследованию работы балок с учетом развития упругопластических деформаций посвящены работы Ю. Н. Работнова, А. Р. Ржаницына,

Н. И. Безухова, Н. П. Мельникова, Н. С. Стрелецкого, Я. И. Олькова, Б. Б. Лампси, В. Ф. Беляева и др. [14, 53, 83, 86, 87, 113].

Среди современных разработок можно отметить исследования А. А. Лапшина [47], которым предложен критерий величины ограниченных пластических деформаций по размеру пластической зоны в опорном сечении балки в зависимости от типа опор, относительной мощности ребер жесткости и относительных пролетов. Исследованию действительной работы тонкостенных стержней за пределами упругости с целью уменьшения расхода стали на рамную конструкцию посвящены работы А. В. Валова [19].

1.3.3 Численные исследования конструкций

Развитие компьютерных технологий и разработка пакетов прикладных исследовательских программ с применением метода конечного элемента позволили проводить исследования напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом ряда факторов: физической и геометрической нелинейности материала конструкций, податливости узлов соединений системы, локальных зон напряжений [12, 20, 68, 75, 129].

Методика численного исследования стержневых систем в упругой постановке с учетом геометрической нелинейности разработана в ЦНИИСК им. Кучеренко [30] и предусматривает расчет конструкции методом последовательных нагружений. Простейшая постановка такой задачи связана с явлением продольно-поперечного изгиба, когда необходимо учесть дополнительные изгибающие моменты, возникающие в сечении стержня за счет того, что продольная сила создает момент на поперечных перемещениях оси стержня [75]. В зарубежной литературе явление геометрической нелинейности носит название эффекта (теории) второго порядка [128, 130, 131, 138].

Для получения решений с необходимой для инженерных задач точностью требуется выполнение следующих условий: достаточно частое дробление стержней; количество этапов последовательных нагружений должно быть не

менее 40, при этом шаг, на котором определяется (фиксируется) потеря устойчивости должен быть $n_i \geq 0,9n$, где n – общее количество этапов приращения нагрузки [25].

Первые принципы создания расчетных моделей сооружений выдвинул Н. М. Герсеванов в 1923 году [75]:

- методы расчета должны исходить из форм разрушений и деформаций, подтвержденных опытом строительной практики;
- расчетная гипотеза, которая может быть достаточно условной, должна ставить конструкцию в менее благоприятные условия, чем те, в которых находится действительная конструкция;
- набор расчетных гипотез должен обеспечивать не только прочность и устойчивость, но и экономичность конструкции.

По мнению И. И. Гольденבלата [75], аппроксимирующая модель работы сооружения должна не только правильно и полно отражать работу объекта, но и быть настолько простой, чтобы расчет не становился чрезмерно громоздким.

Расчет с учетом геометрической нелинейности приводит к усложнению процедуры счета и увеличению машинного времени, поэтому целесообразно проводить оценку необходимости его выполнения.

Точные рекомендации об области применения геометрически нелинейных расчетных моделей в отечественной нормативной литературе [103, 105, 108] не приводятся.

В зарубежной нормативной литературе [111, 130, 131] имеются следующие рекомендации о переходе к расчетам по геометрически нелинейной расчетной схеме (по теории второго порядка):

1) влиянием деформаций, полученных по теории второго порядка, можно пренебречь, если

$$\frac{\Delta M}{M} \leq 0,1, \quad (1.11)$$

где ΔM – приращение внутреннего усилия при расчете по деформированной схеме;

M – внутреннее усилие, полученное в результате линейного расчета;

2) условие (1.11) рассматривается как выполненное, если нормальные силы N не больше 10% от критической силы N_{cr} .

В современных исследованиях стержневых металлических конструкций с учетом упругопластических деформаций материала широко применяется моделирование конструкций с помощью физически нелинейных пластин и объемных элементов. Пространственные КЭ-модели стержней позволяют моделировать депланацию сечений и начальные несовершенства, определять зоны пластических деформаций [6, 7, 9, 12, 19, 38, 39, 40, 47, 50, 90], тем самым уточняя НДС элементов и выявляя резервы работы материала.

Анализ численных результатов расчета систем в разных программных комплексах (ANSYS, MicroFE, SCAD, ЛИРА-Windows) показал, что разброс в значениях усилий, напряжений и деформаций не превышает 5% [15, 104].

1.3.4 Экспериментальные исследования конструкций

Экспериментальные исследования строительных конструкций проводятся с целью [118]:

- изучения работы сложной по конфигурации, размещению опор, количеству элементов, а также силовому воздействию натурной конструкции;
- оценки новых методов расчета;
- оценки прочности узловых сопряжений;
- изучения несущей способности системы в целом и ее отдельных элементов.

Экспериментальные исследования НДС металлических конструкций чаще всего проводят на масштабных моделях [7, 25, 118]. Модель должна в полной мере отвечать принятой расчетной схеме, метод расчета которой проверяется экспериментом. Модели испытываются на стенде, который представляет собой жесткую раму, снабженную страховочными приспособлениями и измерительными приборами. Нагрузка к моделям может прикладываться сверху или подвешиваться снизу. Достоинством испытания

моделей является возможность доведения их до разрушения, к недостаткам можно отнести сложности отображения в модели реальных узлов соединения и опирания конструкции.

Для контроля напряжений используется тензометрическая аппаратура (тензорезисторы и регистраторы относительных деформаций), для контроля деформаций (прогибы, перемещения, повороты) – прогибомеры и индикаторы часового типа [77, 118].

Нагружение моделей чаще всего производится с помощью домкратов. При нагружении металлических моделей конструкций придерживаются общих правил [118]: до нормативной величины нагрузка прикладывается ступенями по 25%, далее размер ступени составляет 10%; на каждой ступени производится выдержка минимум 15 минут для стабилизации внутренних усилий. Снятие значений по измерительным приборам должно производиться одновременно.

Испытания натуральных конструкций преследуют следующие цели [118]:

- проверку работы, несущей способности и прочих характеристик новых конструкций, применяемых впервые или еще не нашедших широкого применения, надежность которых не подтверждена практикой;
- оценку несущей способности крупных сооружений перед передачей в эксплуатацию;
- оценку влияния дефектов, связанных с отступлениями от проекта, нарушениями технологии изготовления и монтажа, когда влияние дефектов невозможно оценить расчетом;
- выявление действительной несущей способности конструкции;
- изучение действительной работы отдельных узлов, соединений, мест концентрации напряжений и пр. с целью их усовершенствования и уточнения методик расчета;
- определение степени влияния на элемент его работы в составе пространственной конструкции;

– изучение фактического поведения конструкции в упругопластической области работы материала и установление резервов ее несущей способности.

Натурные конструкции подвергают испытаниям, как в проектном положении, так и на стендах. Нагружение натуральных конструкций на стендах производится, как правило, сверху. При испытании конструкций в монтажном положении нагрузку чаще всего подвешивают снизу. Для предотвращения обрушения конструкции под ней устраиваются страховочные системы.

Контроль над нагрузкой в натурном эксперименте осуществляется с помощью мессдоз, датчиков силы, динамометров, путем взвешивания или измерения грузов. Перемещения элементов и узлов измеряются прогибомерами, мессурами, геодезической съемкой и пр.

Для создания испытательной нагрузки на натурные конструкции могут быть применены домкраты, лебедки, грузы и вода. Нагружение натуральных конструкций производится в тех же режимах, что и моделей.

Подробный обзор методик экспериментальных исследований натуральных конструкций и моделей, разработанных в ЦНИИСК им. Кучеренко, приведен в [118].

Выводы по разделу 1

Анализ структуры стоимости металлоконструкций показал, что в настоящее время в сравнении с советским периодом существенно снизилась стоимость рабочей силы. Учитывая сохранившуюся высокую стоимость металла и прямую зависимость стоимости монтажа от веса конструкций, при едином подходе к компоновочному решению – примерно равное количество и вес монтажных элементов – сравнение вариантов решений ЛМК можно с достаточной долей достоверности вести по общему расходу материала, при этом проводя качественную оценку прочих технико-экономических показателей.

Сравнительный анализ типов ЛМК показал, что по расходу материала балочные и рамные конструкции не имеют существенных различий; по

трудоемкости изготовления и монтажа самой эффективной является балочная конструкция типа «Молодечно», благодаря высокой технологичности изготовления (минимум вспомогательных деталей, простота реза, унификация стержней) и простоте балочного монтажа; наиболее транспортабельными являются конструкции сплошных сечений.

Обзор научных положений разработки и совершенствования металлоконструкций показал, что основными путями совершенствования конструкций рассматриваются эффективное распределение материала по сечению и длине элемента, учет упругопластической работы материала, предварительное напряжение для регулирования деформаций и усилий.

Принцип минимизации внутренних усилий наиболее полно использован при оптимальном проектировании решетчатых конструкций путем поиска минимума функции $\sum N_i l_i$, принцип минимизации площади изгибающих моментов в балке исследован недостаточно и может рассматриваться как одно из направлений совершенствования балочных конструкций.

На основании проведенного обзора сформулированы цель и задачи исследований.

Цель и задачи диссертационной работы

Цель исследования: разработать эффективную стальную балочную конструкцию покрытия и провести ее экспериментально-теоретические исследования, подтверждающие эксплуатационную пригодность конструкции.

Определены следующие задачи исследования:

1. Разработать с использованием принципа минимизации площади эпюры моментов стальную балочную конструкцию эффективную по расходу материала, затратам на изготовление, транспортировку и монтаж при обеспечении требований надежности.
2. Разработать алгоритм расчета и определить оптимальные геометрические параметры балочной конструкции минимального веса.

3. Обосновать расчетную модель балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой с учетом технологических параметров преднапряжения.

4. Выполнить численные исследования напряженно-деформированного состояния балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой на примере моделей и в составе каркаса здания.

5. Провести экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой в составе каркаса и выполнить сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований.

2 РАЗРАБОТКА БАЛКИ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ С ПОДКОСАМИ И ЗАТЯЖКОЙ

2.1 Описание новой конструкции покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой

Разработана конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой (рис. 2.1). Техническая новизна подтверждена патентом № 2361982 РФ [74].

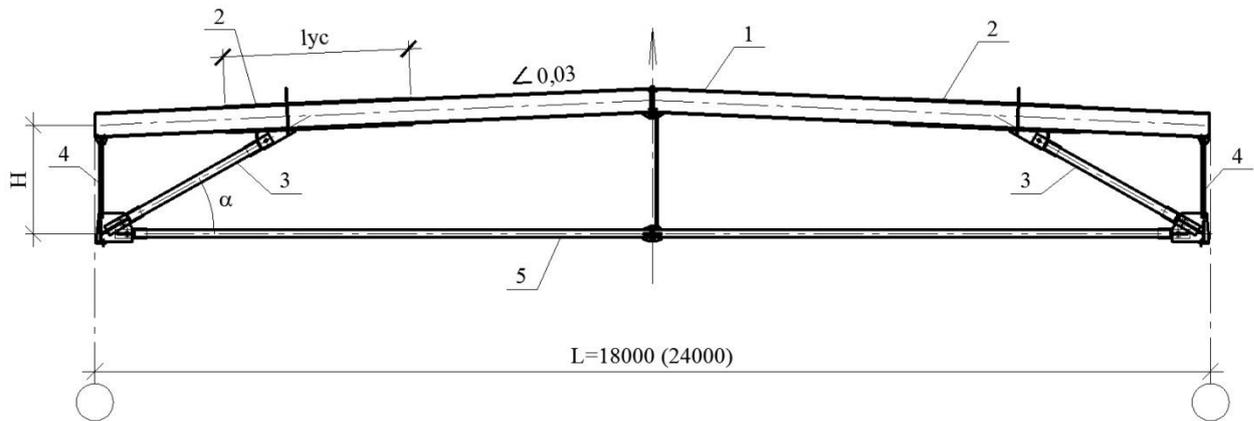


Рис. 2.1 – Стропильная конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой: 1 – балка; 2 – усиление балки над подкосом; 3 – подкос; 4 – надколонник; 5 – затяжка

Цель изобретения – создание конструкции низкой металлоемкости, удобной в изготовлении, транспортировке и монтаже, с соблюдением заданной надежности покрытия.

Решение указанной технической задачи достигается тем, что в качестве несущей конструкции используется балка переменной жесткости путем приваривания к верхнему и нижнему поясам металлических пластин переменного сечения, максимальное поперечное сечение пластины имеют в зоне сопряжения балки с подкосами (рис. 2.2).

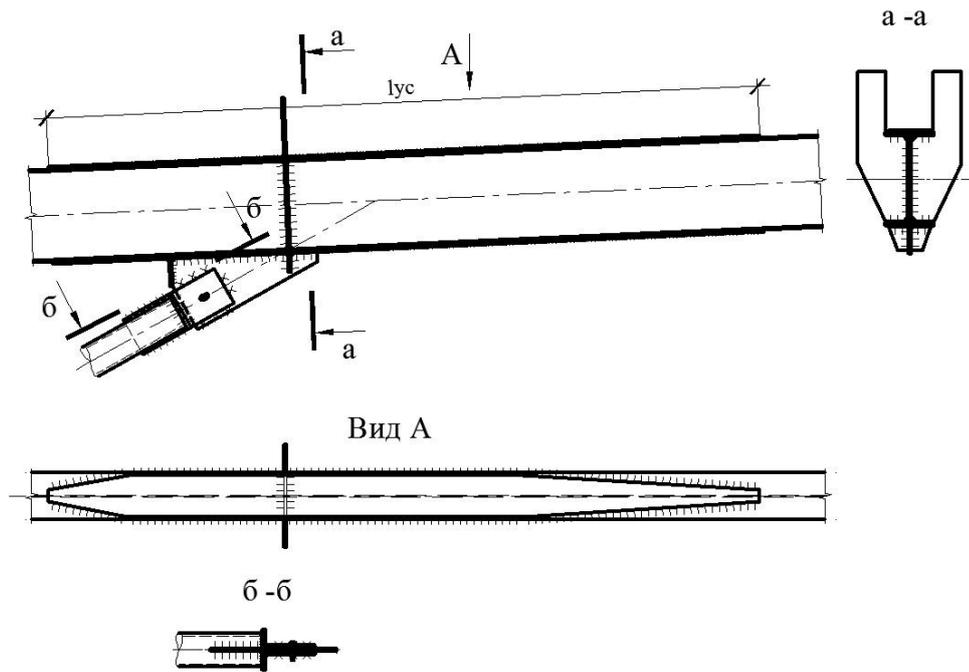


Рис. 2.2 – Узел сопряжения балки с подкосом

Новым является то, что балка переменной жесткости подперта подкосами на участках повышенной жесткости и работает по трехпролетной схеме (рис. 2.3). Горизонтальную составляющую усилия сжатия в подкосах воспринимает затяжка, установленная в уровне сопряжения подкосов с надколонниками (рис. 2.4).

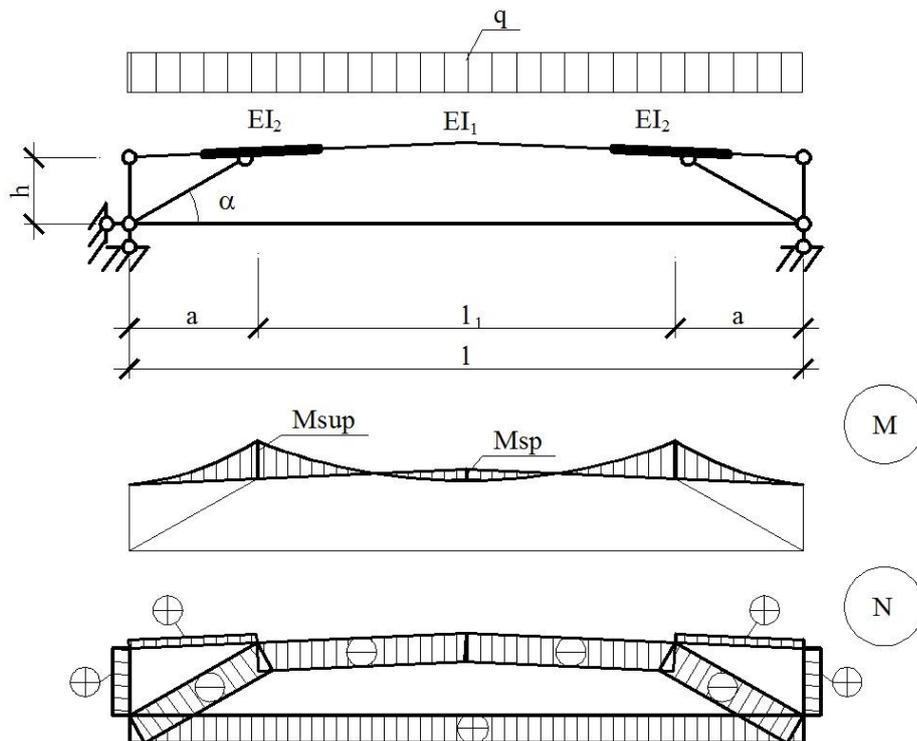


Рис. 2.3 - Расчетная схема конструкции

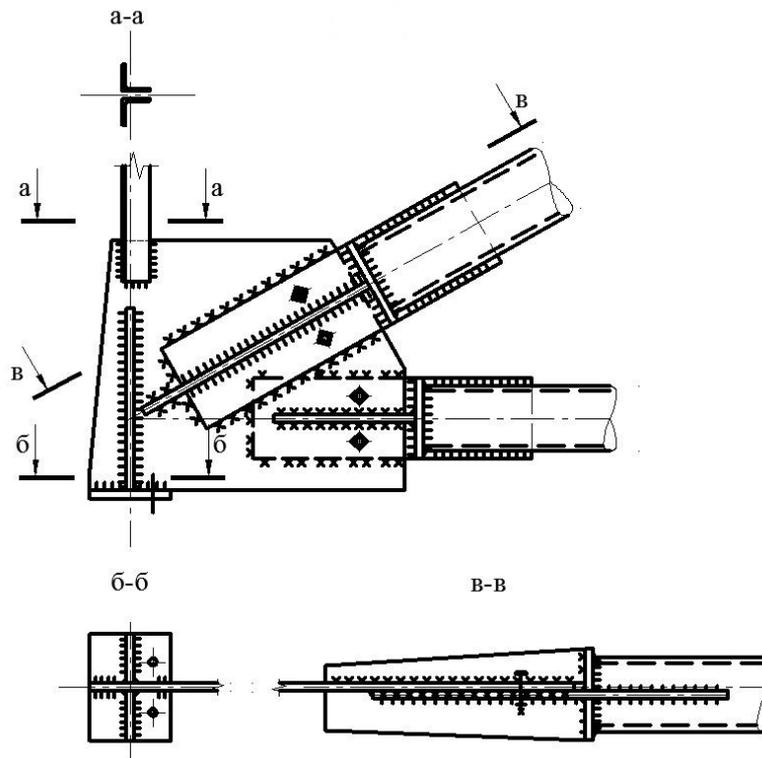


Рис. 2.4 – Опорный узел конструкции

Технический результат изобретения состоит в снижении расхода металла на конструкцию за счет регулирования изгибающего момента в балке с соотношением пролетного момента к балочному $\mu = M_{sp}/M_0 = 0,2 \div 0,3$ ($M_0 = ql^2/8$), что соответствует минимальной площади эпюры моментов $\Omega_{min} = \int M dx = 0,032ql^3$ и минимальному весу балки, выраженному по формуле Н. С. Москалева (1.7).

Для регулирования усилий изгибающего момента в балке применен метод смыкания зазоров в монтажных стыках затяжки и надколонников (рис. 2.5).

Известно техническое решение рамы с двускатным ригелем [41], жестко прикрепленным к наклонным стойкам с образованием консолей, при этом к каждой консоли прикреплены две вертикальные затяжки, выходящие за плоскость рамы, нижние концы которых прикреплены к узлу опирания наклонной стойки на фундамент, а сам этот узел снабжен вмонтированной в фундамент затяжкой, воспринимающей распор (рис. 2.6).

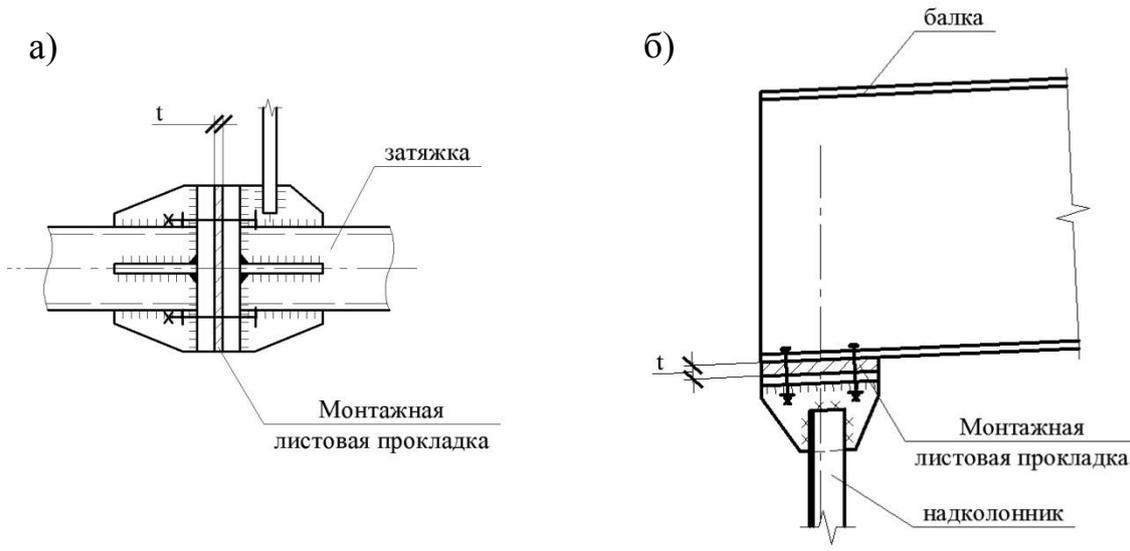


Рис. 2.5 – Создание предварительного напряжения в конструкции смыканием зазоров в монтажных стыках: а) затяжки; б) надколонника с балкой

Недостатком такой рамы является сложность узлов соединения элементов, а также невозможность быстрого монтажа и демонтажа конструкций из-за вмонтированной в фундамент затяжки.

Наиболее близким решением является металлическая рама каркаса здания (А. с. 1506970 СССР, МКИ Е 04 В 1/21, 1991), включающая стойки, двускатный ригель и затяжку, соединенную с ригелем через жестко прикрепленные к нему в карнизных узлах накладки, а этими же узлами ригель с затяжкой шарнирно прикреплен к стойкам, при этом между ригелем и затяжкой установлены жестко прикрепленные к ним распорки (рис. 2.7).

Недостатком такой рамы является сложность узлов соединения и повышенная металлоемкость ригеля рамы.

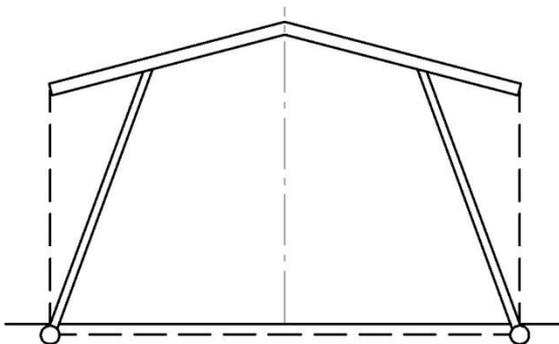


Рис. 2.6 – Рама с двускатным ригелем и наклонными стойками

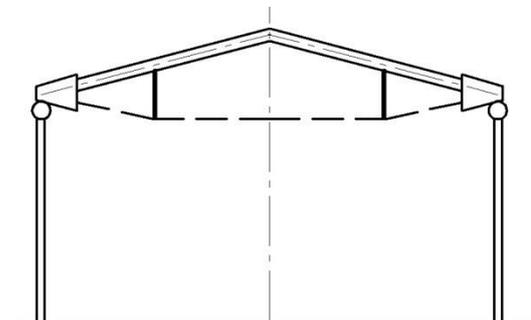


Рис. 2.7 – Рама со шпренгельным двускатным ригелем

Способ устройства новой конструкции покрытия осуществляется следующим образом:

1. Несущая конструкция полностью собирается на земле. К балке переменной жесткости через монтажные прокладки из металлического листа крепятся надколонники. Балка переменной жесткости соединяется с надколонниками с помощью болтов. Устанавливаются подкосы и соединяются с балкой переменной жесткости и надколонниками с помощью болтов или сварки. Монтируется затяжка, состоящая из двух одинаковых элементов. Элементы затяжки привариваются к узлам сопряжения надколонников и подкосов. Между собой элементы затяжки соединяются с помощью фланцев на высокопрочных болтах. Между фланцев устанавливается монтажная прокладка из металлического листа.

2. После полного монтажа конструкции на земле несущая конструкция монтируется на колонны и закрепляется на оголовках колонн с помощью болтов. Из плоскости рамы устойчивость конструкции обеспечивается расчалками (первая и вторая конструкция) или связями с ранее смонтированными конструкциями (промежуточная конструкция).

3. После монтажа конструкции на проектной отметке вынимаются монтажные прокладки между надколонниками и балкой переменной жесткости и производится подтяжка концов балки к надколоннику. При этом конструкция получает строительный подъем в пролетной части. Затем вынимается монтажная прокладка во фланцевом узле затяжки и производится натяжение высокопрочных болтов фланцевого соединения контрольным усилием закручивания гаек до плотного касания пластин фланцевого соединения элементов затяжки. Конструкция получает предварительное напряжение, увеличивается жесткость конструкции и строительный подъем в пролете.

В процессе восприятия несущей конструкцией нагрузки от покрытия несущая балка переменной жесткости работает на изгиб по трехпролетной неразрезной схеме. Опорами для балки являются надколонники и подкосы. В

балке переменной жесткости возникают следующие внутренние усилия: изгибающий момент, поперечная сила, сжатие на участке между подкосами, растяжение на участках между надколонниками и подкосами. Подкосы сжаты, надколонники растянуты, затяжка растянута.

Подбор величин монтажных зазоров позволяет получить в балке переменной жесткости эпюру изгибающих моментов минимальной площади по длине конструкции. Наибольшее значение изгибающего момента находится в точке сопряжения балки переменной жесткости с подкосом, при этом данное сечение имеет наибольшее значение момента сопротивления, обусловленное наличием двухсторонних накладок переменного сечения. Вертикальная составляющая усилия сжатия в подкосах передается на колонны, горизонтальная составляющая воспринимается затяжкой.

2.2 Алгоритм расчета балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой

2.2.1 Структурная схема алгоритма расчета

Разработан алгоритм расчета новой конструкции покрытия (рис. 2.8), являющейся один раз статически неопределимой системой. Эффективное решение конструкции балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой формируется за шесть этапов.

Алгоритм расчета новой конструкции построен на основе классических методов строительной механики, в частности, метода сил. Аналогом послужил алгоритм расчета оболочки КЖС со шпренгельной затяжкой [24].

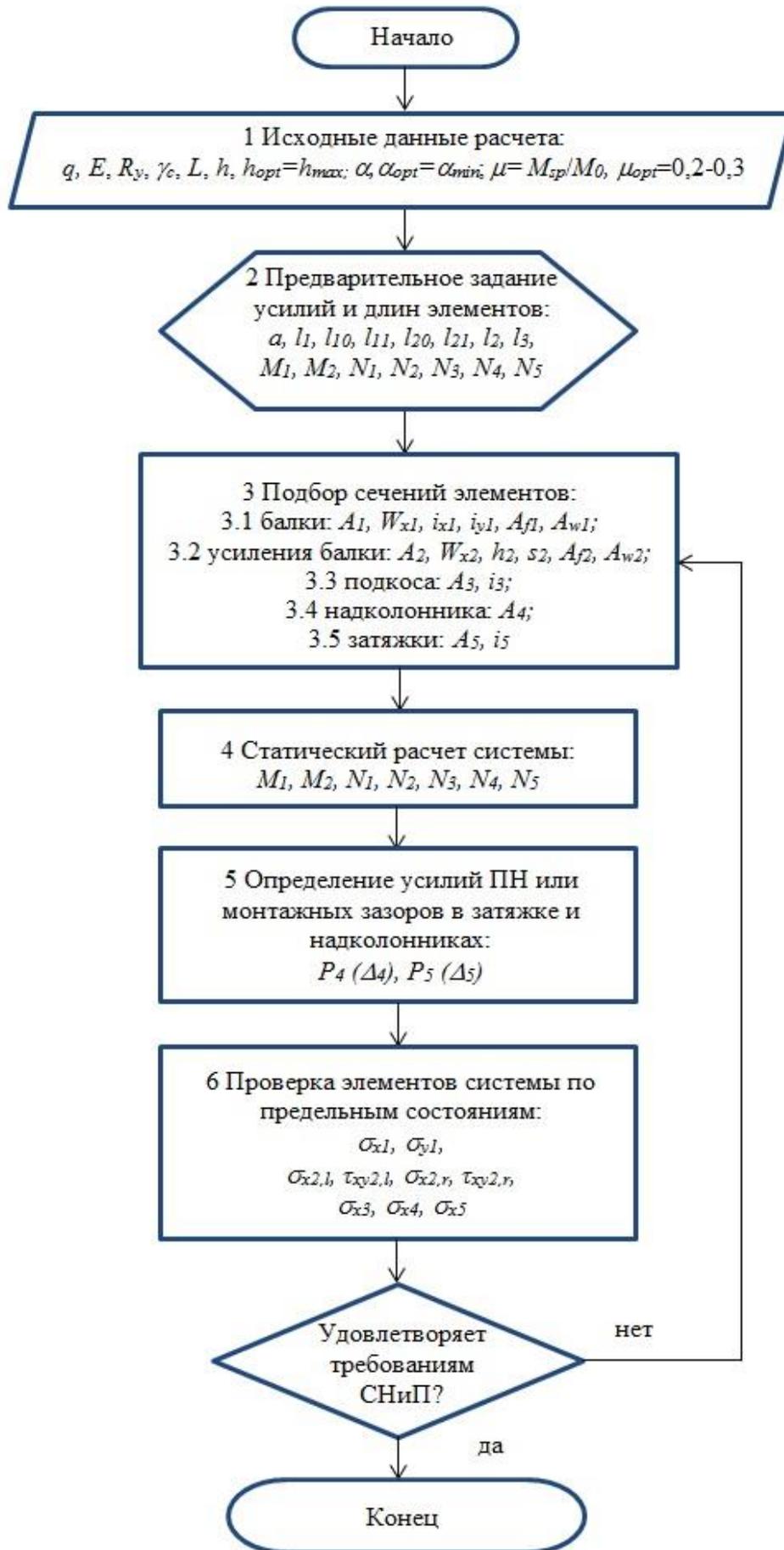


Рис. 2.8 - Алгоритм расчета новой конструкции

2.2.2 Исходные данные расчета и предварительное задание усилий

Формирование исходных данных с предварительным заданием усилий в элементах является основным этапом, определяющим качество всего расчета. От него зависит, насколько эффективным будет окончательно принятое решение и какова трудоемкость расчета.

В качестве исходных данных расчета задаются:

- расчетная нагрузка на конструкцию q , кН/м;
- модуль упругости стали E , МПа;
- расчетное сопротивление по пределу текучести R_y , МПа;
- коэффициент условий работы γ_c ;
- пролет конструкции l , м;
- высота конструкции h , м; $h_{opt}=h_{max}$ (по конструктивным ограничениям);
- угол наклона подкоса α , град.; $\alpha_{opt}=\alpha_{min}$ (по конструктивным ограничениям);
- соотношение пролетного момента к балочному $\mu=M_{sp}/M_0$; $\mu_{opt}=0,2\div 0,3$.

Далее последовательно задаются геометрические длины и предварительные значения усилий в расчетных сечениях элементов (рис. 2.9):

- горизонтальная проекция подкоса

$$a = h/\operatorname{tg}\alpha ; \quad (2.1)$$

- расстояние между верхними концами подкосов

$$l_1 = l - 2a ; \quad (2.2)$$

- изгибающий момент в середине пролета

$$M_1 = \mu q \frac{l_1^2}{8} ; \quad (2.3)$$

- изгибающий момент в местах опирания балки на подкосы

$$M_2 = (1 - \mu) q \frac{l_1^2}{8} ; \quad (2.4)$$

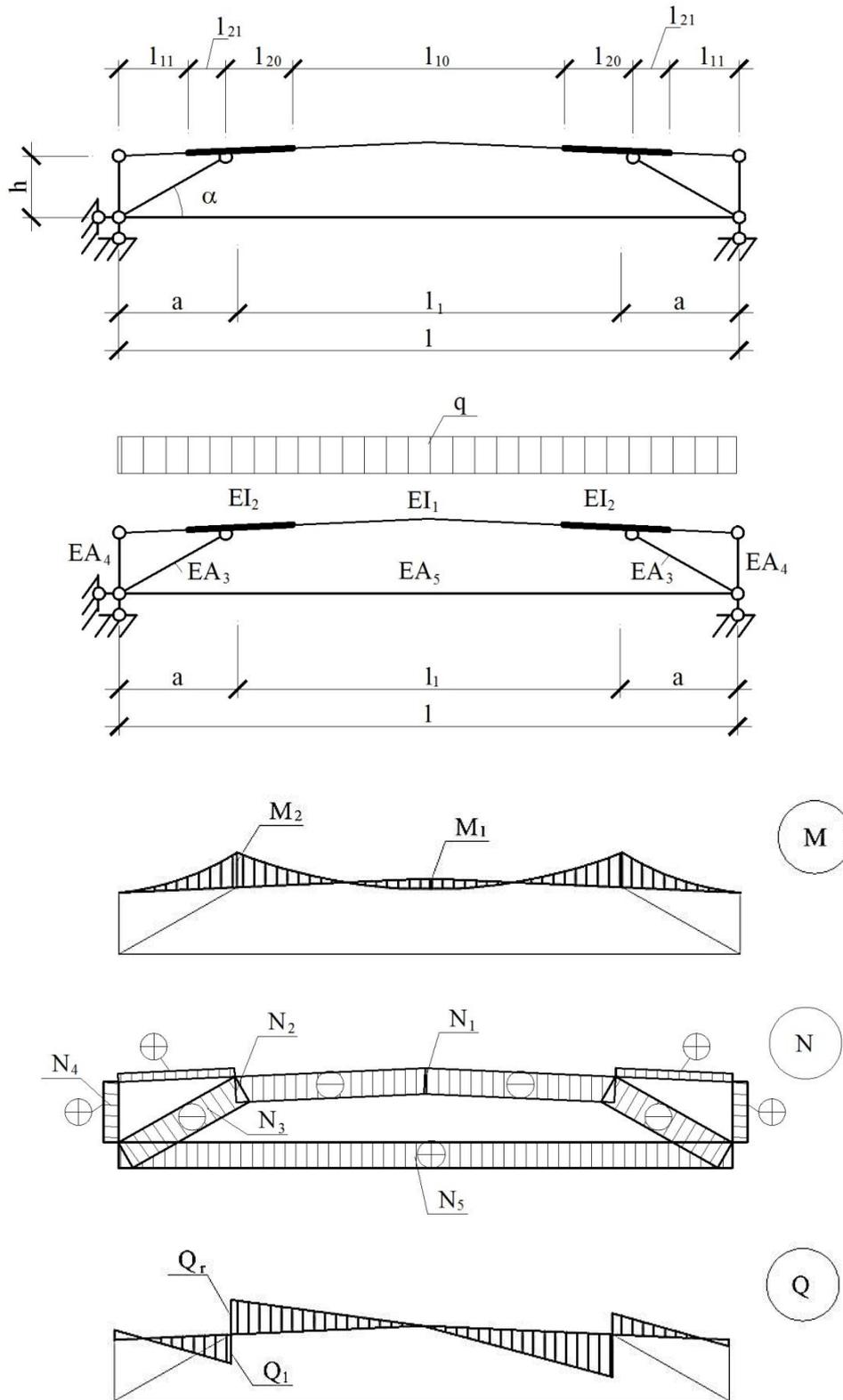


Рис. 2.9 - Исходные данные для расчета

– усилие сжатия в балке

$$N_1 = N_2 = -(1 - \mu)q \frac{l^2}{8h} - \mu q \frac{la}{2h} + \mu q \frac{a^2}{2h}; \quad (2.5)$$

– усилие сжатия в подкосе

$$N_3 = N_1 / \cos \alpha; \quad (2.6)$$

– усилие в надколоннике

$$N_4 = -N_3 \sin \alpha + ql/2; \quad (2.7)$$

– усилие растяжения в затяжке

$$N_5 = -N_1; \quad (2.8)$$

– длина участков без усиления

$$l_{10} = \sqrt{\frac{16M_1}{q}}; \quad (2.9)$$

$$l_{11} = \sqrt{\frac{N_4^2}{q^2} + \frac{2M_1}{q} - \frac{N_4}{q}}; \quad (2.10)$$

– длина усиленных участков

$$l_{20} = \frac{l_1 - l_{10}}{2}; \quad (2.11)$$

$$l_{21} = a - l_{11}; \quad (2.12)$$

– длина подкоса

$$l_3 = \frac{h}{\sin \alpha}. \quad (2.13)$$

2.2.3 Подбор сечений элементов конструкции

При подборе сечений элементов важным этапом является внутренняя оптимизация сечений ($EI_i, EA_i \rightarrow \text{opt}$), то есть принимается оптимальная форма сечений с учетом характера работы и назначается минимально возможная площадь сечений.

Для центрально-сжатых и растянутых элементов (подкос, затяжка, надколонники) оптимальным является сечение трубы.

Балка, как внецентренно-сжатый элемент, проектируется в виде двутавра. Для уменьшения затрат при изготовлении конструкции применяется прокатный профиль типа Б по ГОСТ 26020-83 или СТО АСЧМ 20-93. Поиск рационального сечения выполняется с учетом равноустойчивости сечения профиля по главным осям.

В местах опирания балки на подкосы изгибающий момент M и поперечное усилие Q достигают максимума, здесь пояса балки усиливаются листовыми накладками.

Для подбора сечений внецентренно-сжатой балки и центрально-сжатого подкоса применены прямые методы подбора сечений [76], позволяющие наиболее просто получить оптимальное решение, под которым обычно понимают достижение минимума массы или стоимости элемента.

2.2.3.1 Подбор сечения балки

Сечение балки в середине пролета подбирается на расчетные усилия N_1 и M_1 . Геометрическая длина стержня балки принимается равной расстоянию между подкосами l_1 .

Расчетная длина стержня в плоскости изгиба принимается с учетом жесткого защемления стержня на опорах (средний пролет трехпролетной балки):

$$l_{xef}=0,5l_1. \quad (2.14)$$

Расчетная длина стержня балки из плоскости изгиба принимается исходя из шага прогонов покрытия l_y :

$$l_{yef}=0,8l_y. \quad (2.15)$$

Для определения рационального сечения задаемся первоначальными параметрами B_1 , B_2 и B_y по формулам (2.16)÷(2.18):

$$B_1 = \frac{(1 + 0.26 \cdot \zeta^2)^2}{1 + 2.9\omega} \cdot \sqrt{R_y / E}; \quad (2.16)$$

$$B_2 = 5 \cdot \frac{(1 + 0.26 \cdot \zeta^2)^2}{1 + 1.8\omega} \cdot \sqrt{R_y / E}; \quad (2.17)$$

$$B_y = \frac{N \cdot E}{R_y^2 \cdot \gamma_c \cdot l_{yef}^2}, \quad (2.18)$$

где

$$\zeta = \frac{l_{xef}}{2 \cdot l_{yef}}; \quad (2.19)$$

$$\omega = \frac{1.3 \cdot e \cdot \sqrt{E / R_y}}{l_{xef}}; \quad (2.20)$$

$$e = M_1 / N_1. \quad (2.21)$$

Затем определяем значение условной гибкости $\bar{\lambda}$:

$$\begin{cases} \bar{\lambda} = 1 \text{ при } B_y > B_2; \\ \bar{\lambda} = 2 \text{ при } B_1 \leq B_y \leq B_2; \\ \bar{\lambda} = 3 \text{ при } B_y < B_1. \end{cases} \quad (2.22)$$

На первом шаге итерации принимаем $\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}$.

Определим гибкость листов двутаврового сечения (при обеспечении их местной устойчивости):

$$\lambda_f = 2 \cdot (0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E / R_y}; \quad (2.23)$$

$$\lambda_w = (1.3 + 0.15 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda} < 2; \quad (2.24)$$

$$\lambda_w = (1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda} \geq 2. \quad (2.25)$$

Далее последовательно определяем значения параметров $[\zeta]$, u , Δ :

$$[\zeta] = \sqrt{\frac{3 \cdot \lambda_w}{\xi \cdot \lambda_f} \cdot \left(\sqrt{\frac{2 \cdot \lambda_f}{9 \cdot \lambda_w} \left(\frac{l_{xef} \cdot \bar{\lambda}_y}{l_{yef} \cdot \bar{\lambda}} \right)^2 + 1} - 1 \right)}, \quad (2.26)$$

где

$$\xi = 1;$$

$$u = \lambda_f \cdot \frac{[\zeta]^2}{2 \lambda_w}; \quad (2.27)$$

$$\Delta = B_x \cdot C_x, \quad (2.28)$$

где

$$B_x = \frac{N \cdot E}{R_y^2 \cdot \gamma_c \cdot l_{xef}^2}; \quad (2.29)$$

$$C_x = \frac{u \cdot (3 + \xi \cdot u) \cdot \lambda_w}{12(1 + u_{ef})^2}, \quad (2.30)$$

где

$$\frac{u}{u_{ef}} = 1; \quad \xi = 1.$$

Следующим шагом определяем значения параметров ω и Δ_e :

$$\omega = \sqrt{\frac{3 \cdot (1 + u_{ef})}{3 + \zeta \cdot u}} \cdot \frac{e}{l_{xef}} \cdot \sqrt{E / R_y}; \quad (2.31)$$

$$\Delta_e = \Delta \cdot \left(1 + 0.75 \frac{\omega^{0.75}}{\sqrt[3]{\Delta}} \right). \quad (2.32)$$

Подбор сечения балки ведем с использованием двучленной формулы Ясинского как для центрально-сжатого стержня на условную продольную силу N_e при $\Delta_e > 0,03$ [76]:

$$N_e = N \cdot \left(1 + \omega \cdot \frac{\Delta_e}{(\Delta_e + 0,04)^{1,5}} \right). \quad (2.33)$$

Определяем условную гибкость $\bar{\lambda}_x$:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\sqrt{\Delta_e + 0,04}}, \quad (2.34)$$

при этом должно выполняться условие $\bar{\lambda}_x \approx \bar{\lambda}$.

При несовпадении вычисленного значения $\bar{\lambda}_x$ с первоначально принятым значением расчет следует повторить, принимая исходные данные предшествующего шага итерации:

$$\bar{\lambda}' = \frac{\bar{\lambda} + 2 \cdot \bar{\lambda}_x}{3}; \quad (2.35)$$

$$\bar{\lambda}'_y = \frac{\bar{\lambda}_y \cdot \bar{\lambda}_x}{\bar{\lambda}}; \quad (2.36)$$

$$\zeta' = [\zeta]. \quad (2.37)$$

Для выполнения условия $\bar{\lambda}_x \approx \bar{\lambda}$ требуется до трех итераций.

Далее вычисляем значения требуемой площади сечения A и радиусов инерции сечения i_x и i_y :

$$A = \frac{N_e}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1 + \frac{0,04}{\Delta_e} \right); \quad (2.38)$$

$$i_x = \frac{l_{xef}}{\bar{\lambda}_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (2.39)$$

$$i_y = \frac{l_{yef}}{\bar{\lambda}_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (2.40)$$

Радиус инерции сечения i_y является решающим параметром при выборе размера сечения, так как устойчивость в плоскости перпендикулярной плоскости изгиба является критичным условием для внецентренно-сжатого стержня.

Результатом подбора сечения балки в середине пролета является номер двутавра по ГОСТ 26020-83 или СТО АСЧМ 20-93 с геометрическими характеристиками A_1, i_{x1}, i_{y1}, h_1 .

2.2.3.2 Усиление балки над опорами

Размеры сечения балки в местах опирания на подкосы (рис. 2.10) определяются на расчетные усилия N_2 и M_2 .

Требуемая площадь сечения балки над опорой:

$$A_2 = \frac{N_2 + M_2 / 0,35h_2}{R_y \gamma_c}, \quad (2.41)$$

где высота сечения балки h_2 принимается с учетом заданной толщины листовых накладок t_{yc} :

$$h_2 = h_1 + 2t_{yc}. \quad (2.42)$$

Ширина листовой накладки принимается из условия:

$$b_{yc} \geq (A_2 - A_1) / 2t_{yc}. \quad (2.43)$$

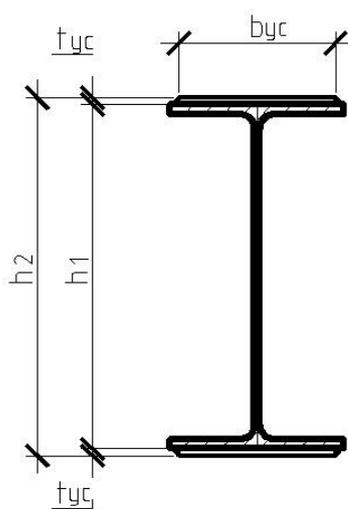


Рис. 2.10 – Сечение балки в местах опирания на подкосы

2.2.3.3 Подбор сечения подкоса

Для нахождения оптимальной площади сечения центрально-сжатого подкоса вычислим параметр исходных данных B_y по формуле:

$$B_y = \frac{N \cdot E}{R_y^2 \cdot \gamma_c \cdot l_{ef}^2}, \quad (2.44)$$

где N – расчетное усилие в подкосе, $N=N_3$;

l_{ef} – расчетная длина подкоса, $l_{ef}=l_3$.

При конструктивном ограничении гибкости стенки трубы $d/t \leq 45$ [58], параметр C_y , определяемый по формуле:

$$C_y = \frac{i^2}{A} = \frac{d}{8 \cdot \pi \cdot t}, \quad (2.45)$$

не может быть более 1,8.

Варьируя значения C_y от 0,6 до 1,8 и подставляя их в формулы (2.46) ÷ (2.49), находим оптимальные параметры сечения подкоса: площадь A , радиус инерции i , диаметр d и толщину стенки t :

$$A = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1 + \frac{0.04}{B_y \cdot C_y} \right); \quad (2.46)$$

$$i = \sqrt{C_y \cdot A}; \quad (2.47)$$

$$d = 2.833 \cdot i; \quad (2.48)$$

$$t = \frac{d}{8 \cdot \pi \cdot C_y}. \quad (2.49)$$

Затем по сортаменту подбираем сечение, рациональное с точки зрения конструирования узлов (конструктивное ограничение диаметра трубы $\frac{d}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{40}$), при этом площадь сечения может оказаться не самой минимальной, а одной из минимальных (рис. 2.11).

Подбор сечения подкоса осуществляется за одну итерацию.

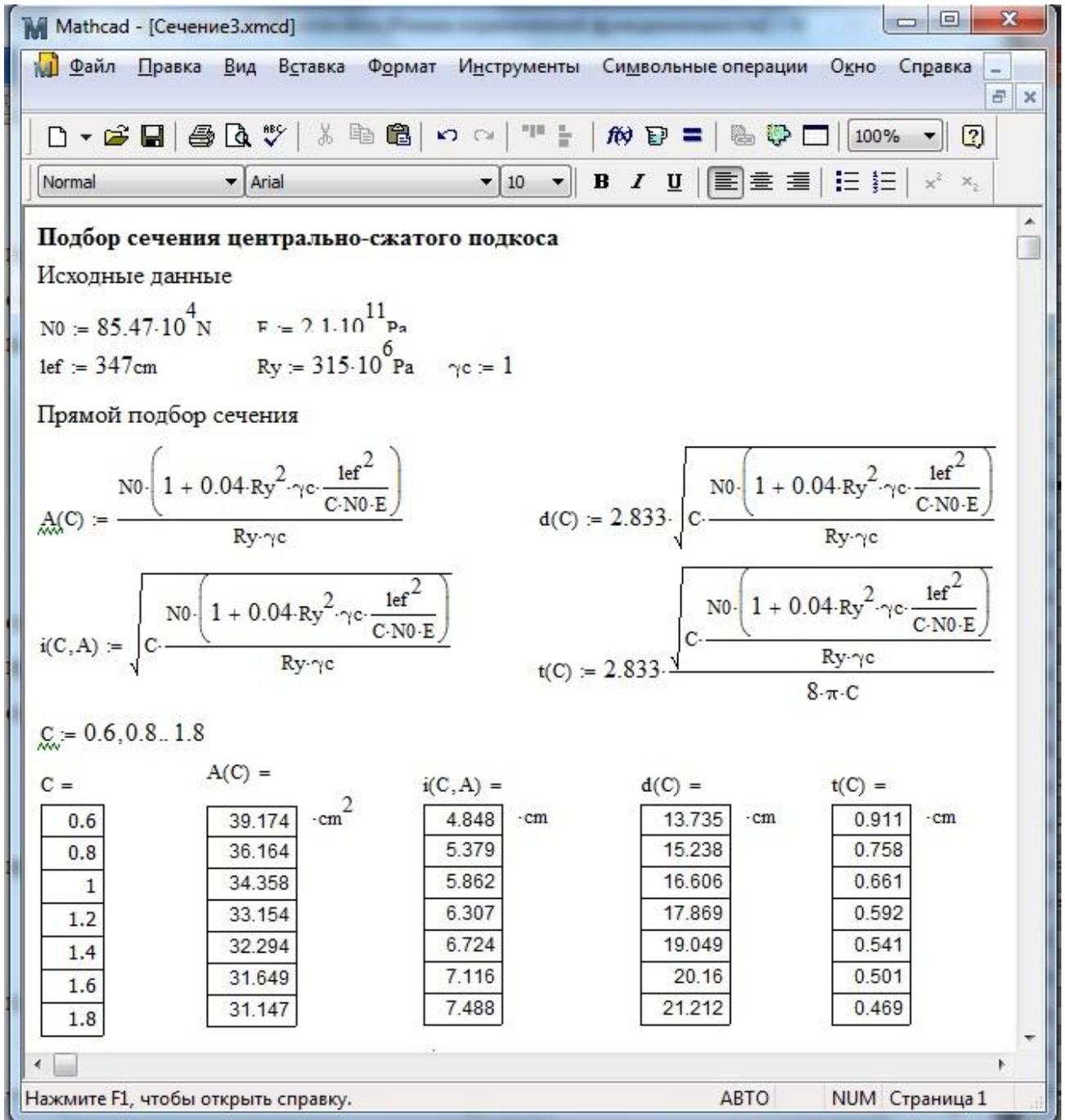


Рис. 2.11 – Скриншот расчета подкоса в программе Mathcad

2.2.4 Статический расчет системы и определение усилий предварительного напряжения

Для статического расчета конструкции применены метод сил и метод конечного элемента, реализованный в программном комплексе SCAD.

2.2.4.1 Расчет системы методом сил

Исходными данными для расчета являются геометрические длины элементов системы, типы внутренних и опорных узлов и характеристики размеров сечений элементов (рис. 2.12).

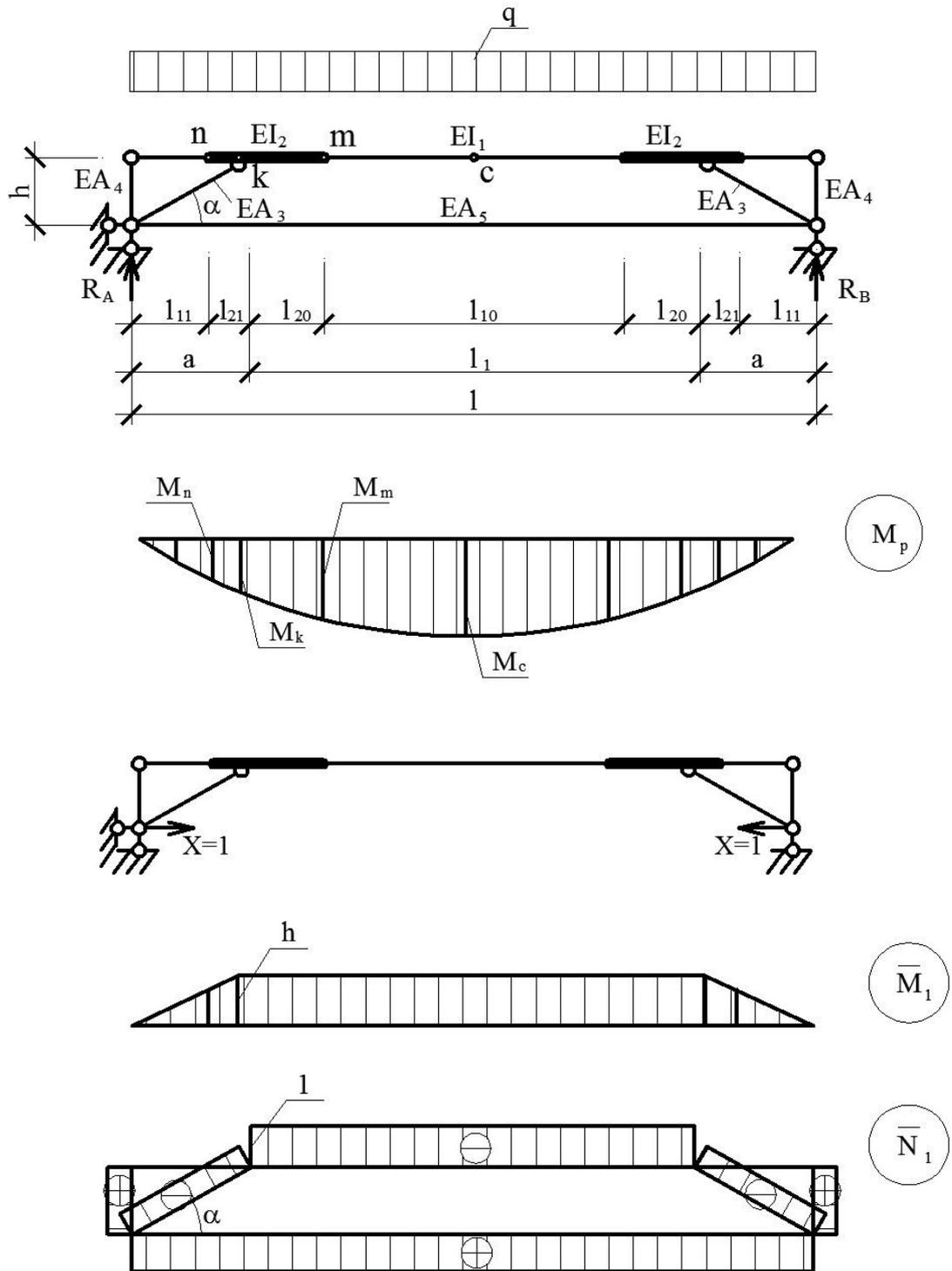


Рис. 2.12 – Расчетная схема, основная система, грузовая и единичные эпюры метода сил

Усилия грузовой эпюры моментов:

$$M_c(x=l/2) = \frac{ql^2}{8}; \quad (2.50)$$

$$M_k(x=a) = \frac{qla}{2} - \frac{qa^2}{2}; \quad (2.51)$$

$$M_n(x=l_{11}) = \frac{ql}{2} \cdot l_{11} - \frac{ql_{11}^2}{2}; \quad (2.52)$$

$$M_m(x=a+l_{20}) = \frac{ql}{2} \cdot (a+l_{20}) - \frac{q(a+l_{20})^2}{2}; \quad (2.53)$$

$$M(x=l_{11}/2) = \frac{ql}{4} \cdot l_{11} - \frac{ql_{11}^2}{8}. \quad (2.54)$$

Усилия единичной эпюры моментов:

$$\bar{M}_k = \bar{M}_m = 1 \cdot h; \quad (2.55)$$

$$\bar{M}_n = \frac{l_{11}}{a} h. \quad (2.56)$$

Усилия единичной эпюры продольных сил:

$$\bar{N}_1 = -1; \quad (2.57)$$

$$\bar{N}_5 = 1; \quad (2.57)$$

$$\bar{N}_3 = -\frac{1}{\cos\alpha}; \quad (2.59)$$

$$\bar{N}_4 = 1 \cdot \operatorname{tg}\alpha. \quad (2.60)$$

Каноническое уравнение метода сил:

$$\delta_{11} X_C + \Delta_{1P} = 0, \quad (2.61)$$

где

$$\delta_{11} = \delta_{11}(\bar{M}_1) + \delta_{11}(\bar{N}_1); \quad (2.62)$$

$$\delta_{11}(\bar{M}_1) = \sum \int \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds = \frac{h^2}{EI_1} (l_{10} + \frac{2l_{11}^3}{3a^2}) + \frac{2h^2}{EI_2} \left[l_{20} + \frac{l_{21}}{3} \left(\frac{l_{11}^2}{a^2} + \frac{l_{11}}{a} + 1 \right) \right]; \quad (2.63)$$

$$\delta_{11}(\bar{N}_1) = \sum \int \frac{\bar{N}_1^2}{EA} ds = \frac{1}{EA_1} l_{10} + \frac{1}{EA_2} 2l_{20} + \frac{1}{EA_3} \cdot \frac{2h}{\cos^2\alpha \cdot \sin\alpha} + \frac{1}{EA_4} \operatorname{tg}^2\alpha \cdot h + \frac{1}{EA_5} \cdot l; \quad (2.64)$$

$$\Delta_{1P} = -\frac{qh}{EI_1} \left\{ \frac{l_{10}}{6} \left[l(a+l_{20}) - (a+l_{20})^2 + \frac{l^2}{2} \right] + \frac{l_{11}}{3} \left[\frac{l \cdot l_{11}^2}{a} - \frac{3l_{11}^3}{4a} \right] \right\} -$$

$$-\frac{2qh}{EI_2} \left\{ \frac{l_{20}}{4} \left[l(a+l_{20}) - (a+l_{20})^2 + la - a^2 \right] + \frac{l_{21}}{6} \left[\frac{l_{11}^2}{a} (l-l_{11}) + a(l-a) + \frac{l_{11}}{2} (2l-l_{11}-a) \right] \right\}. \quad (2.65)$$

Усилие самонатяжения затяжки:

$$X_C = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}}. \quad (2.66)$$

Моменты в балке без предварительного напряжения:

$$M_1^0 = \frac{ql^2}{8} - X_C \cdot h; \quad (2.67)$$

$$M_2^0 = \frac{qla}{2} - \frac{qa^2}{2} - X_C \cdot h. \quad (2.68)$$

Продольные усилия в элементах конструкции без предварительного напряжения:

$$N_1^0 = -X_C; \quad (2.69)$$

$$N_5^0 = X_C; \quad (2.70)$$

$$N_3^0 = -X_C / \cos \alpha; \quad (2.71)$$

$$N_4^0 = X_C \cdot \operatorname{tg} \alpha - ql/2. \quad (2.72)$$

2.2.4.2 Определение усилий предварительного напряжения

Для регулирования моментов в балочной конструкции в затяжке создается предварительное напряжение X_{II} , величина которого определяется как разность между усилием в затяжке $X=N_5$ (при заданных моментах M_1 и M_2) и усилием самонатяжения затяжки X_C , выраженным из канонического уравнения метода сил:

$$X_{II} = X - X_C. \quad (2.73)$$

Усилие предварительного напряжения в затяжке также может быть определено по формуле:

$$X_{II} = -\frac{M_2^0 + m_1 M_1^0}{h(1 + m_1)}, \quad (2.74)$$

где M_1^0 и M_2^0 – пролетный и опорный моменты в балке без предварительного напряжения (рис. 2.13);

$m_1 = M_2/M_1 = (1-\mu)/\mu$ – задаваемое соотношение моментов в балке с предварительным напряжением.

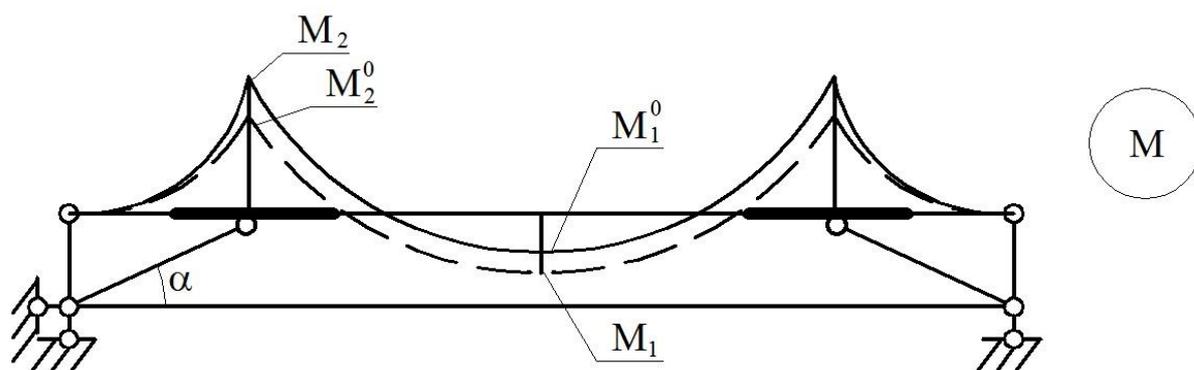


Рис. 2.13 – Эпюры изгибающих моментов в балке

При задании предварительного напряжения путем смыкания зазора искомое укорочение затяжки Δ определяем из канонического уравнения метода сил вида:

$$\delta_{11}X + \Delta_{1P} + \Delta = 0. \quad (2.75)$$

2.2.4.3 Расчет системы в программном комплексе SCAD

Расчет проведен на примере балочной конструкции пролетом 18 м, высотой 2,25 м, при угле наклона подкоса $\alpha=25^\circ$, под расчетную нагрузку 39 кН/м. Расчетная модель, схема нагружения расчетной нагрузкой и формирование предварительного напряжения в затяжке представлены на рис. 2.14.

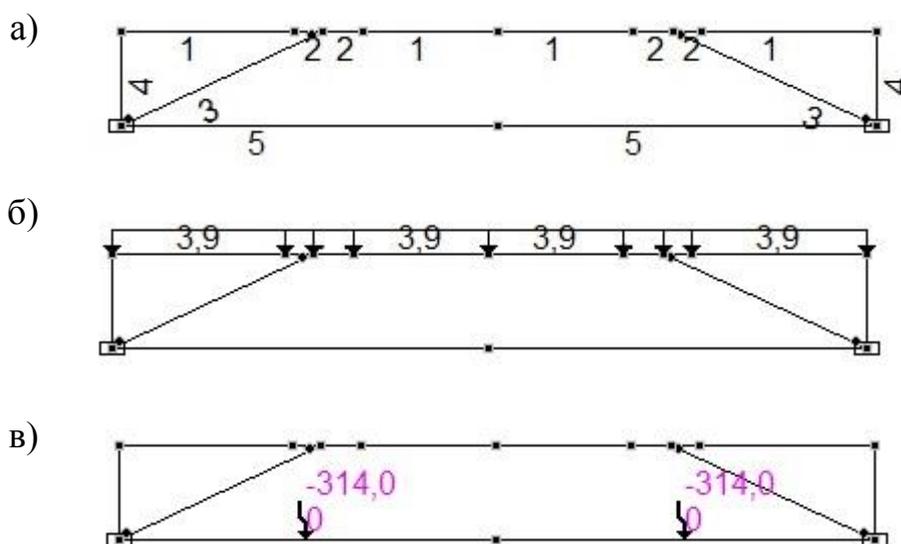


Рис. 2.14 – КЭ-модель: а) номера жесткостей элементов; б) схема нагружения расчетной нагрузкой, тс/м; в) предварительное напряжение в затяжке, °С

Геометрические характеристики сечений (жесткости) элементов представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1 - Жесткости элементов, задаваемые в ПК SCAD

Тип	Жесткости	Изображение
1	<p>ЖЕСТКОСТИ СОПТАМЕНТА :</p> <p>EF=110628.0013 EIY=2329.95001 EIZ=166.193999 GKR=1.11000653 GFY=23987.0191 GFZ=34039.3839</p> <p>СОПТАМЕНТ :</p> <p>"Двутавр нормальный (Б) по СТО АСЧМ 20-93"</p> <p>Имя профиля : "35Б1"</p>	
2	<p>Жесткости подготовлены конструктором сечений [137]:</p> <p>EF=169428. EIY=4193.45996 EIZ=262.234008 GKR=1.57516002 GFY=0. GFZ=0.</p> <p>Имя :</p> <p>"35Б1yc140x10.sec"</p>	
3	<p>Вычисл. жесткостн. характ. :</p> <p>EF=77980.61 EIY=378.644579 EIZ=378.6445 GKR=174.759 GFY=14789.8454 GFZ=14789.8454</p> <p>Кольцевое сечение :</p> <p>D=20.3 d=19.1</p>	
4	<p>Вычисл. жесткостн. характ. :</p> <p>EF=15833.6267 EIY=12.6847134 EIZ=12.68471 GKR=5.854483 GFY=3021.41822 GFZ=3021.41822</p> <p>Кольцевое сечение :</p> <p>D=8.299999 d=7.699999</p>	
5	<p>Вычисл. жесткостн. характ. :</p> <p>EF=43278.5768 EIY=145.58913 EIZ=145.5891 GKR=67.19498 GFY=8164.85164 GFZ=8164.85164</p> <p>Кольцевое сечение :</p> <p>D=16.8 d=16.</p>	

Результаты расчета (схема деформирования и продольные усилия в элементах) представлены на рис. 2.15.

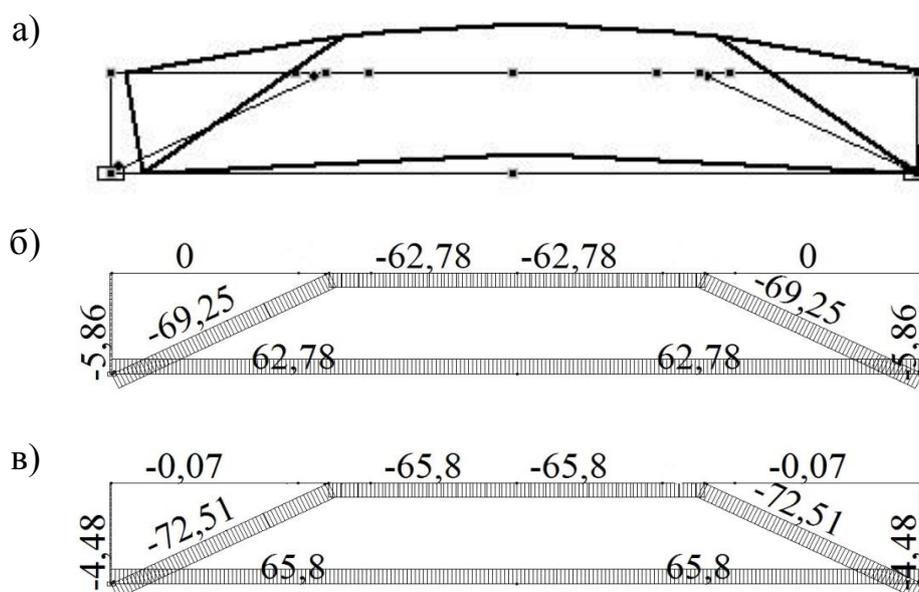


Рис. 2.15 – Результаты расчета КЭ-модели в ПК SCAD: а) схема деформирования от предварительного напряжения затяжки; б) продольные усилия без предварительного напряжения, тс; в) продольные усилия с предварительным напряжением, тс

Сопоставление результатов расчета конструкции аналитическими и численными методами приведено в табл. 2.2.

Таблица 2.2 – Сопоставление результатов расчета конструкции аналитическими и численными методами

Параметр	Расчет методом сил			Расчет в ПК SCAD	Δ , %
	$I_1 = I_2$	$I_1 \neq I_2$	Δ , %		
X_C , кгс	62066	62645	0,9	62780	0,2
X , кгс	65610			65800	0,3
$X_{II} = X - X_C$, кгс	3544	2965	20,0	3020	1,9
Δ_3 , см	9,1	6,8	34,0	6,7	1,4

Сопоставление результатов расчета конструкции аналитическими и численными методами позволило заключить следующее:

1) на искомое значение усилия предварительного напряжения (или укорочения) затяжки существенное влияние оказывают участки усиления балки над опорами – без учета изменения жесткости балки по длине значения преднапряжения завышены на 20÷34 %;

2) результаты расчета методом сил и КЭ-модели в ПК SCAD (в линейной постановке) показали высокую сходимость, погрешность составила до 2%.

2.2.5 Проверка элементов по предельным состояниям I группы

На полученные значения усилий выполняется проверка расчетных сечений элементов (рис. 2.16).

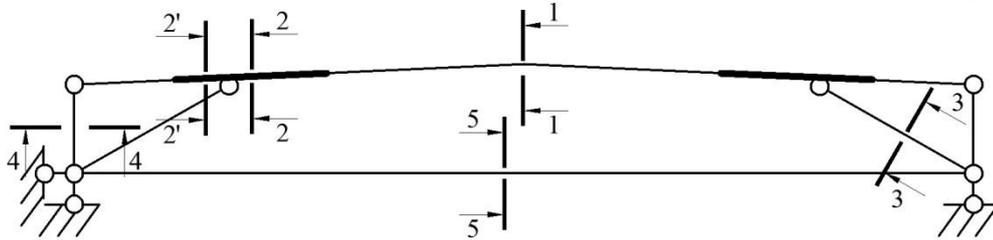


Рисунок 2.16 – Схема расчетных сечений элементов

Сечение 1-1. Напряженно-деформированное состояние балки в среднем пролете (между подкосами) – внецентренное сжатие. Проверка расчетного сечения заключается в обеспечении устойчивости стржня в плоскости и из плоскости конструкции [103]:

$$\sigma_x = \frac{N_1}{\varphi_e A_1} \leq R_y \gamma_c ; \quad (2.75)$$

$$\sigma_y = \frac{N_1}{c \varphi_y A_1} \leq R_y \gamma_c . \quad (2.76)$$

Сечение 2-2. Напряженно-деформированное состояние в расчетном сечении характеризуется как сжатие с изгибом. Для сечения выполняется проверка прочности по нормальным напряжениям на действие продольной силы N_2 и момента M_2 по формуле:

$$\left(\frac{N_{2'}}{A_2 R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_2}{c_x W_{x2} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.77)$$

при условии:

$$\tau = \frac{Q_r}{h_2 \cdot s} \leq 0,5 R_s \gamma_c , \quad (2.78)$$

где s – толщина стенки двутавра.

При $0,5R_s\gamma_c < \tau \leq R_s\gamma_c$ проверка прочности по нормальным напряжениям выполняется по формуле:

$$\frac{N_{2'}}{A_2} + \frac{M_2 h_2}{2I_{x2}} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.79)$$

Сечение 2'-2'. В силу незначительной величины осевого усилия в сечении проводится проверка с учетом изгибающего момента M_2 и поперечной силы Q_l на действие нормальных и касательных напряжений по формулам [103]:

$$\tau = \frac{Q_l}{h_2 \cdot s} \leq R_s \gamma_c, \quad (2.80)$$

$$\sigma = \frac{M_2}{W_2} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.81)$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c. \quad (2.82)$$

Сечение 3-3. Проверка центрально-сжатого элемента на действие усилия N_3 проводится из условия [103]:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (2.83)$$

Сечения 4-4, 5-5. Для растянутых элементов необходимо выполнение условия [103]:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.84)$$

При этом гибкость элементов конструкции не должна превышать предельных значений, установленных строительными нормами [103, 105], для сжатых (средний пролет балки между подкосами, подкосы) и растянутых (затяжка, надколонники) элементов:

$$\lambda \leq \lambda_u. \quad (2.85)$$

Для автоматизации расчетов использованы программы Mathcad и MS Excel (рис. 2.17, 2.18).

	A	B	C	D	E	F	G
1	Исходные		Сечение ГОСТ 20Б1	23Б1	26Б1	26Б2	
2	N[H]=	772300,00	σ _x =	12558,56	9365,79	7760,94	68
3	M[H·м]=	163100,00	σ _y =	19326,29	13629,66	11143,05	9
4	R _y [Па]=	315000000,00	R _y *γ _c >σ _x , σ _y	НЕТ	НЕТ	НЕТ	НЕТ
5	E[Па]=	210000000000,00					
6	γ _c =	1,00	Сечение ГОСТ 50Б1	50Б2	55Б1	55Б2	
7	I[см]=	1200,00	σ _x =	1774,35	1590,43	1354,37	1
8	I _y [см]=	300,00	σ _y =	2049,87	1813,24	1531,42	1
9	μ _x =	0,50	R _y *γ _c >σ _x , σ _y	ДА	ДА	ДА	ДА
10	μ _y =	0,80					
11	I _{xef} [см]=	600,00	Сечение СТО 20Б1	25Б1	25Б2	30Б1	
12	I _{yef} [см]=	240,00	σ _x =	13185,53	8636,10	7527,78	5
13			σ _y =	20435,47	11728,39	10285,87	7
14			R _y *γ _c >σ _x , σ _y	НЕТ	НЕТ	НЕТ	НЕТ
15							
16			Сечение СТО 50Б2	50Б3	55Б1	55Б2	
17			σ _x =	1613,09	1426,52	1355,10	1
18			σ _y =	1837,90	1616,43	1531,52	1
19			R _y *γ _c >σ _x , σ _y	ДА	ДА	ДА	ДА
20							

Рис. 2.17 – Скриншот расчета сечения 1-1 балки в программе MS Excel

Mathcad - [Сечения2.xmcd]

Файл Плавка Вид Вставка Формат Инструменты Символьны.

Normal Arial 10 B I U

Проверка сечений балки над опорой

Исходные данные

$$N_0 := 75.64 \cdot 10^4 \text{ N} \quad Q_1 := 21.03 \cdot 10^4 \text{ N} \quad E := 2.1 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$$

$$M := 33.95 \cdot 10^4 \text{ N}\cdot\text{m} \quad Q_r := 16.69 \cdot 10^4 \text{ N} \quad R_y := 315 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad \gamma_c := 1$$

Двутавр 40Б1 СТО АСЧМ 20-93 + 2 - 180x8

$$A := 100.96 \text{ cm}^2 \quad t := 1.9 \text{ cm} \quad s_x := 0.7 \text{ cm}$$

$$W_x := 1542.383 \text{ cm}^3 \quad h := 41.2 \text{ cm} \quad b := 19.9 \text{ cm}$$

$$J_x := 31773.088 \text{ cm}^4$$

Сечение 2'-2'

$$\tau := \frac{Q_1}{h \cdot s} \quad \tau = 7.292 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$R_s := 0.58 \cdot R_y \quad R_s = 1.827 \times 10^8 \text{ Pa} \quad \tau \leq R_s \quad \text{условие выполняется}$$

$$\sigma_x := \frac{M}{W_x} \quad \sigma_x = 2.201 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$(\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} = 2.538 \times 10^8 \text{ Pa} \quad 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 3.623 \times 10^8 \text{ Pa}$$

$$(\sigma_x^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} \leq 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c \quad \text{условие выполняется}$$

Сечение 2-2

$$\tau := \frac{Q_r}{s \cdot h} \quad \tau = 5.787 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$0.5 \cdot R_s = 9.135 \times 10^7 \text{ Pa} \quad \tau \leq 0.5 \cdot R_s \quad \text{условие выполняется}$$

$$A_f := b \cdot t \quad A_f = 37.81 \cdot \text{cm}^2 \quad A_w := h \cdot s \quad A_w = 28.84 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = 1.311 \quad \text{по таблице 66} \quad c_x := 1.04 \quad n := 1.5$$

$$\left(\frac{N_0}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0.788$$

Нажмите F1, чтобы открыть справку.

Рис. 2.18 – Скриншот расчета усиления балки (сечение 2-2) в программе Mathcad

2.2.6 Проверка элементов по предельным состояниям II группы

Нормами [102, 106] установлены следующие ограничения на прогибы и перемещения конструкций каркаса:

$$f \leq f_u, \quad (2.85)$$

где f – вертикальный прогиб или горизонтальное перемещение каркаса, определяемые в результате расчета конструкции на нормативные значения нагрузок и воздействий;

f_u – вертикальный предельный прогиб или горизонтальное предельное перемещение.

Вертикальный предельный прогиб определяется в зависимости от величины пролета l от действия постоянной и длительной временной нагрузок:

$$\text{при } l = 6 \text{ м} \quad - \quad f_u = \frac{l}{200};$$

$$\text{при } l = 24 \text{ м} \quad - \quad f_u = \frac{l}{250};$$

при промежуточных величинах пролетов – по линейной интерполяции.

Горизонтальные допустимые перемещения, исходя из конструктивных требований, устанавливаются в зависимости от высоты этажа h_s (в одноэтажных зданиях определяется как расстояние от верха фундамента до низа стропильной конструкции):

$$\text{при } h_s \leq 6 \text{ м} \quad - \quad f_u = \frac{h_s}{150};$$

$$\text{при } h_s = 15 \text{ м} \quad - \quad f_u = \frac{h_s}{200};$$

при промежуточных значениях высоты этажа – по линейной интерполяции.

2.3 Определение оптимальных параметров новой конструкции покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой

2.3.1 Поиск оптимальных параметров конструкции с использованием методов планирования экспериментов

Алгоритм получения оптимального решения в общем виде [8] предусматривает: построение расчетной модели, выбор критерия и переменных параметров оптимизации, принятие ограничений на изменения параметров, выбор математического аппарата оптимизации (рис. 2.19).

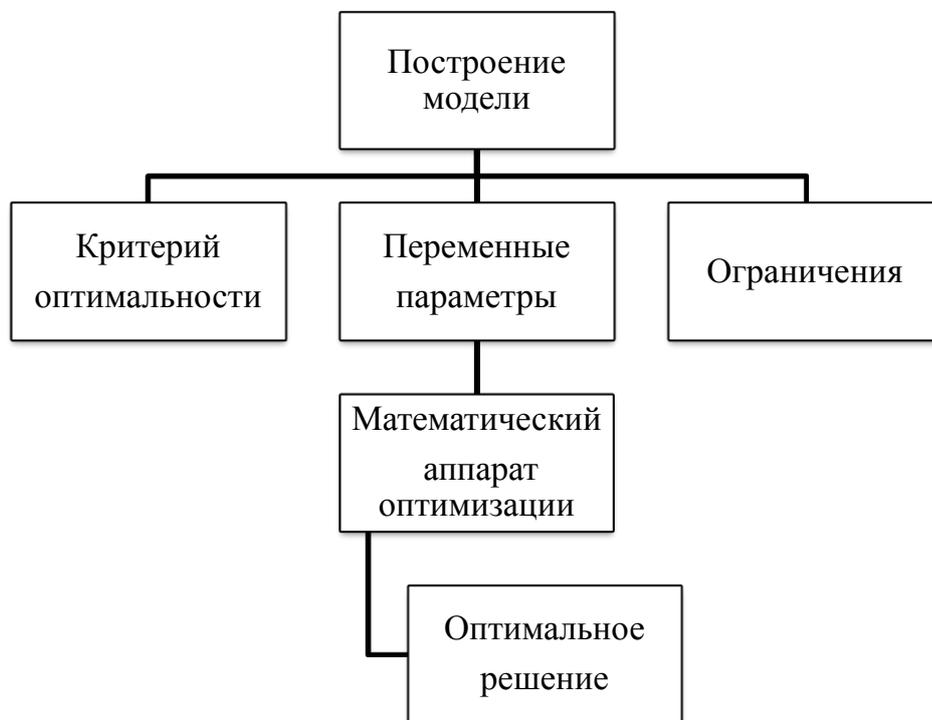


Рис. 2.19 – Схема получения оптимального решения

Для описания целевой функции могут быть применены аналитические методы решения или методы линейного и нелинейного математического программирования [122, 132, 133, 135, 136].

Проведенный анализ методов оптимизации конструкций (п. 1.3.1) показал, что наиболее целесообразным с точки зрения количества вычислений является метод оптимального проектирования на основе методов теории планирования экстремальных экспериментов, предложенный М. Б. Краковским [45]. Метод позволяет при минимальном числе опытов определить степень и

характер влияния отдельных факторов (параметров) на изменение целевой функции, что является решающим при исследовании новой конструкции.

Решается однокритериальная многопараметрическая задача условной оптимизации. Задача формулируется следующим образом [89]: найти принадлежащую допустимой области D точку факторного пространства $x^* = \{x_1, \dots, x_n\}$, в которой целевая функция $y(x)$ принимает минимальное значение, при этом в точке x^* должна быть решена внутренняя задача оптимизации:

$$y(x^*) = \min_{x_1, \dots, x_n} \min_{x_{n+1}, \dots, x_i} y(x), \quad (2.86)$$

и должны выполняться ограничения, включающие нормативные, геометрические и конструктивные требования:

$$f_i(x_1, \dots, x_i) \leq 0, \quad i=1, \dots, P. \quad (2.87)$$

Алгоритм поиска оптимальных параметров следующий:

1. Назначаем внешние (x_1, \dots, x_n) и внутренние (x_{n+1}, \dots, x_i) параметры, целевую функцию $y(x)$, устанавливаем ограничения на параметры. Выбираем метод решения внутренней задачи оптимизации.

2. Выбираем начальное приближение, которое определяется точкой $x^0 = (x_1^0, \dots, x_n^0)$ из области D , называемой центром эксперимента.

3. Выбираем линейный план численного эксперимента, назначаем интервалы варьирования $a_i > 0$.

4. Проводим численные опыты в соответствии с линейным планом в окрестности центра эксперимента. Определяем значения целевой функции в каждой точке плана. В процессе опытов учитываем выполнение всех наложенных ограничений.

5. Аппроксимируем целевую функцию уравнением гиперплоскости:

$$y = b_0 + \sum_{i=1}^n b_i \bar{x}_i, \quad (2.88)$$

где \bar{x}_i – нормированные значения внешних параметров:

$$\bar{x}_i = \frac{x_i - x_i^0}{a_i}, \quad \bar{x}_i \in [-1; +1]; \quad (2.89)$$

b_0 и b_i – коэффициенты, определяемые по результатам опытов:

$$b_i = \frac{1}{N} \sum_{u=1}^N x_{iu} \cdot y_u ; \quad (2.90)$$

где i – номер строки матрицы планирования.

6. Определяем градиент гиперплоскости и проводим опыты в направлении антиградиента, в результате каждого опыта определяем значение целевой функции.

Величины изменения переменных параметров Δx_i определяем так, чтобы они были пропорциональны коэффициентам b_i :

$$\frac{\Delta x_1}{a_1 b_1} = \frac{\Delta x_2}{a_2 b_2} = \dots = \frac{\Delta x_n}{a_n b_n}. \quad (2.91)$$

Опыты проводим до тех пор, пока целевая функция уменьшается и пока точка x находится внутри области D .

7. Если на каком-то шаге целевая функция прекратила уменьшаться или нарушаются ограничения, выбираем в качестве нового центра эксперимента опыт, в котором целевая функция имела минимальное значение, и выполнялись все условия. Проводим опыты по плану с новым центром эксперимента.

8. Если часть переменных параметров приняла граничные значения, их значения фиксируются, а размерность факторного пространства уменьшается на количество фиксируемых параметров.

9. Если все внешние переменные приняли граничные значения из неравенств, процесс оптимизации заканчиваем.

10. В качестве оптимальной принимаем точку, в которой целевая функция имеет минимальное значение.

В качестве модели оптимизации была принята стержневая конструкция пролетом 18 м, шарнирно опертая на жесткие несмещаемые опоры и нагруженная статической распределенной нагрузкой $q=39$ кН/м (рис. 2.20). Материал конструкций - сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88. Рассматривается работа материалов в упругой стадии, следовательно, справедлива линейная зависимость между напряжениями и деформациями, применим принцип

независимости действия сил. Статистическая природа исходных данных учтена через коэффициенты надежности.

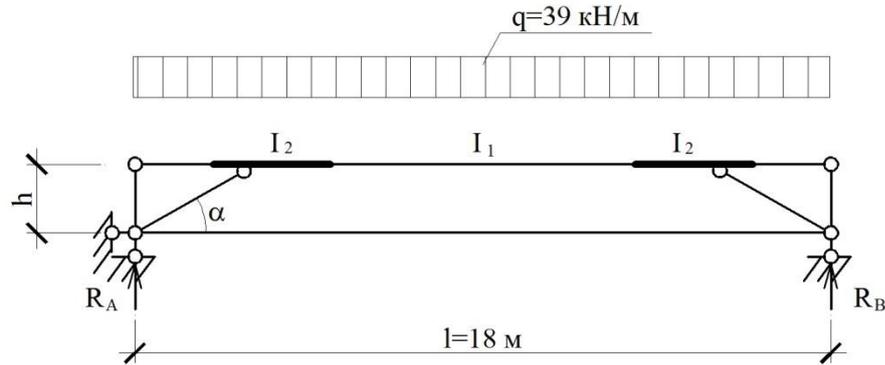


Рис. 2.20 – Расчетная модель оптимизации

Для новой конструкции выполнен поиск оптимальных геометрических параметров, соответствующих минимуму массы.

В качестве критерия оптимальности (целевой функции) принят вес конструкции:

$$y(x) = G(x) = \sum_{i=1}^n G_i(x), \quad (2.92)$$

где n – число элементов.

В качестве внешних переменных параметров рассматривались: высота конструкции h , м; угол наклона подкоса α , град.; соотношение жесткостей балки на опоре и в пролете I_2/I_1 ; предварительное напряжение в надколонниках P_4 и затяжке P_5 и коэффициент доли пролетного момента от балочного $\mu = M_{sp}/M_0$.

В качестве внутренних параметров рассматривались геометрические характеристики сечений элементов балочной конструкции.

На систему наложены следующие ограничения:

– на внутренние параметры:

1) напряжения в сечениях элементов конструкции:

$$f_1(x) = \max_{V_i} \sigma_{экс}^i(x) / [\sigma]_i - 1 \leq 0, (i = \overline{1, N}), \quad (2.93)$$

где N – число расчетных сечений;

$[\sigma] = R_y \gamma_c$ – допускаемые напряжения;

2) перемещения конструкции:

$$f_2(x) = \max_{s_i} |u^i(x)| / [u]_i - 1 \leq 0, (i = \overline{1, M}), \quad (2.94)$$

где M – число расчетных сечений;

$[u]$ – допускаемые перемещения;

– на внешние параметры:

$$f_3(x) = x_i / d_i - 1 \leq 0, (i = \overline{1, R}), \quad (2.95)$$

где R – число внешних параметров.

Для поиска оптимальных решений применены линейные планы Бокса-Уилсона:

1) дробный факторный эксперимент с пятью параметрами оптимизации ДФЭ типа $2^{(5-2)}$;

2) полный факторный эксперимент с двумя параметрами оптимизации ПФЭ типа 2^2 .

2.3.2 Исследование факторного пространства по плану ДФЭ типа $2^{(5-2)}$

В первой задаче рассмотрен линейный план эксперимента с пятью внешними переменными параметрами.

В силу большого количества переменных параметров, с целью сокращения числа проводимых опытов принята матрица дробного факторного планирования ДФЭ типа $2^{(5-2)}$ (табл. 2.3). Представленная матрица является четвертьрепликой 2^{5-2} матрицы ПФЭ типа 2^5 . Согласно плану ДФЭ для исследования области с пятью параметрами, варьируемыми на двух уровнях, требуется провести восемь опытов.

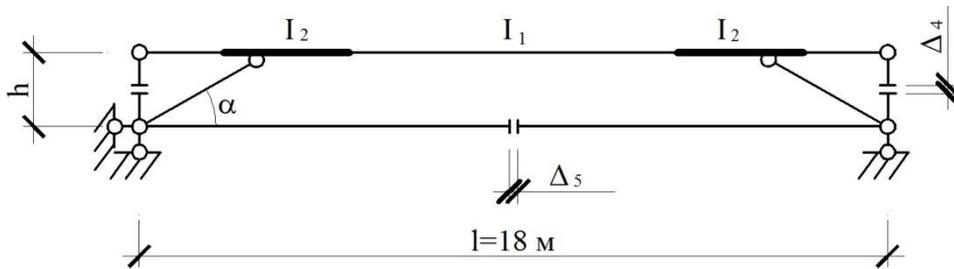
В качестве внешних переменных параметров приняты: высота конструкции h , м; угол наклона подкоса α , град.; соотношение жесткостей балки на опоре и в пролете I_2/I_1 ; предварительное напряжение в надколонниках Δ_4 и затяжке Δ_5 (рис. 2.21).

Область переменных параметров (факторное пространство) можно записать в виде:

$$x = \{x_1, x_2, x_3, x_4, x_5\} = \{h, \alpha, I_2/I_1, \Delta_4, \Delta_5\}. \quad (2.96)$$

Таблица 2.3 – План ДФЭ типа $2^{(5-2)}$

№ опыта	Матрица планирования						Кодовое обозначение строк	Целевая функция y , кг
	\bar{x}_0	\bar{x}_1	\bar{x}_2	\bar{x}_3	\bar{x}_4	\bar{x}_5		
0	0	0	0	0	0	0	(1)	y_0
1	+1	-1	-1	-1	+1	-1	d	y_1
2	+1	+1	-1	-1	-1	+1	ae	y_2
3	+1	-1	+1	-1	-1	+1	be	y_3
4	+1	+1	+1	-1	+1	-1	abd	y_4
5	+1	-1	-1	+1	+1	+1	cde	y_5
6	+1	+1	-1	+1	-1	-1	ac	y_6
7	+1	-1	+1	+1	-1	-1	bc	y_7
8	+1	+1	+1	+1	+1	+1	abcde	y_8

Рис. 2.21 – Параметры оптимизации по плану ДФЭ типа $2^{(5-2)}$

Границы области поиска переменных параметров устанавливаем исходя из конструктивных ограничений:

$$l/16=1,13 \text{ м} \leq x_1=h \leq l/8=2,25 \text{ м};$$

$$23^\circ \leq x_2=\alpha \leq 60^\circ;$$

$$1 \leq x_3=I_2/I_1 \leq 4;$$

$$0 \leq x_4=\Delta_4 \leq 4 \text{ см};$$

$$0 \leq x_5=\Delta_5 \leq 4 \text{ см}.$$

В центре эксперимента приняты следующие значения параметров: $x_1^0 = h = 1,69 \text{ м}$; $x_2^0 = \alpha = 43^\circ$; $x_3^0 = I_2/I_1 = 2,5$; $x_4^0 = \Delta_4 = 2 \text{ см}$; $x_5^0 = \Delta_5 = 2 \text{ см}$.

Назначаем интервалы варьирования: $a_1=0,56 \text{ м}$; $a_2=17^\circ$; $a_3=1,5$; $a_4=a_5=2 \text{ см}$.

Значения внешних переменных параметров в соответствии с планом эксперимента приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Значения внешних параметров плана ДФЭ типа $2^{(5-2)}$

№ опыта	Значения внешних параметров					Целевая функция y , кг	Примечание
	x_1 , м	x_2 , град.	x_3 , ед.	x_4 , см	x_5 , см		
0	1,69	43	2,5	2	2	2009,085	
1	1,13	26	1	4	0	2250,071	
2	2,25	26	1	0	4	1561,026	min
3	1,13	60	1	0	4	2944,504	
4	2,25	60	1	4	0	3782,368	штраф*
5	1,13	26	4	4	4	3782,368	штраф
6	2,25	26	4	0	0	2094,479	
7	1,13	60	4	0	0	3782,368	max
8	2,25	60	4	4	4	3782,368	штраф

* Примечание – На целевую функцию налагается штраф, если внутренняя задача оптимизации не имеет решения.

Аппроксимируем целевую функцию уравнением гиперплоскости:

$$y(x) = 2997,44 - 192,384\bar{x}_1 + 575,458\bar{x}_2 + 362,952\bar{x}_3 + 401,85\bar{x}_4 + 20,1225\bar{x}_5.$$

К значениям параметров x_i в центре эксперимента добавляем величины $K_u \cdot \Delta x_i$, где K_u – натуральное число; Δx_i – величины изменения переменных параметров, удовлетворяющие условию (2.91).

Величины изменения переменных параметров Δx_i для плана ДФЭ типа $2^{(5-2)}$ приведены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Значения внешних параметров плана ДФЭ типа $2^{(5-2)}$

i	1	2	3	4	5
$\Delta x_{\min,i}$	+0,1	-5	-0,5	-0,5	-0,5
Δx_i	+0,055	-5	-0,278	-0,41	-0,02

При движении по антиградиенту проведено шесть дополнительных опытов, получены значения целевой функции (табл. 2.6). Дальнейшее изменение внешних переменных параметров невозможно по конструктивным соображениям.

Минимальное значение целевой функции $y=1543,52$ кг получено при значениях внешних параметров: $x_1 = h = 2,24$ м; $x_2 = \alpha = 23^\circ$; $x_3 = I_2/I_1 = 1$; $x_4 = \Delta_4 = 0$ см; $x_5 = \Delta_5 = 1,8$ см (таблица 2.7).

Таблица 2.6 – Движение по антиградиенту ДФЭ типа 2⁽⁵⁻²⁾

№ опыта	Матрица планирования						Целевая функция y , кг
	\bar{x}_0	\bar{x}_1	\bar{x}_2	\bar{x}_3	\bar{x}_4	\bar{x}_5	
9	-	+0,11	-0,29	-0,20	-0,20	0,00	y_9
10	-	+0,20	-0,59	-0,40	-0,40	0,00	y_{10}
11	-	+0,38	-1,18	-0,73	-0,80	-0,05	y_{11}
12	-	+0,55	-1,18	-1,00	-1,00	-0,05	y_{12}
13	-	+0,79	-1,18	-1,00	-1,00	-0,10	y_{13}
14	-	+0,98	-1,18	-1,00	-1,00	-0,10	y_{14}

Таблица 2.7 – Значения внешних параметров при движении по антиградиенту ДФЭ типа 2⁽⁵⁻²⁾

№ опыта	Значения внешних параметров					Целевая функция y , кг	Примечание
	x_1 , м	x_2 , град.	x_3 , ед.	x_4 , см	x_5 , см		
9	1,75	38	2,2	1,6	2	1934,742	
10	1,8	33	1,9	1,2	2	1773,744	
11	1,9	23	1,4	0,4	1,9	1704,812	
12	2	23	1	0	1,9	1667,924	
13	2,13	23	1	0	1,8	1618,882	
14	2,24	23	1	0	1,8	1543,518	min

Геометрические характеристики сечений, полученные в результате внутренней оптимизации сечений при фиксированных значениях внешних параметров для 14 опытов плана ДФЭ типа 2⁽⁵⁻²⁾, приведены в таблице 2.8.

В ходе решения задачи установлено следующее:

1. Оптимальное решение по весу конструкции получено при максимально возможной высоте h , минимально возможном угле наклона подкоса α и усилие предварительного напряжения затяжки путем смыкания зазора $\Delta l_5=1,8$ см.

2. Задание соотношения жесткостей балки в пролете и на опоре I_2/I_1 в саморегулируемой системе не дает оптимального результата.

3. Параметры h и α являются активными параметрами оптимизации: $h_{opt} = h_{max}$, $\alpha_{opt} = \alpha_{min}$ (по конструктивным ограничениям). Параметры I_2/I_1 , Δ_4 , Δ_5 не являются активными.

4. Результаты эксперимента являются неудовлетворительными, так как не получена зависимость между соотношением жесткостей балки и весом

конструкции. Принято решение в качестве внешнего параметра рассмотреть долю пролетного момента в балке к балочному $\mu = M_{sp}/M_0$, а предварительное напряжение в затяжке и надколонниках – в качестве внутренних параметров, позволяющих обеспечить регулирование моментов в балке.

2.3.3 Исследование факторного пространства по плану ПФЭ типа 2^2

Во второй задаче рассмотрен линейный план Бокса-Уилсона с двумя внешними переменных параметрами. Матрица полного факторного планирования представлена в таблице 2.9. Для исследования области факторного пространства с двумя параметрами, варьируемыми на двух уровнях, достаточно провести всего четыре опыта.

В качестве внешних параметров оптимизации приняты: угол наклона подкоса α , град. и коэффициент доли пролетного момента от балочного $\mu = M_{sp}/M_0$ (рис. 2.22). Параметр высоты конструкции зафиксирован на оптимальном значении $h_{opt} = 2,25$ м.

Область переменных параметров имеет вид:

$$x = \{x_1, x_2\} = \{\alpha, \mu\}. \quad (2.97)$$

Устанавливаем следующие границы области поиска переменных параметров:

$$23^\circ \leq x_1 = \alpha \leq 60^\circ;$$

$$0,1 \leq x_2 = \mu = M_{sp}/M_0 \leq 0,5;$$

В центре эксперимента приняты следующие значения параметров: $x_1 = \alpha = 30^\circ$; $x_2 = \mu = 0,3$, соответствующие значению целевой функции $y = 1475,62$ кг.

Таблица 2.8 – Значения внутренних параметров оптимизации плана ДФЭ типа 2⁽⁵⁻²⁾

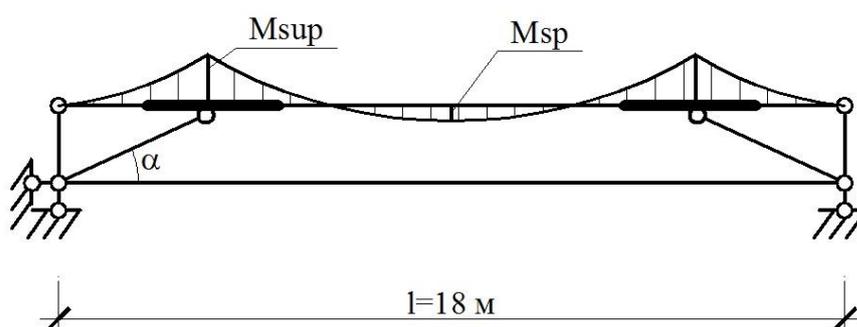
№ опыта	Геометрические характеристики сечений													
	Балка					Усиление			Подкос		Надколонник		Затяжка	
	$A_1, \text{см}^2$	$W_1, \text{см}^3$	$I_1, \text{см}^4$	$i_{x1}, \text{см}$	$i_{y1}, \text{см}$	$A_2, \text{см}^2$	$W_2, \text{см}^3$	$I_2, \text{см}^4$	$A_3, \text{см}^2$	$i_3, \text{см}$	$A_4, \text{см}^2$	$i_4, \text{см}$	$A_5, \text{см}^2$	$i_5, \text{см}$
0	92,98	1511	37160	19,99	4,16	179,38	3536,55	93364,9	40,21	5,66	12,25	2,76	24,19	5,45
1	113,37	2051	55680	22,16	4,61	113,37	2051	55680	40,2	7,54	7,54	2,84	33,4	5,38
2	72,16	1011,1	20020	16,66	4,48	72,16	1011,1	20020	30,3	7,59	7,54	2,84	19,16	4,8
3	164,74	3644,9	125931	27,65	5,26	164,74	3644,9	125931	58,49	9,42	37,1	6,97	30,54	5,74
4	внутренняя задача оптимизации не имеет решения													
5	внутренняя задача оптимизации не имеет решения													
6	72,16	1011,1	20020	16,66	4,48	202,16	3480,8	77970,5	30,3	7,59	7,54	2,84	37,1	6,97
7	135,26	2656	78760	24,1	4,83	375,26	9494,6	319493	66,6	9,38	46,6	7,51	66,6	9,38
8	внутренняя задача оптимизации не имеет решения													
9	92,98	1511	37160	19,99	4,16	162,98	3152,99	81977,7	35,4	5,7	7,54	2,84	23,1	5,78
10	84,3	1287	28699	18,45	4,33	134,7	2346,18	55135,3	35,4	5,7	7,54	2,84	23,1	5,78
11	76,23	1125,8	24940	18,09	3,75	96,23	1520,61	35202	37,1	6,97	7,54	2,84	23,1	5,78
12	72,16	1011,1	20020	16,66	4,48	72,16	1011,1	20020	37,1	6,97	7,54	2,84	23,1	5,78
13	69,72	935,7	18530	16,3	3,52	69,72	935,7	18530	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
14	63,14	774,8	13560	14,65	3,95	63,14	774,8	13560	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9

Окончание таблицы 2.8

№ опыта	Подсчет объема																			
	Балка				Усиление				Подкос				Надколонник				Затяжка			
	Сечение	$A_1, \text{см}^2$	$l_1, \text{м}$	$V_1, \text{м}^3$	Сечение	$A_2, \text{см}^2$	$l_2, \text{м}$	$V_2, \text{м}^3$	Сечение	$A_3, \text{см}^2$	$l_3, \text{м}$	$V_3, \text{м}^3$	Сечение	$A_4, \text{см}^2$	$l_4, \text{м}$	$V_4, \text{м}^3$	Сечение	$A_5, \text{см}^2$	$l_5, \text{м}$	$V_5, \text{м}^3$
0	I 50Б1	92,98	12,96	0,12	2 – 240x18	179,38	5,04	0,06	Ø168x8	40,21	2,48	0,01	Ø83x5	12,25	1,69	0,002	Ø159x5	24,19	18	0,04
1	I 55Б1	113,37	18	0,20	нет		0	0	Ø219x6	40,2	2,58	0,01	Ø83x3	7,54	1,13	0,001	Ø159x7	33,4	18	0,06
2	I 40Б1	72,16	18	0,13	нет		0	0	Ø219x4,5	30,3	5,13	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø140x4,5	19,16	18	0,03
3	I 70Б1	164,74	18	0,30	нет		0	0	Ø273x7	58,49	1,3	0,01	Ø203x6	37,1	1,13	0,004	Ø168x6	30,54	18	0,05
4	внутренняя задача оптимизации не имеет решения																			
5	внутренняя задача оптимизации не имеет решения																			
6	I 40Б1	72,16	13,34	0,10	2 – 250x26	202,16	4,56	0,07	Ø219x4,5	30,3	5,13	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø203x6	37,1	18	0,07
7	I 60Б1	135,26	11,8	0,16	2 – 300x40	375,26	6,2	0,17	Ø273x8	66,6	1,3	0,01	Ø219x7	46,6	1,13	0,005	Ø273x8	66,6	18	0,12
8	внутренняя задача оптимизации не имеет решения																			
9	I 50Б1	92,98	12,95	0,12	2 – 250x14	162,98	5,05	0,06	Ø168x7	35,4	2,84	0,01	Ø83x3	7,54	1,75	0,001	Ø168x4,5	23,1	18	0,04
10	I 45Б1	84,3	14,08	0,12	2 – 210x12	134,7	3,92	0,04	Ø168x7	35,4	3,3	0,01	Ø83x3	7,54	1,8	0,001	Ø168x4,5	23,1	18	0,04
11	I 45Б1	76,23	16,65	0,13	2 – 100x10	96,23	1,35	0,01	Ø203x6	37,1	4,86	0,02	Ø83x3	7,54	1,9	0,001	Ø168x4,5	23,1	18	0,04
12	I 40Б1	72,16	18	0,13	нет		0	0	Ø203x6	37,1	5,12	0,02	Ø83x3	7,54	2	0,002	Ø168x4,5	23,1	18	0,04
13	I 40Б2	69,72	18	0,13	нет		0	0	Ø203x6	37,1	5,45	0,02	Ø83x3	7,54	2,13	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
14	I 35Б2	63,14	18	0,11	нет		0	0	Ø203x6	37,1	5,73	0,02	Ø83x3	7,54	2,24	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04

Таблица 2.9 – План ПФЭ типа 2^2

№ опыта	Матрица планирования			Значения внешних параметров		Целевая функция y , кг	Примечание
	\bar{x}_0	\bar{x}_1	\bar{x}_2	x_1 , град.	x_2 , ед.		
0	0	0	0	30	0,3	1475,622	
1	+1	-1	-1	25	0,1	1539,252	
2	+1	+1	-1	35	0,1	1926,706	max
3	+1	-1	+1	25	0,5	1612,731	
4	+1	+1	+1	35	0,5	1799,129	
5	-	-1	0	25	0,3	1391,809	min
6	-	-1	-0,5	25	0,2	1397,978	
7	-	-1	0,5	25	0,4	1509,154	

Рис. 2.22 – Параметры оптимизации по плану ПФЭ типа 2^2

ПФЭ типа 2^2 позволяет аппроксимировать целевую функцию $y(x)$ выражением:

$$y(x) = b_0 + b_1 \bar{x}_1 + b_2 \bar{x}_2 + b_{12} \bar{x}_1 \bar{x}_2, \quad (2.98)$$

$$y(x) = 1719,622 + 143,2949 \bar{x}_1 - 13,6927 \bar{x}_2 - 50,096 \bar{x}_1 \cdot \bar{x}_2.$$

При движении по антиградиенту проведено три дополнительных опыта, получены значения целевой функции. Дальнейшее изменение внешних переменных параметров невозможно по конструктивным соображениям.

Минимальное значение целевой функции $y=1391,81$ кг получено при значениях внешних параметров: $x_1 = \alpha = 25^\circ$; $x_2 = \mu = 0,3$.

Геометрические характеристики сечений, полученные в результате внутренней оптимизации сечений при фиксированных значениях внешних параметров для семи опытов плана ПФЭ типа 2^2 , приведены в таблице 2.10.

Таблица 2.10 – Значения внутренних параметров оптимизации плана ПФЭ типа 2²

№ опыта	Геометрические характеристики сечений													
	Балка					Усиление			Подкос		Надколонник		Затяжка	
	$A_1, \text{см}^2$	$W_1, \text{см}^3$	$I_1, \text{см}^4$	$i_{x1}, \text{см}$	$i_{y1}, \text{см}$	$A_2, \text{см}^2$	$W_2, \text{см}^3$	$I_2, \text{см}^4$	$A_3, \text{см}^2$	$i_3, \text{см}$	$A_4, \text{см}^2$	$i_4, \text{см}$	$A_5, \text{см}^2$	$i_5, \text{см}$
0	63,14	774,8	13560	14,65	3,95	111,14	1566,4	29291	31,1	7,016	7,54	2,84	20,6	5,9
1	49,53	581,7	10060	14,25	3,27	113,53	1642,365	31041	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
2	52,68	641,3	11095	14,51	3,88	160,68	2455,4	46898	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
3	69,72	935,7	18530	16,3	3,52	69,72	935,7	18530	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
4	92,98	1511	37160	19,99	4,16	92,98	1511	37160	30,54	5,74	7,54	2,84	19,16	4,8
5	52,68	641,3	11095	14,51	3,88	80,68	1091,2	19969	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
6	49,53	581,7	10060	14,25	3,27	89,53	1242,5	22737	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9
7	63,14	774,8	13560	14,65	3,95	73,14	908	16800,8	37,1	6,97	7,54	2,84	20,6	5,9

Окончание таблицы 2.10

№ опыта	Подсчет объема																			
	Балка				Усиление				Подкос				Надколонник				Затяжка			
	Сечение	$A_1, \text{см}^2$	$l_1, \text{м}$	$V_1, \text{м}^3$	Сечение	$A_2, \text{см}^2$	$l_2, \text{м}$	$V_2, \text{м}^3$	Сечение	$A_3, \text{см}^2$	$l_3, \text{м}$	$V_3, \text{м}^3$	Сечение	$A_4, \text{см}^2$	$l_4, \text{м}$	$V_4, \text{м}^3$	Сечение	$A_5, \text{см}^2$	$l_5, \text{м}$	$V_5, \text{м}^3$
0	I 35Б2	63,14	15,1	0,10	2 – 200x12	111,14	2,09	0,02	Ø203x5	31,1	4,5	0,01	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
1	I 35Б1	49,53	10,53	0,05	2 – 200x16	114,2	7,47	0,06	Ø203x6	37,1	5,32	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
2	I 35Б1	52,68	6,05	0,03	2 – 300x18	160,68	11,95	0,14	Ø203x6	37,1	3,92	0,01	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
3	I 40Б2	69,72	18	0,13	нет		0	0	Ø203x6	37,1	5,32	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
4	I 50Б1	92,98	18	0,17	нет		0	0	Ø168x6	30,54	3,92	0,01	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø140x4,5	19,16	18	0,03
5	I 35Б1	52,68	14,77	0,08	2 – 140x10	80,68	3,23	0,02	Ø203x6	37,1	5,32	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
6	I 35Б1	49,53	12,9	0,06	2 – 200x10	89,53	5,1	0,03	Ø203x6	37,1	5,32	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04
7	I 35Б2	63,14	16,37	0,10	2 – 50x10	73,14	1,63	0,01	Ø203x6	37,1	5,32	0,02	Ø83x3	7,54	2,25	0,002	Ø168x4	20,6	18	0,04

Оптимальная конструкция в сравнении с первым приближением получила следующие изменения:

- высота увеличена до максимально возможной $h_{opt} = h_{max}$;
- угол наклона подкоса снижен до минимально возможного $\alpha_{opt} = \alpha_{min}$ (по конструктивным ограничениям);
- оптимальная доля пролетного момента к балочному $\mu_{opt} = M_{sp}/M_0 = 0,2 \div 0,3$;
- соотношение жесткостей балки в пролете и на опоре снижено (значение внутреннего параметра при оптимальном значении целевой функции $I_2/I_1 = 1,8$);
- предварительное напряжение в надколонниках снижено $\Delta_4 = 1,5$ см, в затяжке увеличено $\Delta_5 = 5,2$ см.

Сопоставление исходного варианта конструкции с оптимальным приведено в таблице 2.11. Общая экономия металла составила 30,7%.

Таблица 2.11 - Результаты оптимального проектирования балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой

Вариант	Вес, кг	Внешние переменные параметры			Внутренние переменные параметры		
		h , м	α , град.	$\mu = M_{sp}/M_0$	I_2/I_1	Δ_4 , см	Δ_5 , см
Исходный	2009,08	1,69	43	0,26	2,5	2	2
Оптимальный	1391,81	2,25	25	0,30	1,8	1,5	5,2
Экономия, %	30,7						

В целом при решении задач оптимизации методами планирования экстремальных экспериментов установлено:

1. Уменьшением площади эпюры моментов можно добиться снижения веса конструкции. Эффективным соотношением пролетного момента к балочному является $\mu_{opt} = M_{sp}/M_0 = 0,2 \div 0,3$.

2. Регулирование распределения моментов целесообразно выполнять путем предварительного напряжения затяжки и надколонников, при этом натяжение затяжки более эффективно, чем натяжение надколонников.

Параметры предварительного напряжения Δ_4 , Δ_5 не являются активными параметрами оптимизации.

3. Соотношение жесткостей балки в пролете и на опоре I_2/I_1 не является активным параметром оптимизации, но минимальному весу конструкции соответствует соотношение жесткостей балки в пролете и на опоре $I_2/I_1=2,2\div 1,8$.

4. Параметры h и α являются активными параметрами оптимизации, $h_{opt} = h_{max}$, $\alpha_{opt} = \alpha_{min}$ (по конструктивным ограничениям).

2.3.4 Построение зависимостей веса конструкции от активных параметров оптимизации

Для исследования пространства в области поиска с целью исключения пропуска локального минимума проведен дополнительный локальный поиск оптимальных значений функции методом прямого поиска, полученные результаты представлены на рис. 2.23.

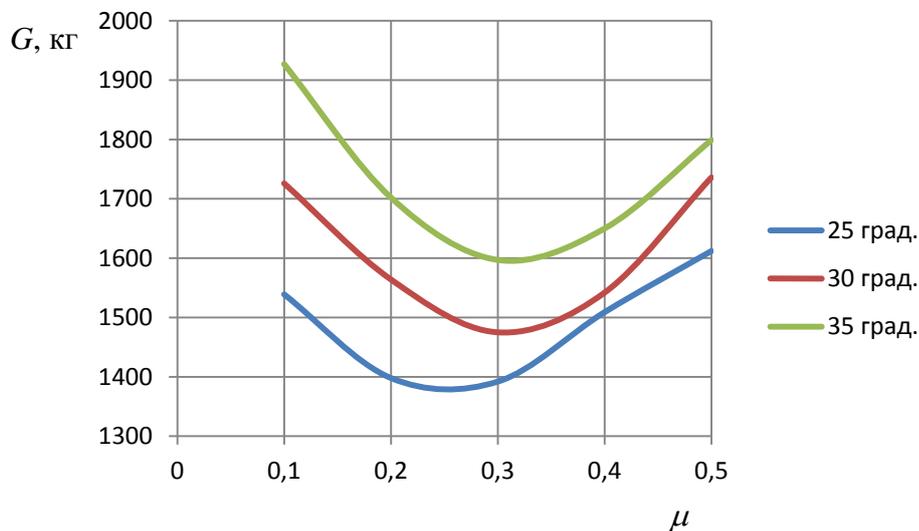


Рис. 2.23 – График зависимости веса конструкции G от параметра $\mu = M_{sp}/M_0$ и от угла наклона подкоса

Из графика видно, что минимум веса конструкции соответствует соотношению пролетного момента к балочному $\mu = M_{sp}/M_0 = 0,2\div 0,3$.

2.4 Технико-экономический анализ балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой

2.4.1 Технические характеристики новой конструкции

Новая конструкция обладает заданным уровнем надежности, что обеспечивается применением общепринятых методов расчета и экспериментальными исследованиями конструкции.

Изготовление конструкции может быть осуществлено традиционными методами без применения специализированного оборудования и особых навыков специалистов. При изготовлении новой конструкции применен менее дефицитный и более дешевый прокат.

Транспортные расходы сокращены за счет компактности сечения: конструкции имеют минимальный коэффициент объема транспортных единиц ($V, \text{м}^3$), необходимых для перевозки конструкций здания площадью ($A, \text{м}^2$), т.е. $K_1=V/A$, и максимальный коэффициент отношения веса перевозимых конструкций к грузоподъемности транспортного средства, $K_2=G_k/G_{\text{тр}}$ [63, 112].

Для монтажа новых конструкций не требуется специальных устройств и техники, а также специальных знаний рабочих.

В процессе эксплуатации конструкции не требуют специального мониторинга технического состояния. Новые конструкции также обладают высокими показателями устойчивости к коррозии в силу относительной «толстостенности» своих элементов $K_3=A/P$, где A – площадь сечения, P – периметр сечения элемента [63, 112].

2.4.2 Расчет технико-экономических показателей

Экономическая эффективность применения новой конструкции покрытия определена на примере каркаса здания размерами 60×108 м.

Каркас здания представлен трехпролетными рамами 18-24-18 м, расположенными с шагом 12 м. Пространственная устойчивость каркаса обеспечивается жестким креплением колонн к фундаментам. Пространственная

жесткость покрытия обеспечивается постановкой горизонтальных и вертикальных связей в уровне шатра.

Район строительства – г. Нефтеюганск, снеговой район – IV [102]. Здание – отапливаемое.

Поперечная рама каркаса здания с балочными конструкциями покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой представлена на рис. 2.24.

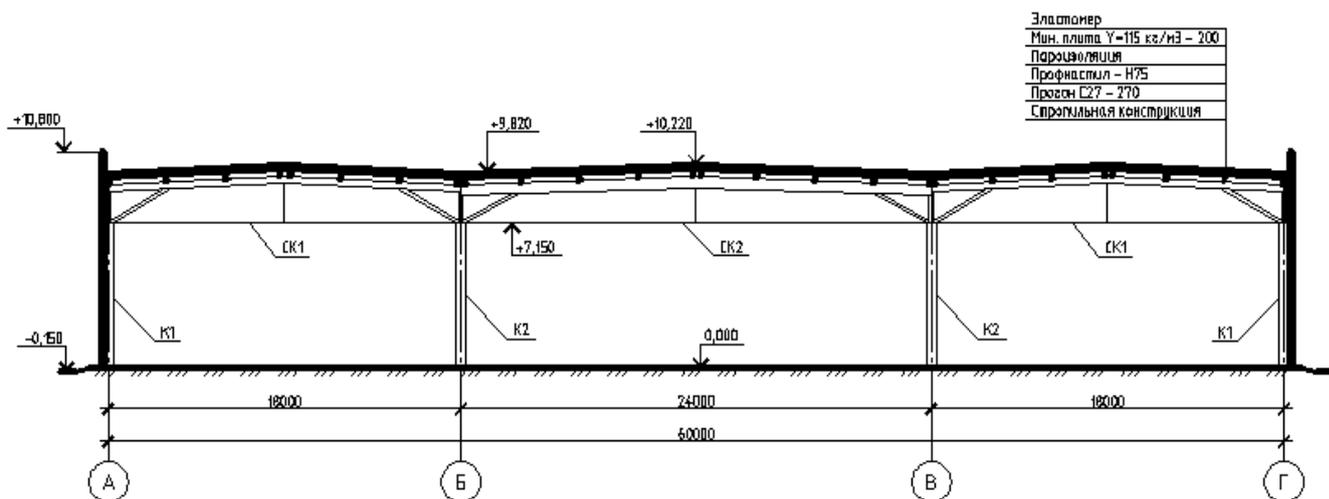


Рис. 2.24 – Поперечная рама каркаса здания с балочными конструкциями покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой

Сравнение проведено с вариантом каркаса типа «Молодечно» [99], выбранного среди других типовых ЛМК по эффективным показателям расхода металла, трудоемкости изготовления и монтажа (п. 1.2.4). Поперечная рама каркаса здания с конструкциями покрытия типа «Молодечно» представлена на рис. 2.25.

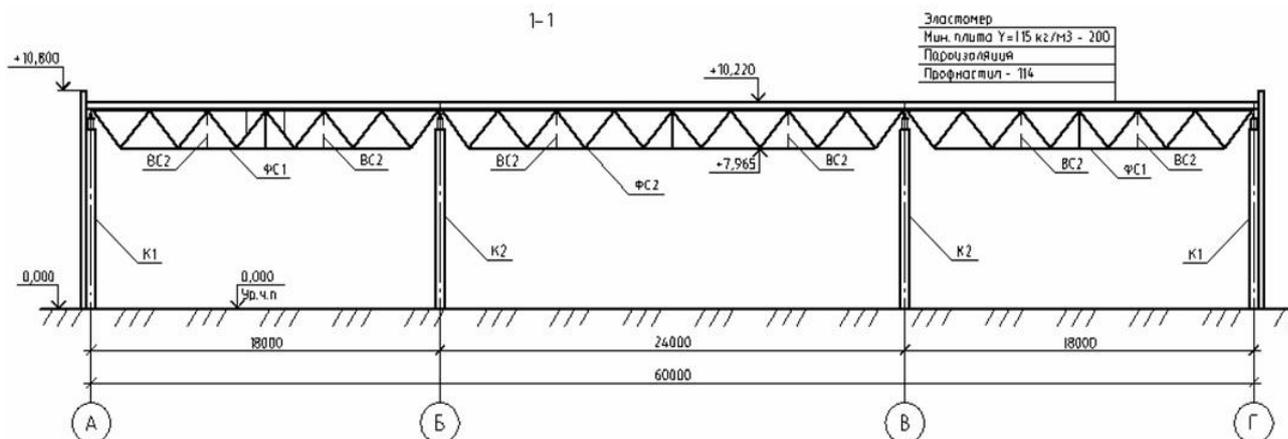


Рис. 2.25 – Поперечная рама каркаса здания с конструкциями типа «Молодечно»

Расход металла на каркас здания в двух вариантах приведен в табл. 2.12.

Таблица 2.12 – Расход металла на каркас здания размерами 60×108 м

№ п/п	Элемент каркаса	Новая конструкция	Фермы типа «Молодечно»
1	Колонны	30,22	79,95
2	Стропильные конструкции покрытия	75,21	127,75
3	Прогоны	95,09	-
4	Связи	15,23	10,06
5	Настил	72,58	81,0
	ИТОГО	288,33	298,76

Калькуляционный расчет стоимости каркаса в двух вариантах представлен в приложении А.

Сравнение технико-экономических показателей по результатам калькуляционного расчета представлено в таблице 2.13.

По результатам экономического расчета новые конструкции легче на 3,5 %; трудоемкость изготовления снижена на 39 %, а транспортные расходы – на 68 %.

Таблица 2.13 – Сравнительный анализ стоимости каркаса

№ п/п	Вид затрат	Новая конструкция	Фермы типа «Молодечно»	Эффект от внедрения, %
1	Расход металла, кг/м ²	44,50	46,11	3,5
2	Трудозатраты на изготовление элементов каркаса, ч·час/м ²	0,4066	0,6693	39
3	Стоимость изготовления элементов каркаса, руб./ м	2632,69	2851,34	7,7
	в т.ч. стоимость материала МК	2204,21	2283,94	3,5
4	Транспортные расходы, руб./м ²	58,99	186,81	68
5	Стоимость монтажа каркаса, руб./м ²	2776,68	2877,12	3,5
	Итого стоимость каркаса здания, руб./м ²	5468,36	5915,27	7,6

Конструкции внедрены на объекте «Гипермаркет в Заречном микрорайоне г. Тюмени» площадью 22,5 тыс. м². Объект введен в

эксплуатацию в ноябре 2006 года (рис. 2.26). Экономический эффект от внедрения составил 7,6 % от стоимости каркаса здания.

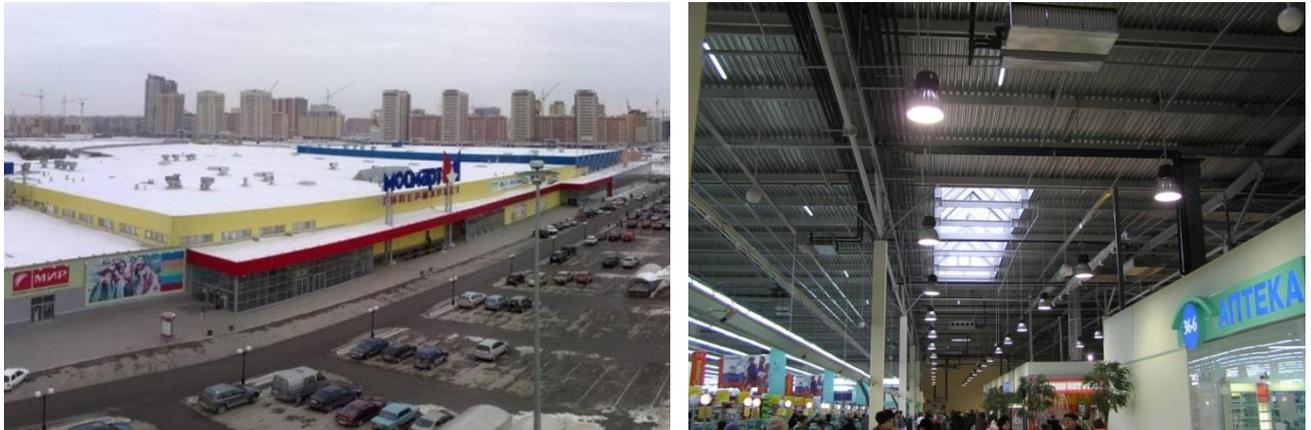


Рисунок 2.26 – Гипермаркет в стадии эксплуатации

Выводы по разделу 2

Разработана конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой [74].

Технический результат изобретения состоит в снижении расхода металла на конструкцию за счет регулирования изгибающего момента в балке с соотношением пролетного момента к балочному $\mu = M_{sp}/M_0 = 0,2 \div 0,3$ ($M_0 = ql^2/8$), что соответствует минимальной площади эпюры моментов и минимальному весу балки, выраженному по формуле Н. С. Москалева.

Разработан алгоритм расчета новой конструкции покрытия. Использование данного алгоритма позволяет получать конструкцию минимального веса и исключает необходимость в многократных итерациях при подборе сечений элементов.

Установлены оптимальные значения параметров конструкции, соответствующие минимуму веса: $h_{opt} = h_{max}$, $\alpha_{opt} = \alpha_{min}$, $\mu_{opt} = M_{sp}/M_0 = 0,2 \div 0,3$.

По результатам экономического расчета каркас здания с новыми стропильными конструкциями в сравнении с каркасом типа «Молодечно» легче на 3,5%; снижены трудоемкость изготовления на 39% и транспортные расходы на 68%.

Новые конструкции покрытия пролетами 18 и 24 м использованы при строительстве здания гипермаркета площадью 22,5 тыс. м², получен эффект от внедрения в размере 7,6% от стоимости каркаса здания.

3 ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ С ПОДКОСАМИ И ЗАТЯЖКОЙ

3.1 КЭ-анализ балочной конструкции пролетом 18 м

3.1.1 Исходные данные для КЭ-анализа

КЭ-анализ проведен на примере балочной конструкции пролетом 18 м из стали С345-3 по ГОСТ 27772-88 (рис. 3.1). Сечения элементов балки приняты согласно разработанному алгоритму расчета (п. 2.2) при заданном соотношении моментов $\mu = M_{sp}/M_0 = 0,25$ под расчетную нагрузку $q = 46,2$ кН/м от веса конструкций, технологической нагрузки от воздуховодов и системы пожаротушения и веса снега для IV снегового района (табл. 3.1).

Сбор нагрузок выполнен в соответствии с нормами проектирования [102, 106].

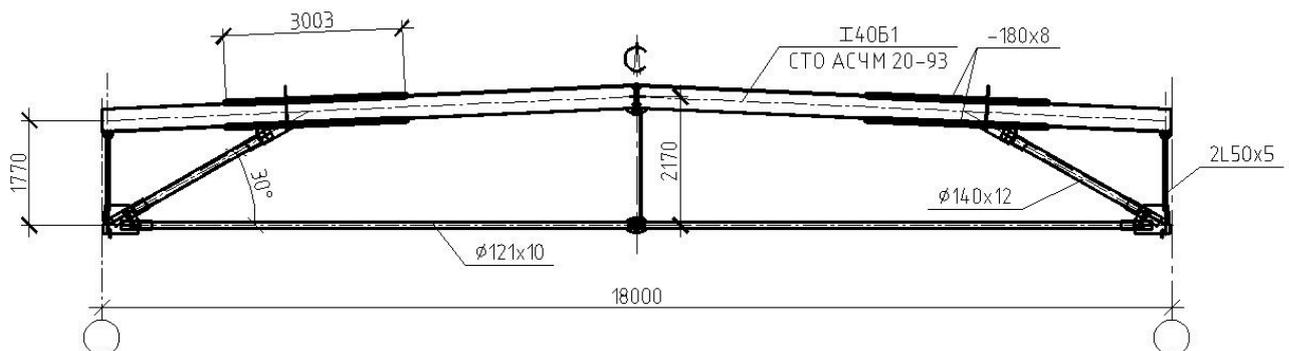


Рис. 3.1 – Балка переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетом 18 м под расчетную нагрузку $q = 46,2$ кН/м

По результатам расчета было принято сечение балки из двутавра I40Б1 по СТО АСЧМ 20-93, высота которого составляет $(1/45)l$ и $(1/30)l_0$, где l - пролет конструкции, l_0 - расчетный пролет (между опорами подкосов).

Таблица 3.1 – Нагрузки на м.п. стропильной конструкции покрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная			
Резино-латексное покрытие	0,48	1,3	0,62
Утеплитель (минераловатные плиты повышенной жесткости), $\rho = 115 \text{ кг/м}^3$, $t = 200 \text{ мм}$	2,76	1,2	3,31
Пароизоляция (один слой полимерной пленки)	0,48	1,3	0,62
Профилированный настил	1,18	1,05	1,24
Прогоны	1,1	1,05	1,16
Собственный вес стропильных конструкций покрытия со связями	2,4	1,05	2,52
Итого постоянной	8,4		9,6
Временная			
Технологическая	6	1,3	7,8
Снеговая	20,16	1/0,7	28,8
ВСЕГО			46,2

В местах опирания подкосов двутавр усилен поясными накладками сечением –180×8 мм. Подкосы приняты из трубы $\varnothing 140 \times 12$, затяжка – из трубы $\varnothing 121 \times 10$. Геометрическая схема конструкции представлена на рис. 3.2.

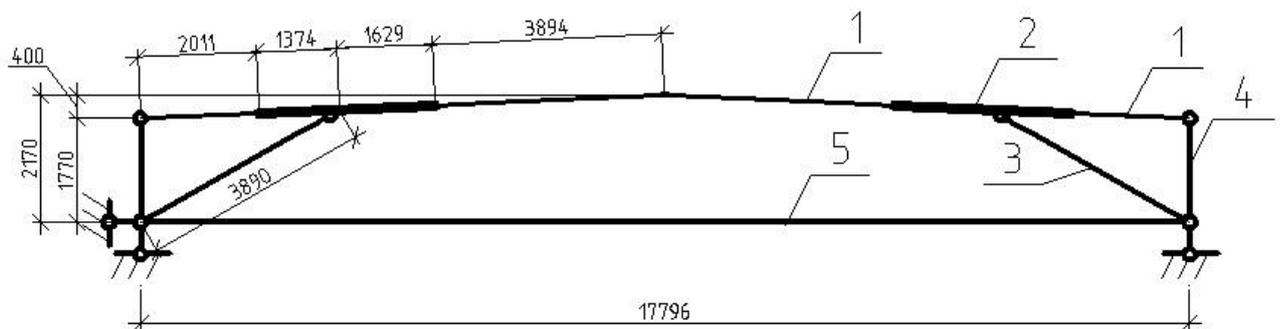
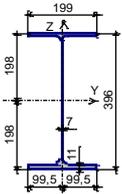
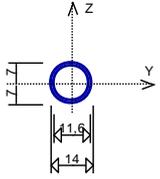
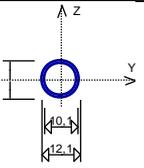


Рис. 3.2 – Геометрическая схема конструкции: 1...5 – номера типов сечений элементов

Геометрические характеристики сечений элементов представлены в табл. 3.2.

Предварительное напряжение элементов балки для регулирования моментов принято способом смыкания монтажных зазоров: в затяжке – $\Delta_5 = 2,0 \text{ см}$; в надколонниках – $\Delta_4 = 1,2 \text{ см}$.

Таблица 3.2 - Геометрические характеристики элементов балки

№ элемента	Сечение	Состав	Геометрические характеристики,			
			A, см ²	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1		I40Б1 / СТО АСЧМ 20-93	72,16	20020	1011	16,7
2		I40Б1 / СТО АСЧМ 20-93, усиленный поясными накладками - 180×8	100,96	31773	1542	17,74
3		Ø140×12	48,23			4,55
4		2L50×5	9,6			1,5
5		Ø121×10	34,85			3,95

Смыкание монтажных зазоров смоделировано через температурные воздействия (рис. 3.3), соответствующие укорочению длин элементов:

$$\Delta t = \frac{\Delta l}{\alpha l}, \quad (3.1)$$

где α - коэффициент линейного расширения стали, $\alpha=0,12 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ [103];

Δl – величина смыкаемого зазора;

l_3 – длина элемента.

Деформации системы при температурных воздействиях адекватно отражают смыкание зазоров: величины вертикальных перемещений в надколонниках (узлы 4, 5 КЭ-модели, см. рис. 3.3, а) и горизонтальные перемещения в затяжке (узел 3) соответствуют задаваемым укорочениям (табл. 3.3), погрешность составляет до 2,0 %.

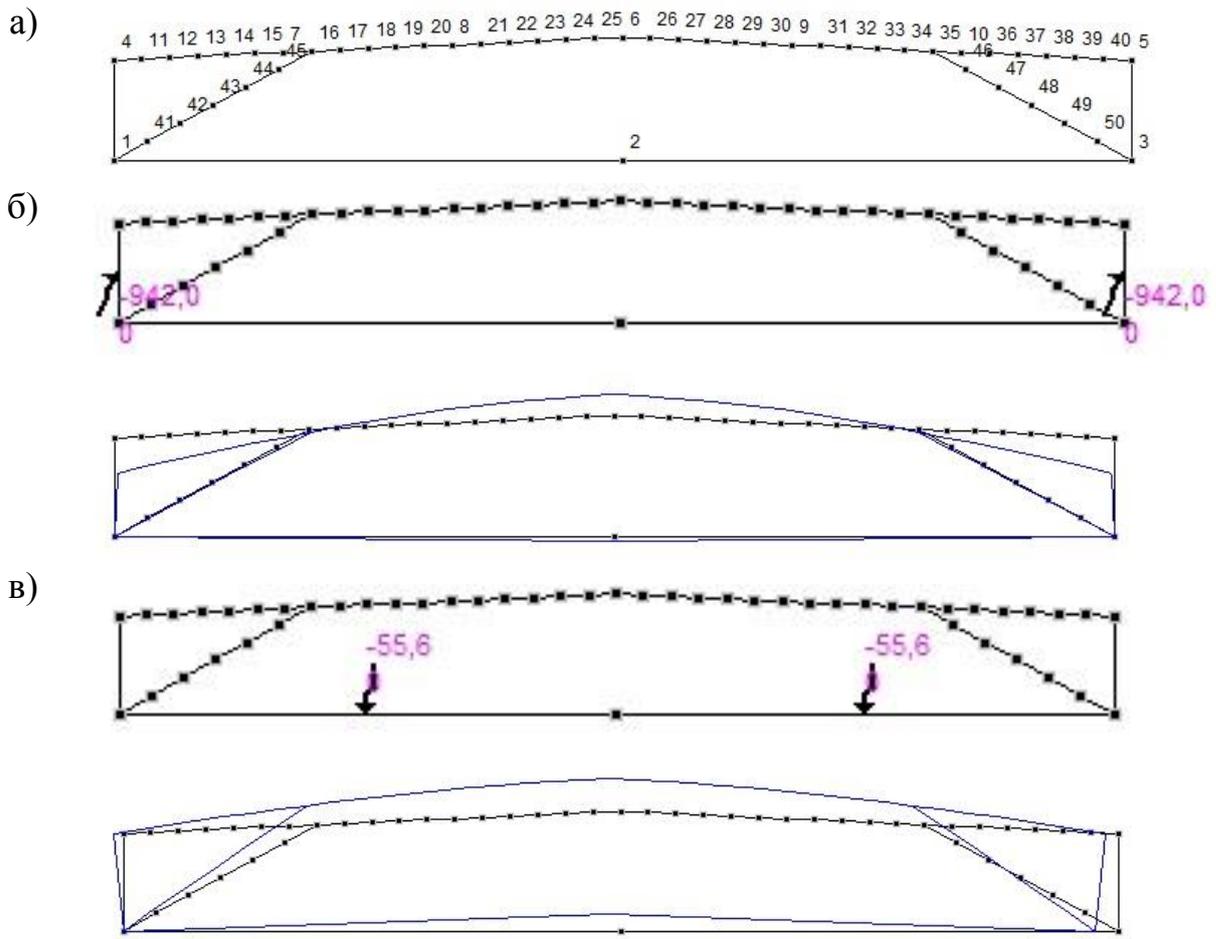


Рис. 3.3 – Моделирование предварительного напряжения: а) КЭ-модель; б) ПН надколонников и схема деформирования; в) ПН затяжки и схема деформирования

Погрешность величины укорочения затяжки характеризует ее податливость, следовательно, влияние податливости затяжки в рассматриваемой системе можно считать несущественным.

Таблица 3.3 - Перемещения узлов при предварительном напряжении (результаты расчета в SCAD)

Узел	Загрузка	Значения перемещений, мм					
		X	Y	Z	U _x	U _y	U _z
3	Т надк	0,453	0	0	0	-1,912	0
4	Т надк	1,695	0	-19,917	0	-5,583	0
5	Т надк	-1,242	0	-19,917	0	5,583	0
3	Т зат	-11,759	0	0	0	1,255	0
4	Т зат	-5,078	0	0,049	0	-3,057	0
5	Т зат	-6,682	0	0,049	0	3,057	0

Коэффициенты надежности для величины предварительного напряжения затяжки принимают равными $\gamma_{f1} = 1,1$ и $\gamma_{f2} = 0,9$, при обеспечении надежного прямого контроля предварительного напряжения $\gamma_f = 1,0$ [60]. В нашем случае вероятность отклонения от проектной величины смыкания зазора, формируемого предварительно установленной листовой прокладкой, пренебрежимо мала, поэтому принимаем $\gamma_f = 1,0$.

Для обоснования расчетной модели балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой выполнен анализ значимости факторов [75]:

- влияния поперечной силы на распределение силовых факторов в неразрезных балках;
- геометрической нелинейности в адекватном описании работы системы;
- стадий монтажа, предварительного напряжения и эксплуатационных нагрузок и воздействий.

3.1.2 Расчет конструкции на варианты нагружения распределенной нагрузкой и системой сосредоточенных сил

Цель данного исследования заключается в оценке адекватности описания передачи нагрузки от прогонов покрытия на балочную конструкцию в виде эквивалентной равномерно-распределенной нагрузки.

Известно, что для разрезной балки, работающей на поперечный изгиб, нагрузку в виде системы сосредоточенных сил допустимо заменять на эквивалентную равномерно-распределенную нагрузку при числе сосредоточенных сил в пролете три и более.

В нашем случае балка в составе конструкции работает по трехпролетной схеме, при этом промежуточными опорами являются наклонные элементы – подкосы, передающие в средний пролет балки усилие сжатия.

При продольно-поперечном изгибе стержня в нем помимо изгибающего момента от поперечной нагрузки возникает дополнительный момент, связанный с деформированием стержня от продольного сжатия [23, 34, 83]:

$$\Delta M = f_{\Sigma} \cdot N, \quad (3.2)$$

где f_{Σ} - суммарный прогиб сжато-изогнутого стержня от действия поперечной нагрузки и продольного усилия [117]:

$$f_{\Sigma} = \frac{f_q}{1 - \alpha}, \quad (3.3)$$

где f_q – прогиб от поперечной нагрузки;

α - доля нормальной силы от критической силы, $\alpha = N/N_{cr}$.

Сопоставление результатов расчета балочной конструкции пролетом 18 м на действие системы сосредоточенных сил и эквивалентной распределенной нагрузки (рис. 3.4) приведено в табл. 3.4.

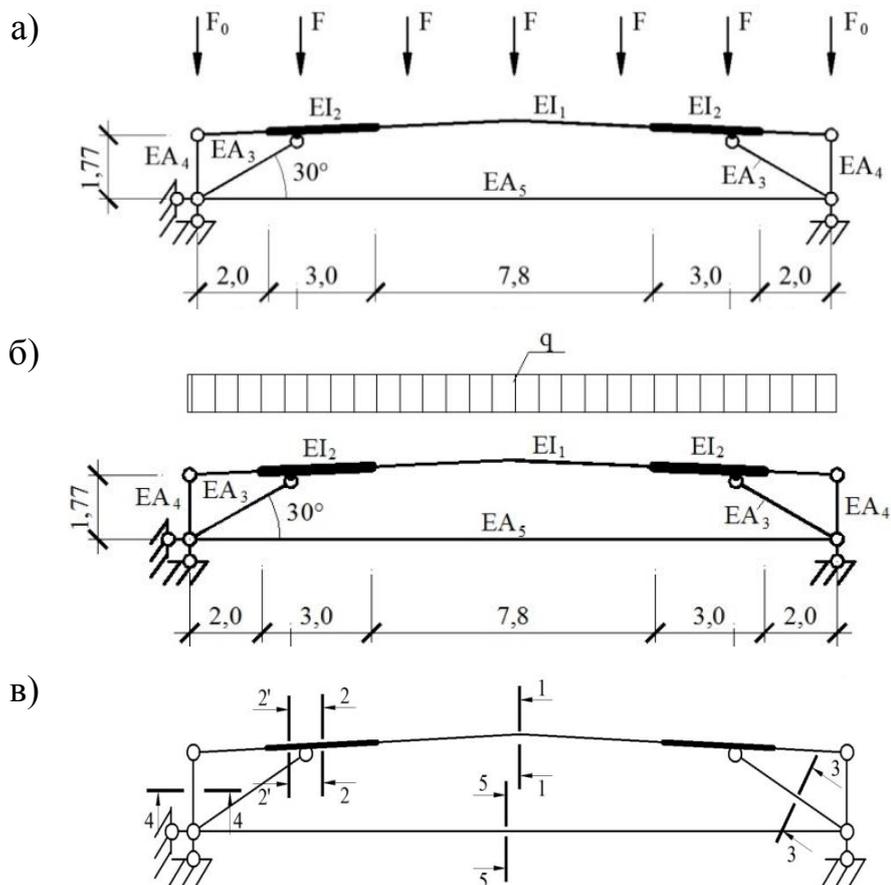


Рис. 3.4 – Расчетная схема с вариантами нагружения и схема расчетных сечений элементов

Таблица 3.4 – Сопоставление результатов расчетов по типам нагружения

Сечение Усилия	Тип нагружения		Δ , %
	системой сил F	распределенной нагрузкой q	
1-1			
M , кН·м	+175,2	+150,5	+16,4
N , кН	-750,4	-765,5	-2,0
2-2			
M , кН·м	-339,5	-344,4	-1,4
N , кН	-756,4	-765,5	-2,5
Q , кН	+166,9	+209,8	-20,5
2'-2'			
M , кН·м	-339,5	-344,4	-1,4
N , кН	+10,0	+8,4	+19,0
Q , кН	-210,3	-173,4	+19,3
3-3			
N , кН	-854,7	-874,1	-2,2
5-5			
N , кН	+748,3	+765,3	-2,2

Сопоставление результатов расчета показало, что представление поперечной нагрузки в виде эквивалентной равномерно-распределенной приводит к занижению изгибающих моментов в середине пролета балки (сечение 1-1) на 16 % и к занижению поперечных усилий в опорном сечении (сечение 2'-2') на 19 %. При этом расхождения по нормальным напряжениям составляют $\Delta\sigma=8,8$ %, по касательным напряжениям - $\Delta\tau=20,5$ %, по вертикальным перемещениям - $\Delta w=5,8$ %, по горизонтальным перемещениям - $\Delta u=5,9$ %.

Так как расхождения в значениях усилий и напряжений являются существенными ($\Delta>10$ %), проверку сечений элементов конструкции следует вести на усилия, определенные при фактической схеме передачи нагрузок (системе сосредоточенных сил).

3.1.3 Расчет конструкции в линейной и геометрически нелинейной постановке

Основанием для расчета конструкции в геометрически нелинейной постановке является действие продольно-поперечного изгиба в среднем пролете балки, вызывающего дополнительные моменты в сечениях на поперечных перемещениях оси стержня, а также предварительное напряжение конструкции [75].

Так как геометрически нелинейный расчет выполняется при последовательном нагружении конструкции, НДС системы на каждом этапе определяется с учетом деформаций системы для предыдущего этапа нагружения. Это позволяет уточнить распределение силовых факторов в элементах системы в сравнении с линейным статическим расчетом, основанным на принципе суперпозиций. При больших деформациях системы учет геометрической нелинейности приводит к существенным изменениям в результатах расчета.

Схемы нагрузок на конструкцию представлены на рис. 3.5. Для оценки корректности результатов расчета модели в геометрически нелинейной постановке смоделирован процесс разгрузки в виде нагрузки отрицательного знака, равной по сумме снеговой и технологической нагрузок.

Для решения геометрически нелинейной задачи стержень балки дробился на 36 конечных элементов длиной по 0,5 м, тип которых задавался с учетом геометрической нелинейности (тип 305).

Загружения системы задавалось этапами: 1 этап = 1 загрузка (табл. 3.5), при этом каждый этап нагружения членился минимум на 10 шагов. Используются рекомендации П. Г. Еремеева [25] по уменьшению шага итерации по приближению к предельной нагрузке (рис. 3.6).

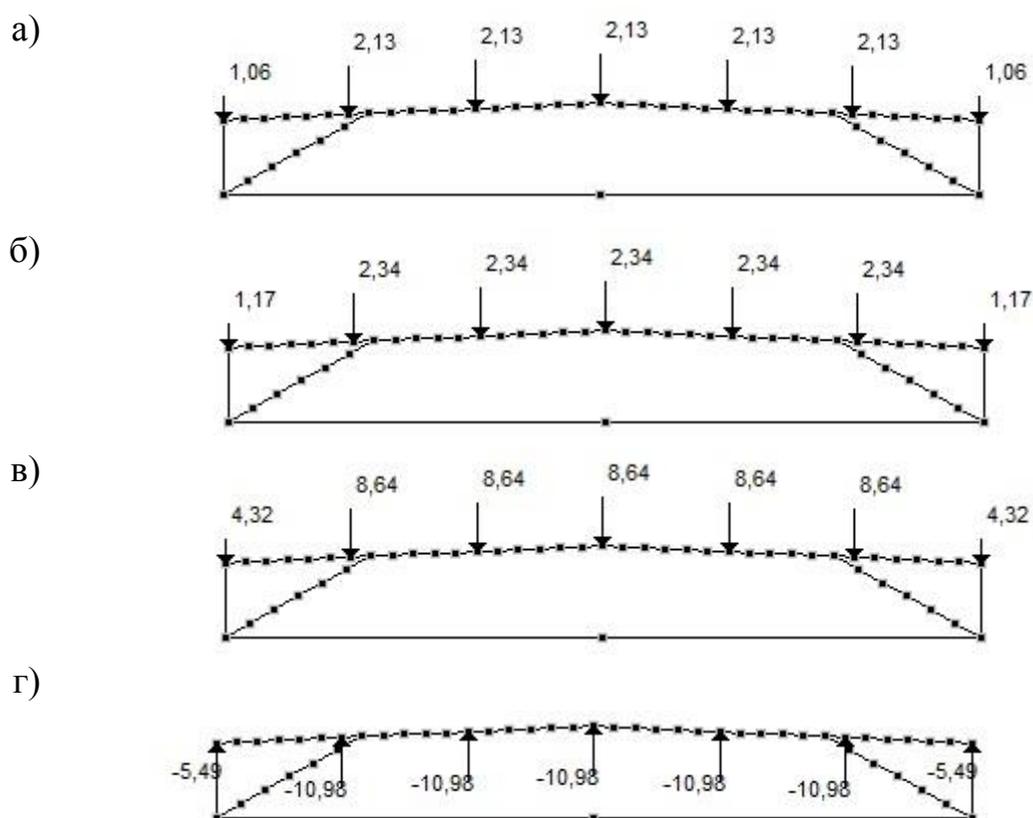


Рис. 3.5 – Схемы нагрузок на конструкцию: а) постоянная нагрузка; б) технологическая; в) снеговая; г) разгрузка (технологическая+снеговая)

Таблица 3.5 - Моделирование нелинейного нагружения (характеристики шагов)

Номер нелинейного нагружения*	Коэффициент нагружения	Число шагов	Сохранение результатов
1	0,1	10	да
2	0,1	10	да
3	0,1	10	да
4	0,1	10	да
5	0,1	10	да
6	0,025	40	да
7	0,025	40	да

*Примечание - Номера нагружений: 1 – собственный вес; 2 – постоянная; 3 – ПН надколонников; 4 – ПН затяжки; 5 – технологическая; 6 – снеговая; 7 - разгрузка

Результаты нелинейного расчета сохранялись для каждого шага первых нагружений и каждого четвертого шага последних нагружений (рис. 3.7).

Сопоставление результатов геометрически нелинейного расчета системы (усилия, перемещения) для четвертого и седьмого этапов нагружения показало 100%-ное совпадение, что свидетельствует о корректности ввода исходных данных.

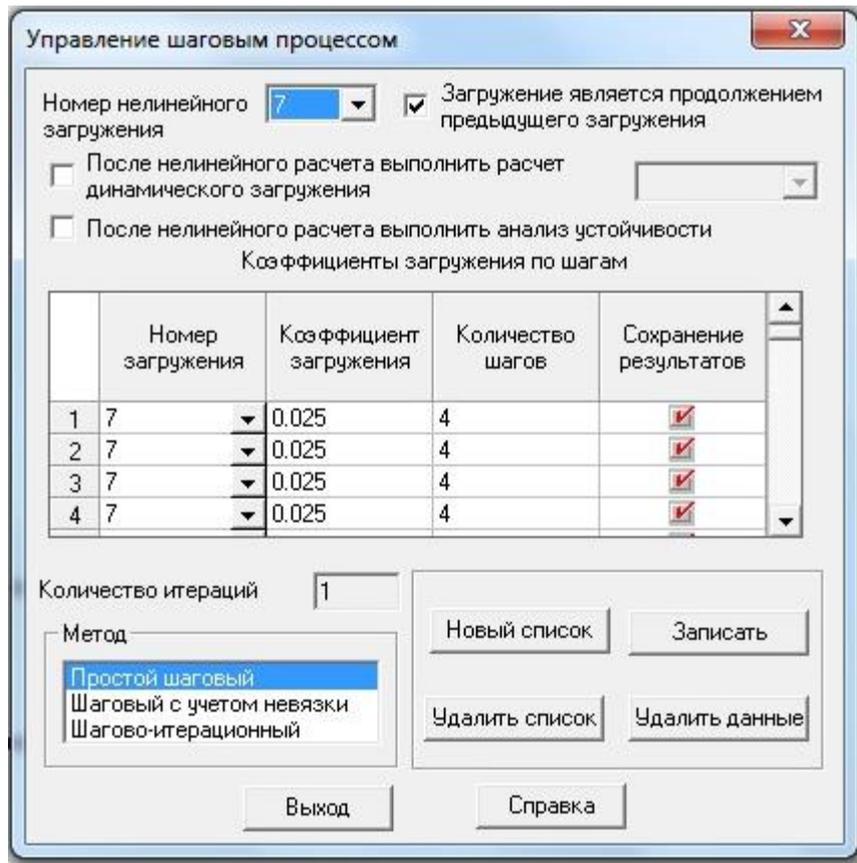


Рис. 3.6. – Управление шаговым процессом загрузений

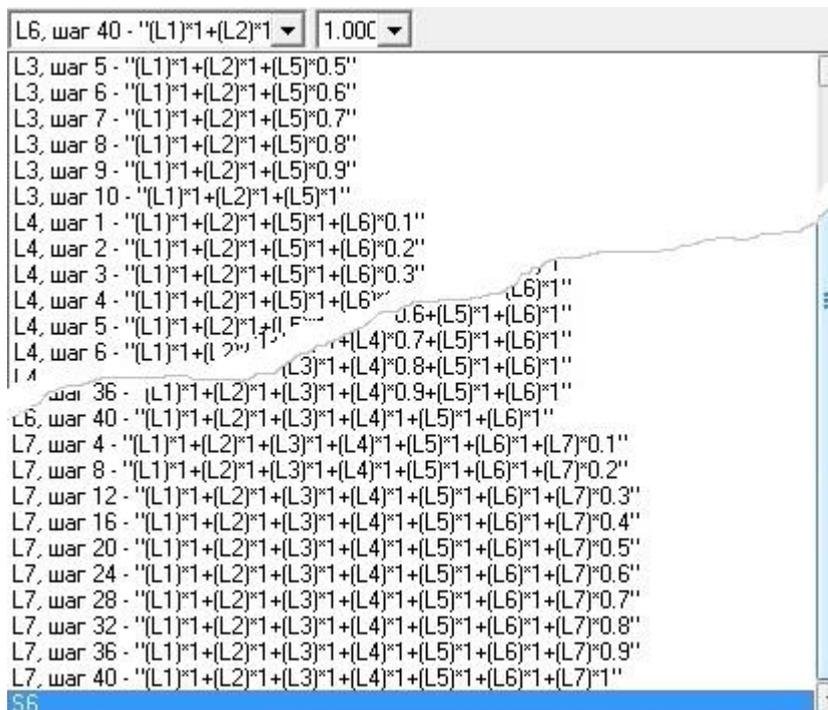


Рис. 3.7 – Пошаговое сохранение загрузений

Результаты расчета вариантов моделей в линейной и геометрически нелинейной поставке для максимального нагружения представлены на рис. 3.8 и приведены в табл. 3.6.

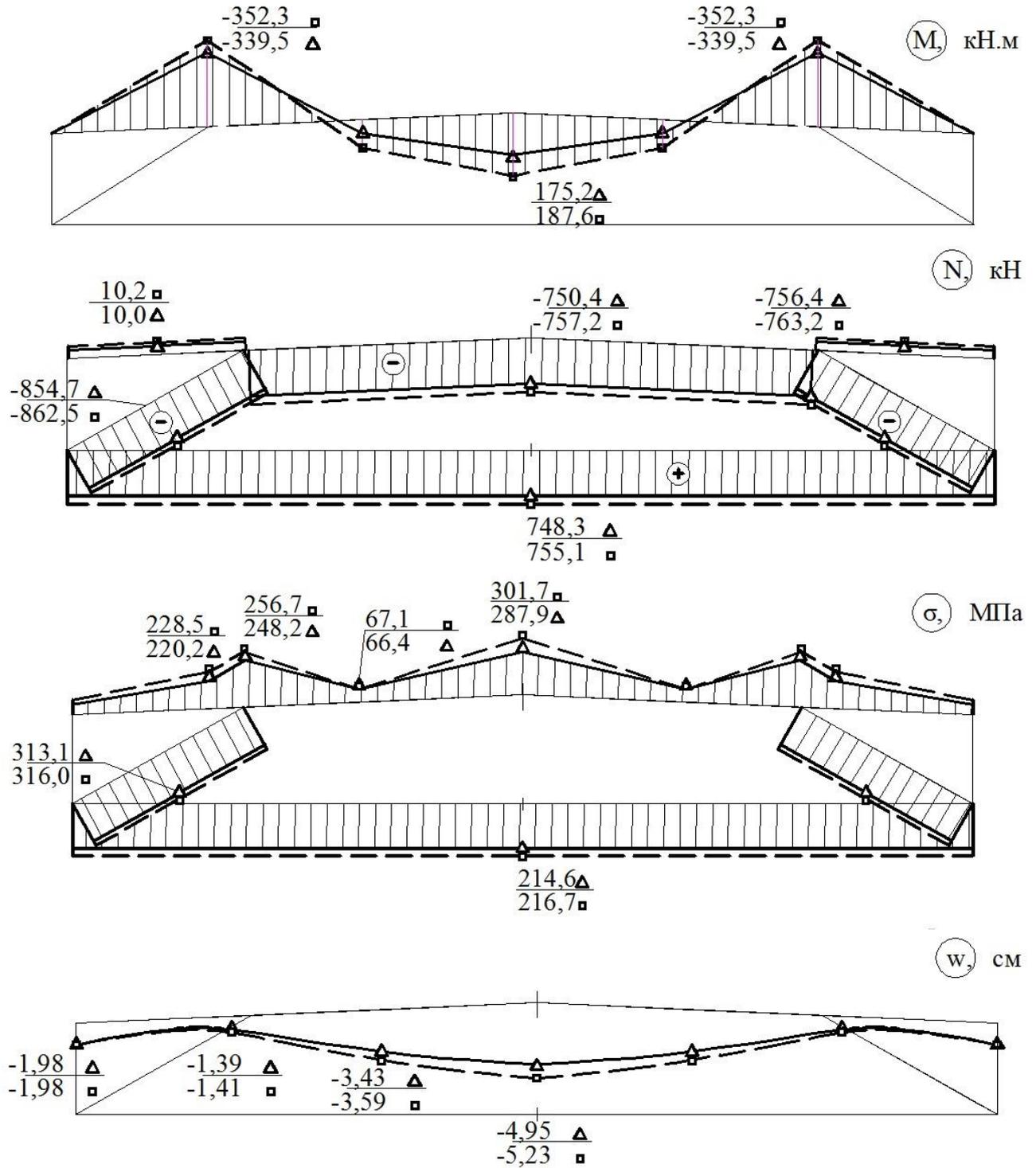


Рис. 3.8. – Эпюры внутренних усилий и вертикальных перемещений:
 Δ - линейный расчет; \square - нелинейный расчет

Сопоставление результатов линейного и нелинейного расчетов показало незначительное ($\Delta < 10\%$) влияние геометрической нелинейности: приращения изгибающего момента в балке составили максимум $7,1\%$, вертикальных перемещений (z) – $5,7\%$, горизонтального смещения опоры (x) – $3,1\%$.

Таблица 3.6 – Сопоставление результатов линейного и нелинейного расчетов

Сечение	Усилие / перемещение	Тип расчета		Δ, %
		линейный	нелинейный	
Усилия				
1-1	<i>M</i> , кН·м	+175,2	+187,6	+7,1
	<i>N</i> , кН	-750,4	-757,2	+0,9
2-2	<i>M</i> , кН·м	-339,5	-352,3	+3,8
	<i>N</i> , кН	-756,4	-763,2	+0,9
	<i>Q</i> , кН	+166,9	+166,6	-0,2
2'-2'	<i>M</i> , кН·м	-339,5	-352,3	+3,8
	<i>N</i> , кН	+10,0	+10,2	+2,0
	<i>Q</i> , кН	-210,3	-213,9	+1,7
3-3	<i>N</i> , кН	-854,7	-862,5	+0,9
Перемещения узлов*				
т. 6	<i>z</i> , мм	49,5	52,3	5,7
т. 3	<i>x</i> , мм	6,4	6,6	3,1

*Примечание – Нумерация узлов принята согласно КЭ-модели (рис. 3.3, а)

3.1.4 Моделирование процесса монтажа, предварительного напряжения и эксплуатационных нагрузок и воздействий

Моделирование процесса монтажа в ПК SCAD позволяет учитывать изменение НДС системы на стадиях загрузки: собственным весом смонтированных конструкций; нагрузкой от вышележащих конструкций; предварительного напряжения; временных нагрузок (снеговая, технологическая).

Постоянные нагрузки моделируются как базовые и суммируются на стадиях загрузки. Временные нагрузки (сопутствующие загрузки) прикладываются по отдельности, поэтому для одновременного приложения временных нагрузок (технологической и снеговой) их необходимо объединить в одном загрузении (рис. 3.9).

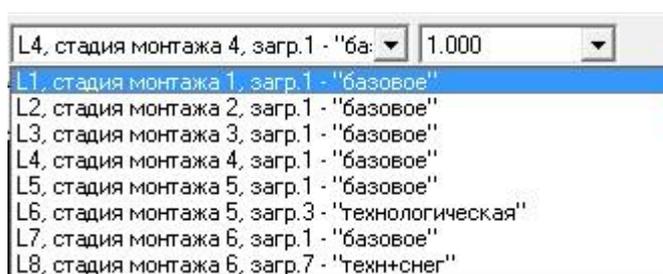


Рис. 3.9 – Стадии монтажа

Результаты расчета с моделированием монтажа показали 100%-ное совпадение результатов с линейным расчетом, что свидетельствует об упругом характере работы системы.

Коэффициент запаса общей устойчивости системы составил 1,6, что больше 1,25 и согласно [25] является приемлемым результатом, подтверждающим надежность работы системы.

3.2 Численные исследования работы новых балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса

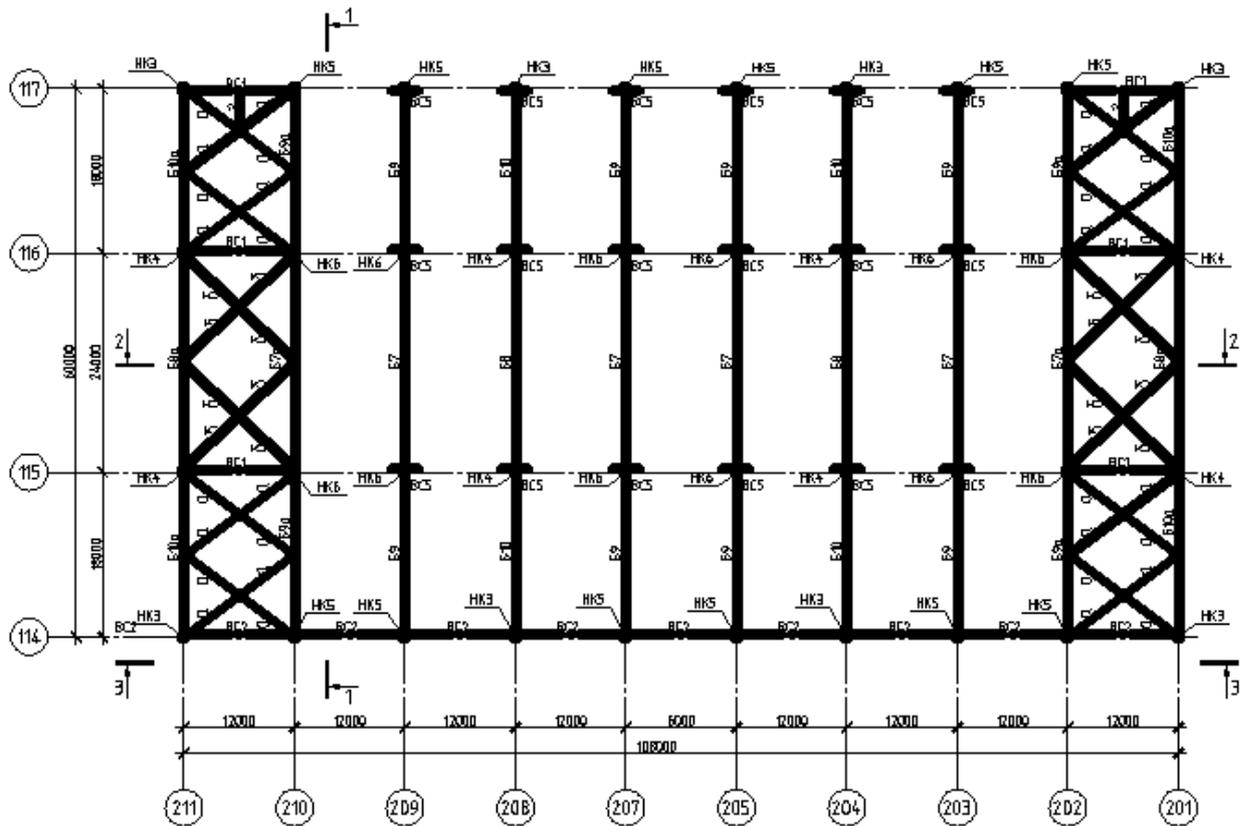
3.2.1 Характеристика каркаса

Исследования работы новых балочных конструкций в составе каркаса проведены на примере натурального объекта «Гипермаркет в Заречном микрорайоне г. Тюмени» [80]. Здание – одноэтажное, размерами в плане 208×110 м, разделено на три температурных блока. Новые стропильные конструкции пролетами 18 и 24 м применены во втором и третьем блоках здания.

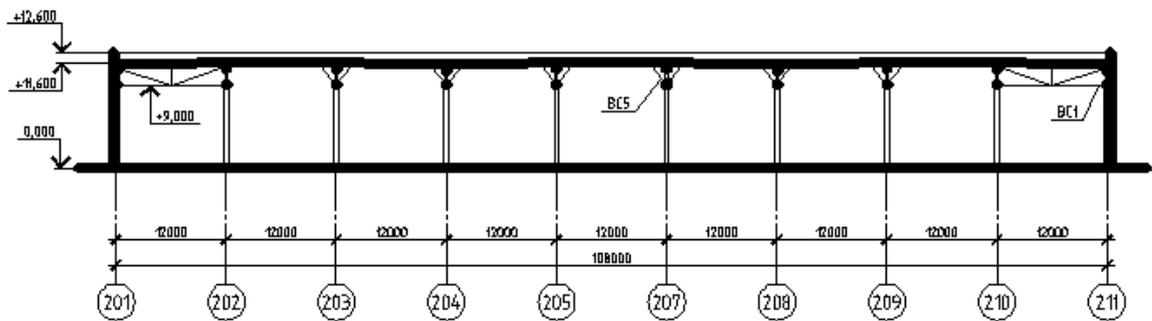
Каркас всех блоков – рамный, пространственная устойчивость обеспечивается жестким креплением колонн к фундаментам. Пространственная жесткость покрытия обеспечивается постановкой горизонтальных и вертикальных связей в уровне шатра. Второй блок – 8-пролетный, два пролета по 12,5 м и 6 пролетов по 18 м. Третий блок – трехпролетный, с пролетами 18-24-18 м. Шаг колонн во всех блоках – 12 м.

Экспериментально-теоретические исследования работы новых конструкций в составе каркаса проведены в третьем блоке здания (рис. 3.10).

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА



2 - 2



3 - 3

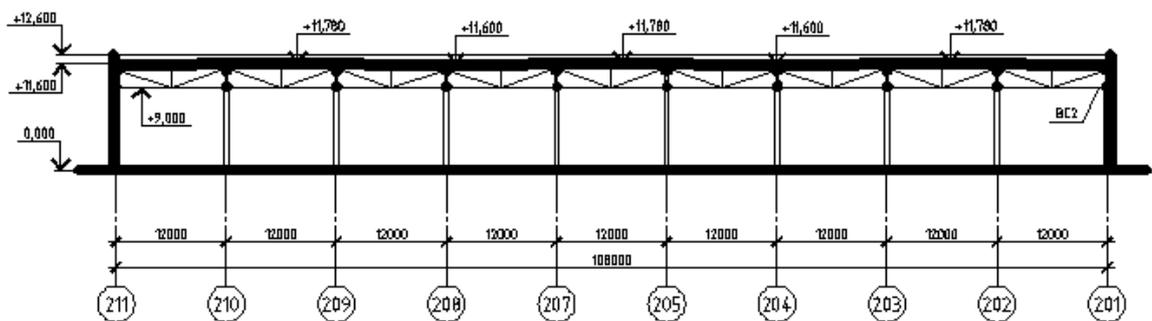


Рис. 3.10 – Схема расположения элементов каркаса. Продольные разрезы

Поперечная рама каркаса представлена на рис. 3.11.

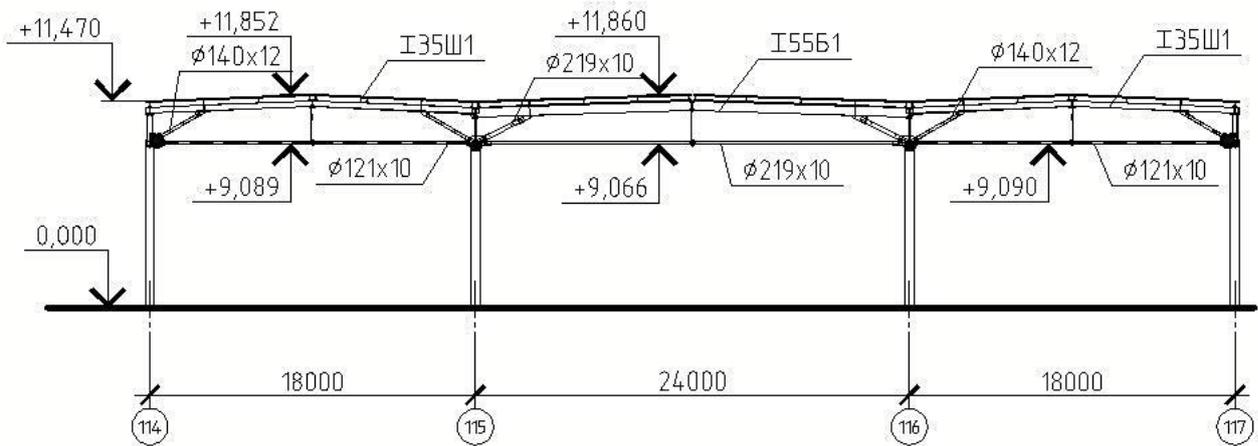


Рис. 3.11 – Трехпролетная рама каркаса здания (разрез 1-1)

Стропильные конструкции шарнирно опираются на оголовки железобетонных колонн. Узел опирания решен с единым надколонником (рис. 3.12), такое решение было принято с целью повышения статической неопределимости системы.

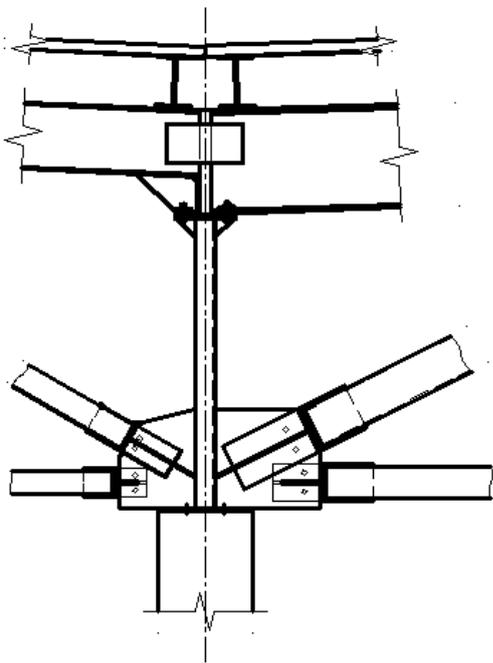


Рисунок 3.12 – Узел опирания стропильных конструкций на колонну

Материал балок – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88.

Для пролета 18 м по результатам расчета было принято сечение балки из двутавра I35Б2 по СТО АСЧМ 20-93, высота которого составляет $(1/50)l$ и $(1/34)l_0$, где l – пролет конструкции, l_0 – расчетный пролет (между опорами подкосов), однако при изготовлении балок по причине отсутствия необходимого проката двутавр I35Б2 был заменен на менее эффективный двутавр I35Ш1 по СТО АСЧМ 20-93.

В местах опирания подкосов двутавр усилен поясными накладками сечением -195×10 мм (рис. 3.13). Подкосы приняты из трубы $\varnothing 140 \times 12$, затяжка – из трубы $\varnothing 121 \times 10$.

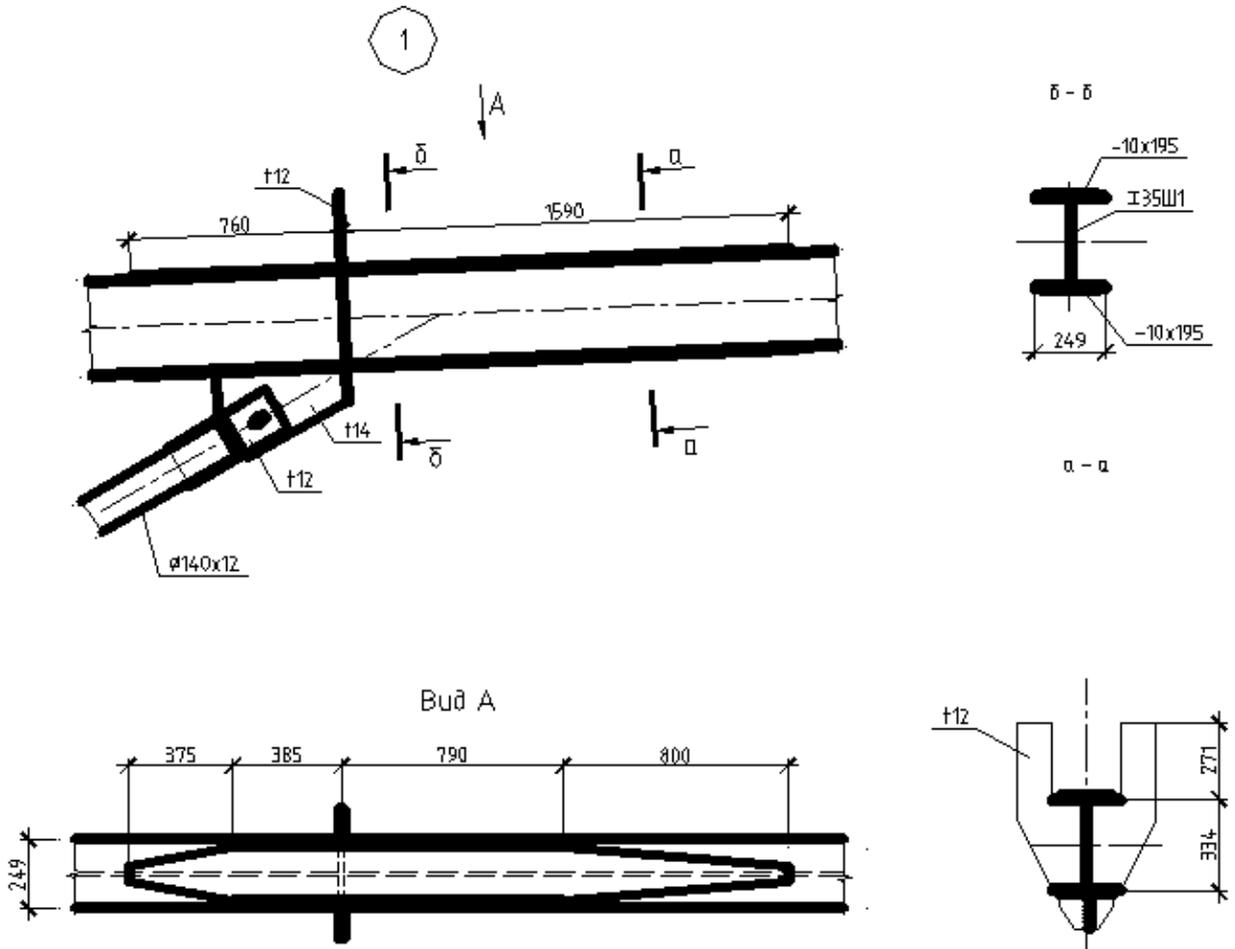


Рис. 3.13 - Узел опирания балки, усиленной накладками, на подкос в пролете 18 м

Для пролета 24 м сечение балки принято из двутавра I55Б1 по СТО АСЧМ 20-93, высота которого составляет $(1/44)l$ и $(1/33)l_0$. В местах опирания подкосов двутавр усилен поясными накладками сечением -240×10 мм. Подкосы и затяжка приняты из трубы $\phi 219 \times 10$.

Геометрическая схема балочных конструкций в составе трехпролетной рамы представлена на рис. 3.14.

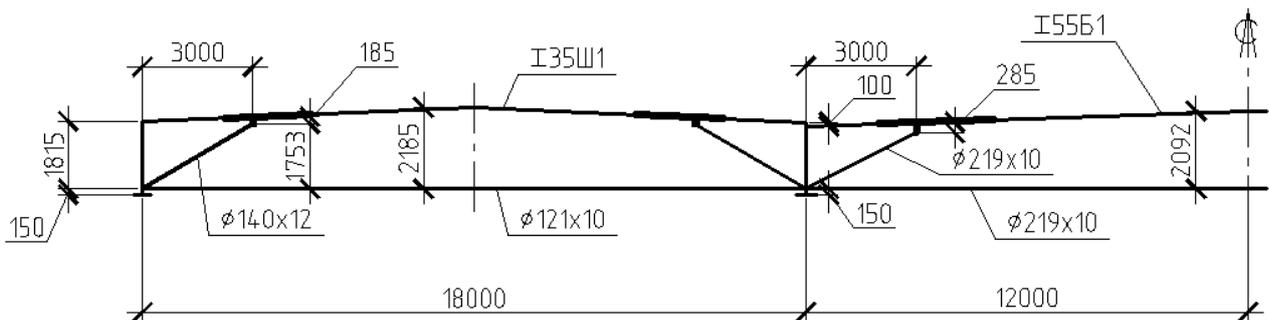
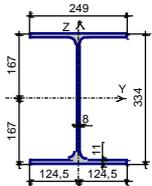
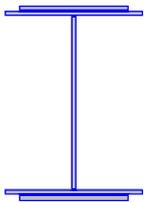
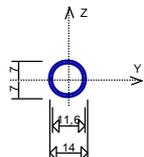
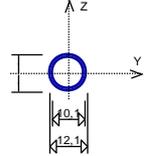
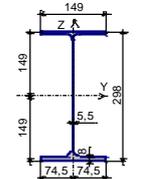
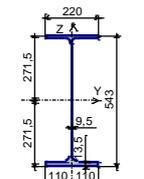


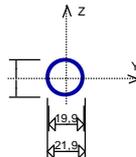
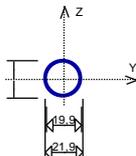
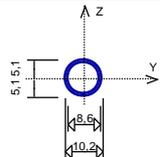
Рисунок 3.14 – Геометрическая схема трехпролетного ригеля рамы

Геометрические характеристики элементов балочных конструкций пролетами 18 и 24 м представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 - Геометрические характеристики элементов балочных конструкций покрытия пролетами 18 и 24 м

Наименование элемента	Сечение	Состав	Геометрические характеристики,			
			$A, \text{ см}^2$	$I_y, \text{ см}^4$	$W_y, \text{ см}^3$	$i_y, \text{ см}$
1	2	3	4	5	6	7
Пролет 18 м						
Балка		І35Ш1 / СТО АСЧМ 20-93	83,17	17108	1024	14,3
Усиление балки		І 35Ш1 СТО АСЧМ 20-93, усиленный поясными накладками - 195×10	122,17	28649	1618	15,3
Подкос		Ø140×12	48,23			4,55
Затяжка		Ø121×10	34,85			3,95
Надколонник		І30Б1 / СТО АСЧМ 20-93	40,6	6319	424	12,4
Пролет 24 м						
Балка		І55Б1 / СТО АСЧМ 20-93	113,6	55682	2051	22,1

Окончание таблицы 3.7

1	2	3	4	5	6	7
Усиление балки		I55Б1 / СТО АСЧМ20-93, усиленный поясными накладками - 240×10	161,36	92383	3282	23,9
Подкос		Ø219×10	65,64			7,4
Затяжка		Ø219×10	65,64			7,4
Надколонник		Ø102×8	23,61			3,36

Предварительное напряжение элементов конструкций выполнялось путем смыкания зазоров в монтажных стыках затяжек и узлах крепления балок к надколонникам. Предварительно зазор фиксировался листовыми прокладками: в затяжках 18-метровых пролетов $t=15$ мм, в 24-метровом пролете - $t=18$ мм, в надколонниках - $t=20$ мм (рис. 3.15).

Нагрузка на стропильные конструкции передается посредством неразрезных прогонов из швеллеров [27у по ГОСТ 8240, установленных в шаге 3 м.

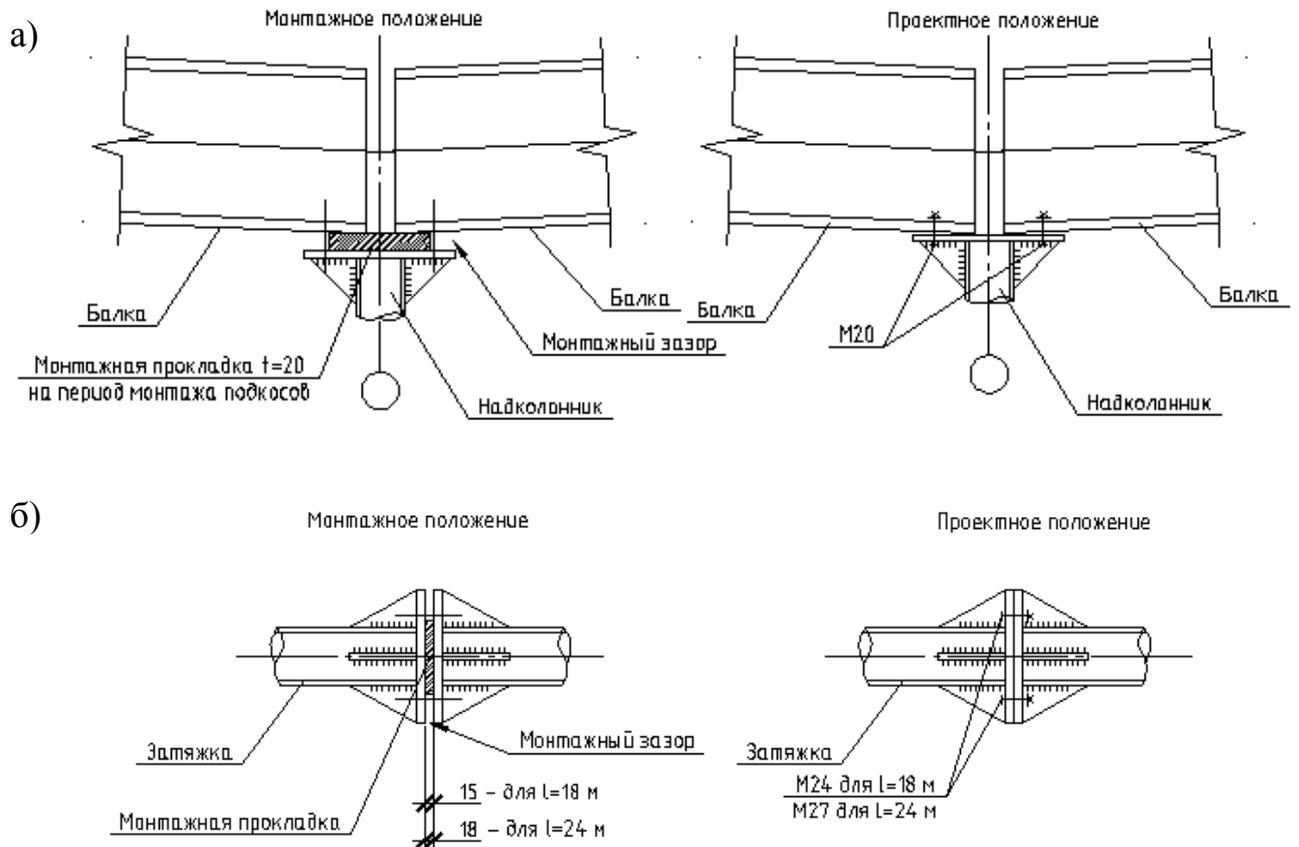


Рис. 3.15 - Создание предварительного напряжения в балках пролетами 18 и 24 м смыканием зазоров в монтажных стыках: а) надколонника с балкой; б) затяжки

3.2.2 Расчетные ситуации

Согласно [106] под расчетной ситуацией понимается совокупность нагрузок и воздействий, условий работы конструкций, коэффициентов запаса надежности по нагрузке и перечень предельных состояний, рассматриваемых в данной ситуации.

При исследовании работы новых балочных конструкций в составе каркаса рассмотрены следующие расчетные ситуации:

- монтаж и последовательное предварительное напряжение конструкций в монтажном положении;
- испытания конструкций ступенями нагружения и разгрузки в естественных погодных условиях;
- установившаяся ситуация с эксплуатационной нагрузкой.

При формировании нагрузений моделировалось реальное поэтапное нагружение конструкций.

Для исследования работы конструкций во время переходного периода (монтаж и натурные испытания) рассмотрены следующие варианты нагружений:

- собственный вес конструкций, смонтированных ко времени испытания, включая вес прогонов, связей по покрытию и профилированного настила (рис. 3.16);
- последовательное напряжение надколонников и затяжек в пролетах рамы (рис. 3.16);
- нагрев профилированного настила покрытия в период проведения испытаний (рис. 3.17);
- поэтапное нагружение и разгрузка пролетов временной нагрузкой в соответствии с планом натурального эксперимента, изложенным в п. 4.1 (рис. 3.18, 3.19).

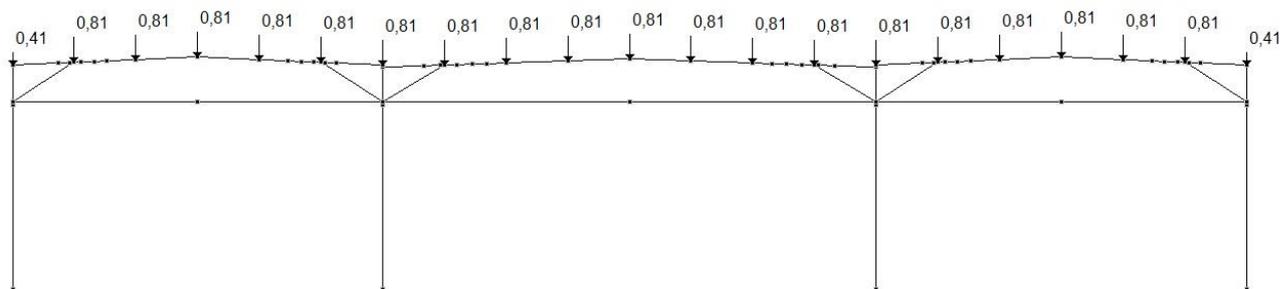


Рис. 3.16 – Схема постоянных нагрузок на стадии испытания конструкций (на схеме не показана нагрузка от собственного веса стропильных конструкций и колонн)

Предварительное напряжение затяжки и надколонников смоделировано через температурные воздействия, соответствующие укорочению длин элементов (табл. 3.8).

Таблица 3.8 - Моделирование предварительного напряжения в элементах

Контрольная величина	Затяжка $l=18$ м	Затяжка $l=24$ м	Надколонник
Δl , см	1,5	1,8	2,0
Δt , °С	-69,0	-32,5	-998,0

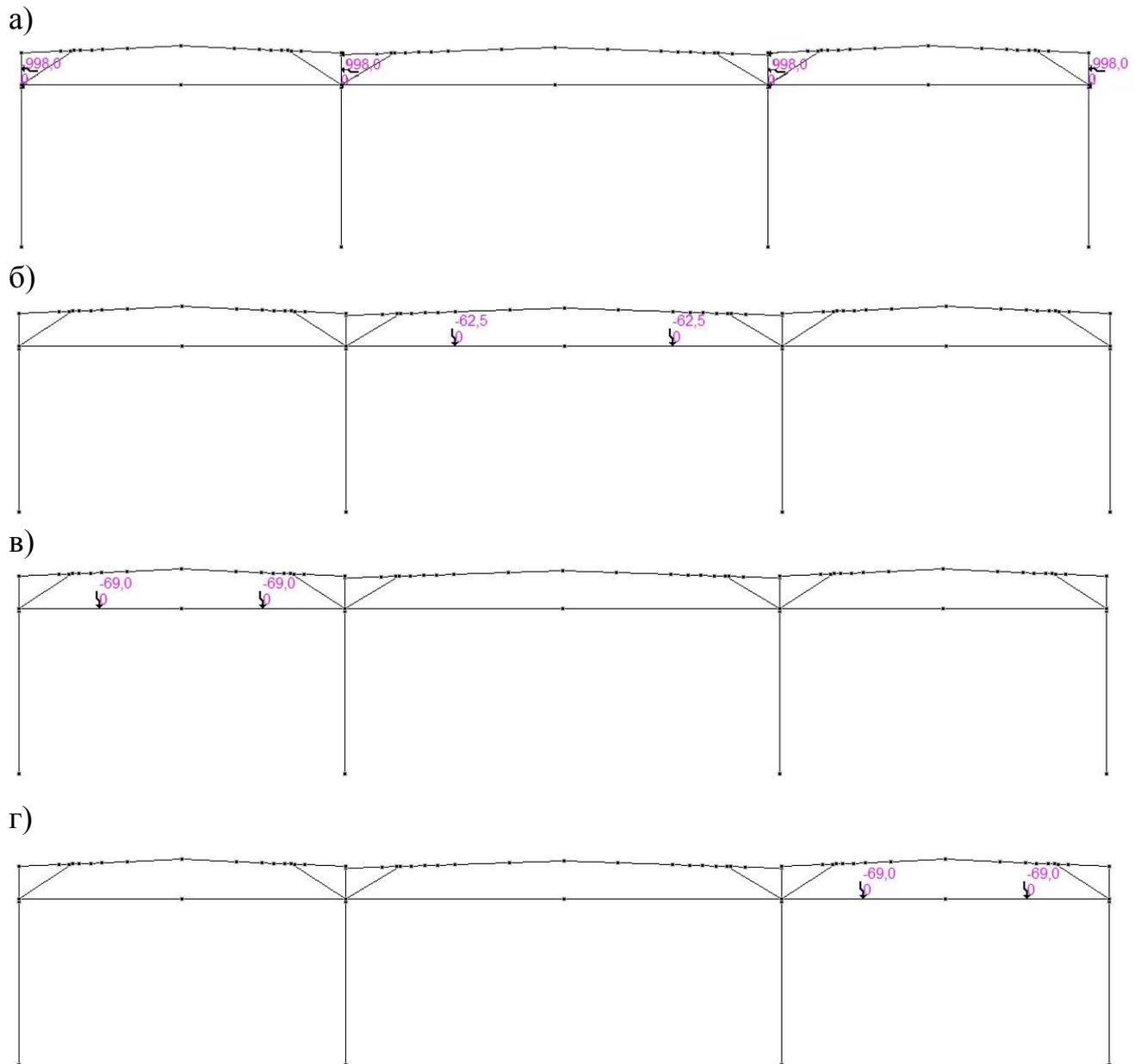


Рис. 3.16 – Моделирование поэтапного предварительного напряжения:
 а) надколонников; б) затяжки в среднем пролете; в) затяжки в левом пролете;
 г) затяжки в правом пролете

Расчет температурных воздействий на конструкции покрытия в период испытаний натуральных конструкций выполнен в соответствии с нормами проектирования [102].

Температурные воздействия (перепад температуры) в теплый период года рассчитываются по формуле:

$$\Delta t_w = t_w - t_{oc}, \quad (3.4)$$

где t_w – средняя температура в теплое время;

t_{oc} – начальная температура в холодное время.

Здесь, средняя температура в теплое время определяется по формуле:

$$t_w = t_{ew} + \Theta_1 + \Theta_4, \quad (3.5)$$

где t_{ew} – средняя суточная температура наружного воздуха в теплое время;

Θ_1 – приращение средней температуры от суточных колебаний, $\Theta_1=8$ °С (табл. 16 СНиП 2.01.07);

Θ_4 – приращение средней температуры от солнечной радиации.

Средняя суточная температура наружного воздуха в теплое время:

$$t_{ew} = t_{VII} + \Delta_{VII}, \quad (3.6)$$

где t_{VII} – многолетняя среднемесячная температура наружного воздуха в июле, $t_{VII}=20$ °С (карта 6 СНиП 2.01.07);

Δ_{VII} – отклонение среднесуточной температуры от среднемесячной, $\Delta_{VII}=6$ °С (п. 8.4 СНиП 2.01.07).

$$t_{ew} = 20 + 6 = 26 (\text{°C}).$$

Приращение средней температуры от солнечной радиации определяется по формуле:

$$\Theta_4 = 0,05 \cdot \rho \cdot S_{max} \cdot k \cdot k_1, \quad (3.7)$$

где ρ – коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной конструкции по СНиП II-23-81*, для стали листовой оцинкованной $\rho=0,65$ (прил. 7 СНиП II-23-81*);

S_{max} – максимальное значение суммарной солнечной радиации, принимаемое по СНиП 23-01-99*, $S_{max}=865$ МДж/м²;

k – коэффициент табл. 17 СНиП 2.01.07, $k=1,0$;

k_1 – коэффициент табл. 18 СНиП 2.01.07, $k_1=0,7$.

Приращение средней температуры от солнечной радиации равно:

$$\Theta_4 = 0,05 \cdot 0,65 \cdot 865 \cdot 1 \cdot 0,7 = 20 (\text{°C}),$$

тогда средняя температура в теплое время равна:

$$t_w = 26 + 8 + 20 = 54 (\text{°C}).$$

Начальная температура в холодное время определяется по формуле:

$$t_{oc} = 0,2t_{VII} + 0,8t_I, \quad (3.8)$$

где t_I – многолетняя среднемесячная температура наружного воздуха в январе, $t_I = -15$ °С (карта 5 СНиП 2.01.07),

$$t_{oc} = 0,2 \cdot 20 - 0,8 \cdot 15 = -8 \text{ (°C)}.$$

Данная начальная температура не соответствует фактическим условиям, так как монтаж конструкций был начат в мае. Для отображения реальных тепловых воздействий на конструкции примем в качестве начальной температуры многолетнюю среднемесячную температуру наружного воздуха в мае:

$$t_{oc} = t_V = 11 \text{ °C},$$

тогда температурные воздействия на настил покрытия будут равны:

$$\Delta t_w = 54 - 11 = 43 \text{ (°C)}.$$

Для элементов затяжек и подкосов стропильных конструкций, не подвергающихся прямому солнечному воздействию, а только тепловому полю, примем температурные воздействия без учета солнечной радиации:

$$t_w = 26 + 8 = 34 \text{ (°C)};$$

$$\Delta t_w = 34 - 11 = 23 \text{ (°C)}.$$

Коэффициент надежности по нагрузке для температурных воздействий равен $\gamma_f = 1,1$.

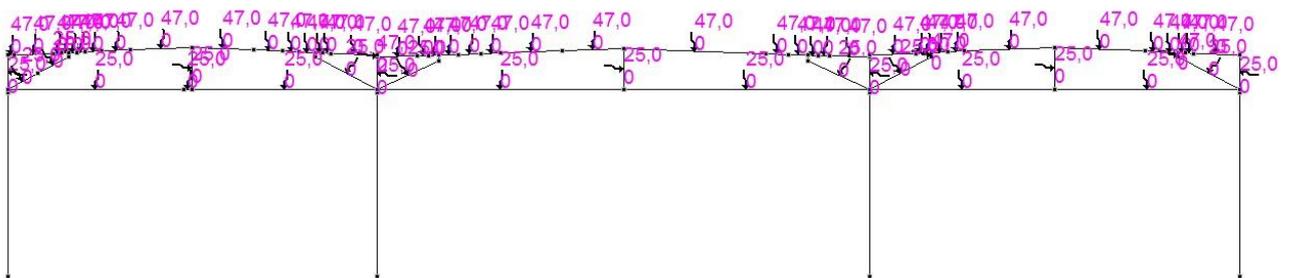


Рис. 3.17 – Температурные воздействия в период проведения испытаний конструкций

Ступени нагружения и разгрузки приняты в соответствии с планом натурального эксперимента. Предусмотрено пять ступеней нагружения и три – разгрузки (см. п. 4.1.4, табл. 4.1).

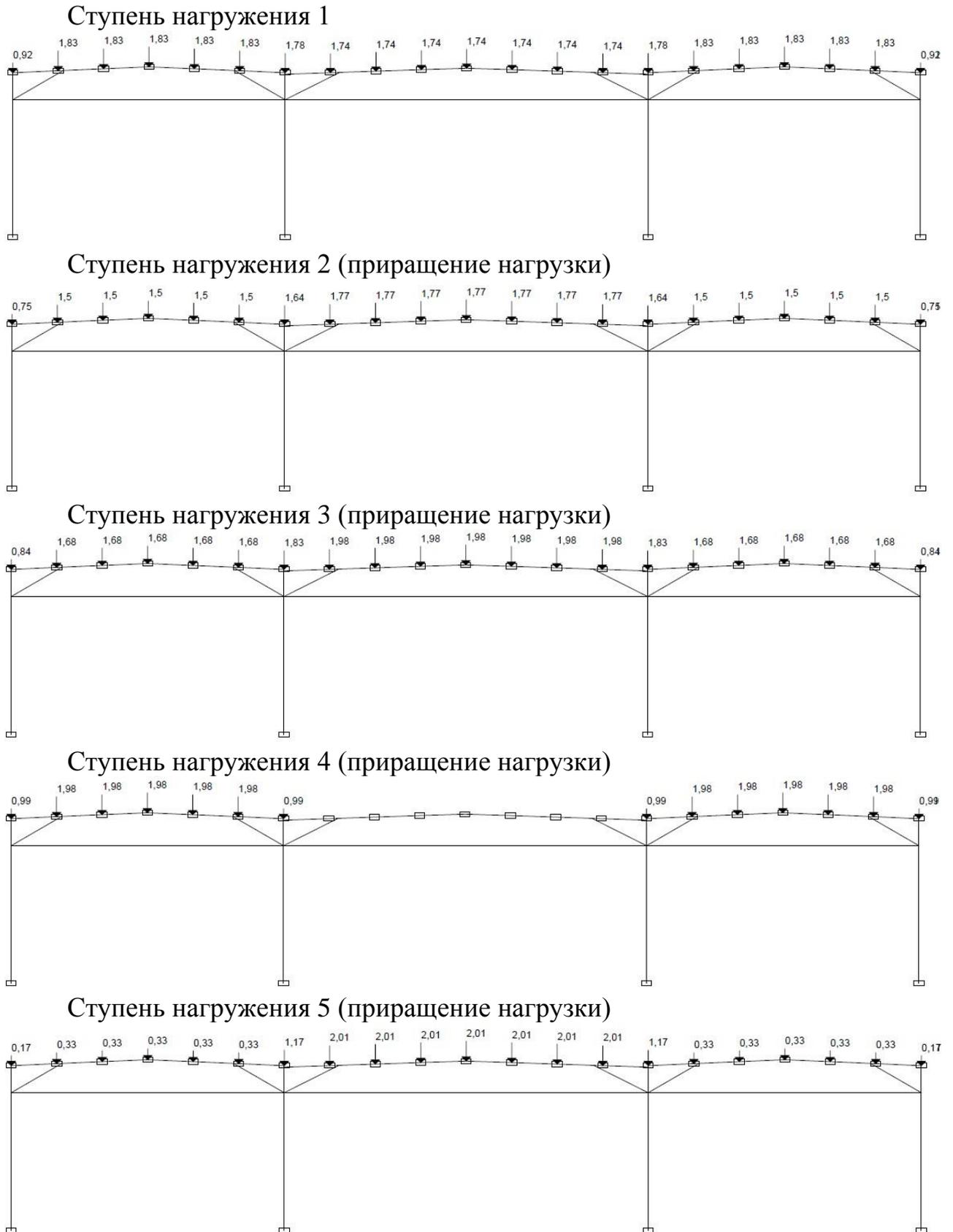


Рис. 3.18 – Ступени нагружения конструкций в ходе испытаний

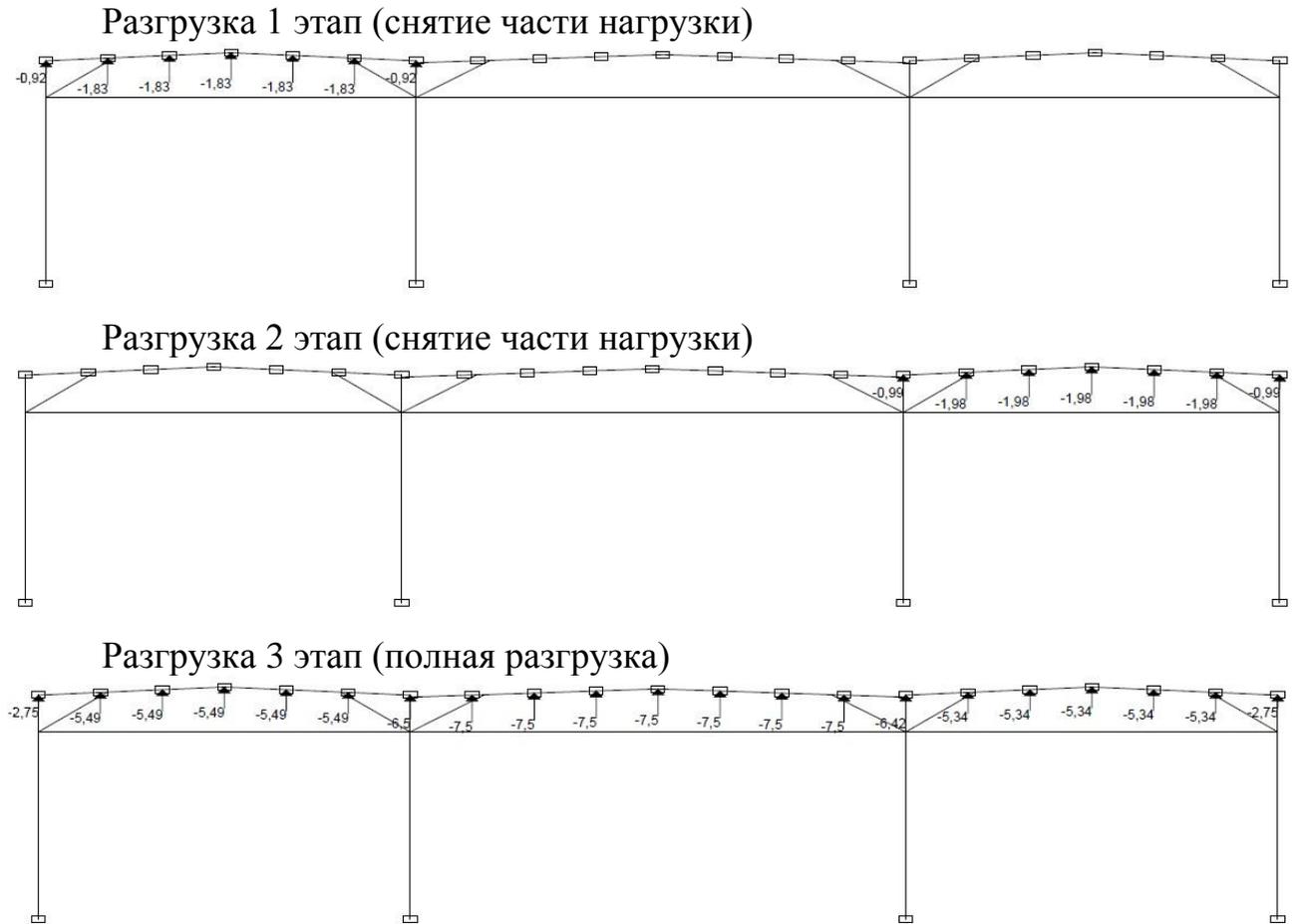


Рис. 3.19 – Ступени разгрузки конструкций в ходе испытаний

Максимальная нагрузка для стадии эксперимента составила 24,8 кН/м, что соответствует полной нормативной нагрузке на конструкции покрытия без учета собственного веса смонтированных конструкций.

В соответствии с нормами [102] рассмотрены следующие нагрузки для стадии эксплуатации:

- постоянная нагрузка от собственного веса несущих конструкций и ограждения;
- снеговая нагрузка с вариантами нагружений в зонах высоких парапетов, перепадов высот между блоками и зенитных фонарей;
- ветровая нагрузка на продольные и поперечные рамы;
- технологическая нагрузка от системы пожаротушения, осветительного оборудования и баннеров (в соответствии с заданием на проектирование);
- неравномерная осадка фундаментов под колоннами.

Суммарная расчетная нагрузка на стропильные конструкции для стадии эксплуатации составила 39 кН/м от веса конструкций, технологической нагрузки и веса снега для III снегового района (табл. 3.9).

Таблица 3.9 – Нагрузки на м.п. стропильной конструкции покрытия

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная			
Резино-латексное покрытие	0,48	1,3	0,62
Утеплитель (минераловатные плиты повышенной жесткости), $\rho = 115 \text{ кг/м}^3$, $t = 200 \text{ мм}$	2,76	1,2	3,31
Пароизоляция (один слой полимерной пленки)	0,48	1,3	0,62
Профилированный настил	1,18	1,05	1,24
Прогоны	1,1	1,05	1,16
Собственный вес стропильных конструкций покрытия со связями	2,4	1,05	2,52
Итого постоянной	8,4		9,5
Временная			
Технологическая	6	1,3	7,8
Снеговая	15,12	1/0,7	21,6
ВСЕГО	29,5		38,9≈ 39

Неравномерную осадку фундаментов под колоннами задаем по величине предельных деформаций основания - относительной разности осадок, принимаемой в соответствии со СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений» равной:

$$\left(\frac{\Delta s}{L} \right)_u = 0,004, \quad (3.8)$$

где Δs - разность осадок.

При величине пролета $L=18 \text{ м}$ допустимая разность осадок составляет:

$$\Delta s = 0,004 \cdot 18000 = 72 \text{ (мм)}.$$

Рассматриваем две расчетные ситуации с неравномерной осадкой (рис. 3.20):

- осадка фундамента под крайней колонной;
- осадка фундамента под средней колонной.

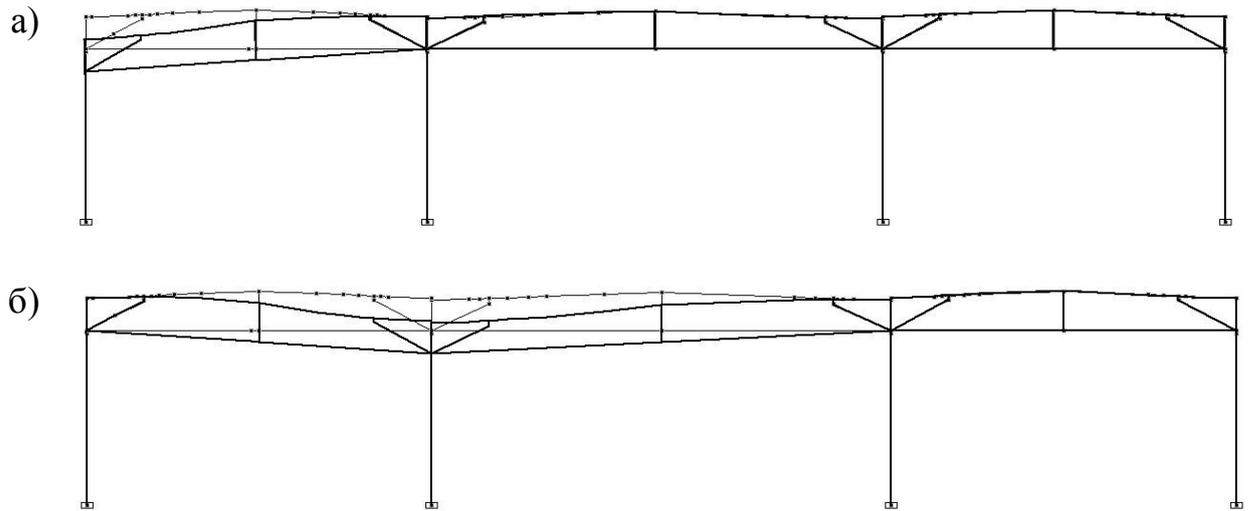


Рис. 3.20 – Моделирование неравномерной осадки фундаментов: а) под крайней колонной; б) под средней колонной

3.2.3 Обоснование расчетной модели

Для оценки напряженно-деформированного состояния элементов каркаса были построены 2D и 3D расчетные модели (рис. 3.21, 3.22).

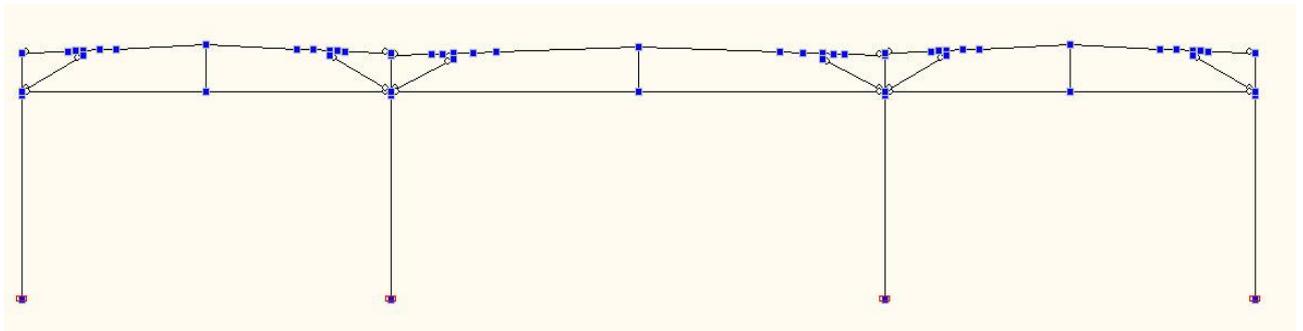


Рис. 3.21 – Расчетная 2D-модель рамы в программе SCAD Office

Выполнены расчеты поперечной рамы каркаса в линейной (линейный 2D-расчет) и геометрически нелинейной (нелинейный 2D-расчет) постановках, а также линейный расчет полного каркаса (3D-расчет).

При моделировании нагрузок от покрытия на плоскую раму учитывалась величина опорной реакции неразрезного ригеля на вторую опору $R_B=1,132ql$ [109].

Сопоставление результатов расчета внутренних усилий по расчетным сечениям и максимальных перемещений в точках А и В (рис. 3.23) приведено в табл. 3.10.

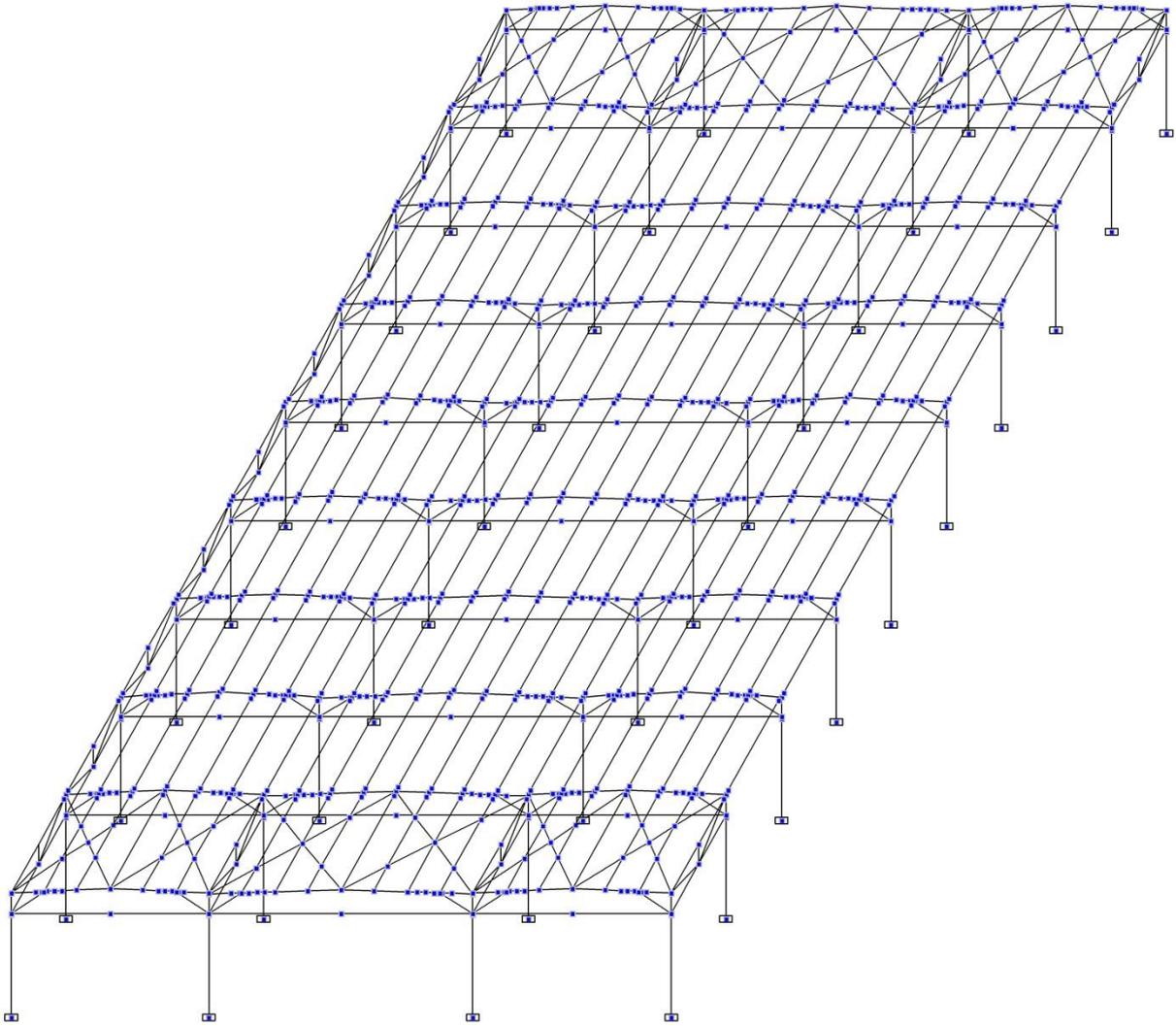


Рисунок 3.22 – Расчетная 3D-модель рамы в программе SCAD Office

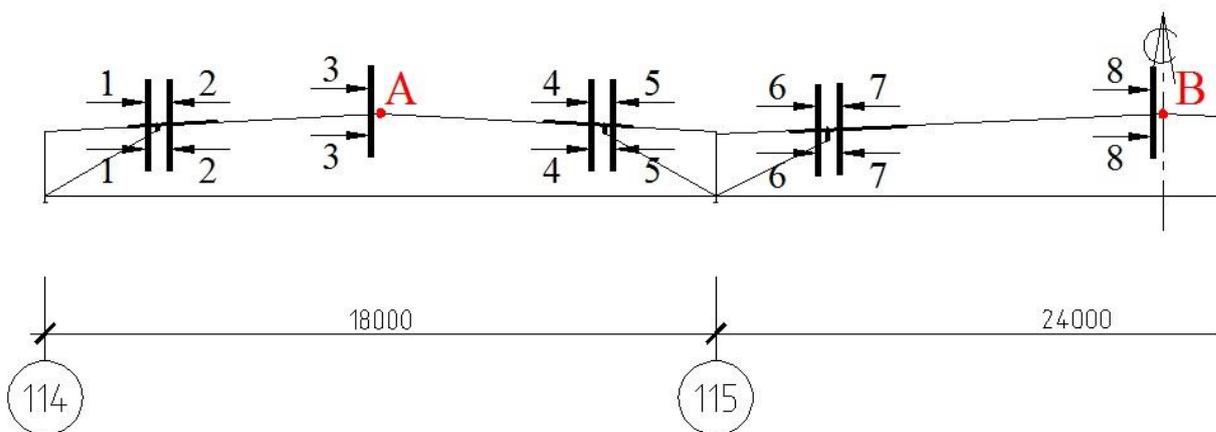


Рис. 3.23 – Схема расчетных сечений элементов трехпролетной конструкции покрытия

Таблица 3.10 - Сопоставление результатов расчета внутренних усилий и перемещений

Сечение	Усилие / перемещение	Тип расчета				
		линейный 2D-расчет	нелинейный 2D-расчет	Δ , %	линейный 3D-расчет	Δ , %
Усилия						
1-1	N , кН	-0,05	+0,39	-	+1,16	-
	M , кН·м	-172,8	-193,6	(+12,1)	-178,62	+3,4
	Q , кН	-62,85	-65,6	+4,4	-60,61	-3,6
2-2	N , кН	-474,94	-476,87	+0,4	-459,37	-3,3
	M , кН·м	-237,49	-242,86	+2,3	-229,11	-3,5
	Q , кН	+104,05	+103,58	-0,5	+99,19	-4,7
3-3	N , кН	-471,18	-473,12	+0,4	-455,51	-3,3
	M , кН·м	+96,05	+99,77	+3,9	+85,84	-10,6
	Q , кН	+18,59	+18,12	-2,5	+16,72	-10,1
4-4	N , кН	-475,07	-477,03	+0,4	-468,84	-1,3
	M , кН·м	-253,88	-258,58	+1,9	-241,64	-4,8
	Q , кН	-106,93	-107,23	+0,3	-102,07	-4,5
5-5	N , кН	+14,34	+15,99	-	+5,56	-
	M , кН·м	-187,28	-192,62	+2,9	-176,85	-5,6
	Q , кН	+68,07	+70,09	+3,0	+64,34	-5,5
6-6	N , кН	+17,23	+19,1	-	+11,45	-
	M , кН·м	-397,55	-412,37	+3,7	-373,7	-6,0
	Q , кН	-143,42	-148,81	+3,8	-134,91	-5,9
7-7	N , кН	-881,46	-890,23	+1,0	-845,86	-4,0
	M , кН·м	-564,9	-584,04	+3,4	-534,25	-5,4
	Q , кН	+186,84	+186,16	-0,4	+176,25	-5,7
8-8	N , кН	-875,65	-884,41	+1,0	-839,9	-4,1
	M , кН·м	+220,19	+231,1	+5,0	+191,64	-13,0
	Q , кН	+12,35	+11,67	-5,5	+8,87	-28,0
Перемещения						
т. А	z , мм	-24,2	-25,0	+3,4	-21,6	-10,6
т. В		-45,5	-47,3	+4,0	-39,9	-12,3

При нелинейном 2D-расчете значения усилий превысили аналогичные значения усилий по линейному 2D-расчету, что объясняется характером работы балок как стержней, подверженных действию продольной силы с изгибом.

Расхождения в продольных усилиях составило максимум 1%, изгибающих моментов – 5%, поперечных усилий – 4,4%. Вертикальные перемещения балок в серединах пролетов при нелинейном расчете превысили соответствующие значения перемещений при линейном расчете максимум на 4%.

При линейном 3D-расчете усилия в расчетных сечениях меньше соответствующих усилий по линейному 2D-расчету, при этом расхождения по значениям продольных усилий не превысили 4,1%, поперечных сил – 28%, изгибающих моментов – 13% при среднем расхождении 6,7%. Вертикальные перемещения балок в серединах пролетов при 3D-расчете меньше соответствующих значений перемещений при 2D-расчете до 12,3%.

Учитывая хорошую сходимость усилий и перемещений по трем вариантам моделей, можно констатировать, что все они адекватно описывают поведение конструкций. Для сопоставления с данными натурных испытаний принята расчетная модель рамы в линейной постановке (линейный 2D-расчет), как наиболее простая.

3.2.4 Численное моделирование поэтапного предварительного напряжения конструкций

Результаты численного моделирования поэтапного предварительного напряжения конструкций представлены на рис. 3.24 ÷ 3.28.

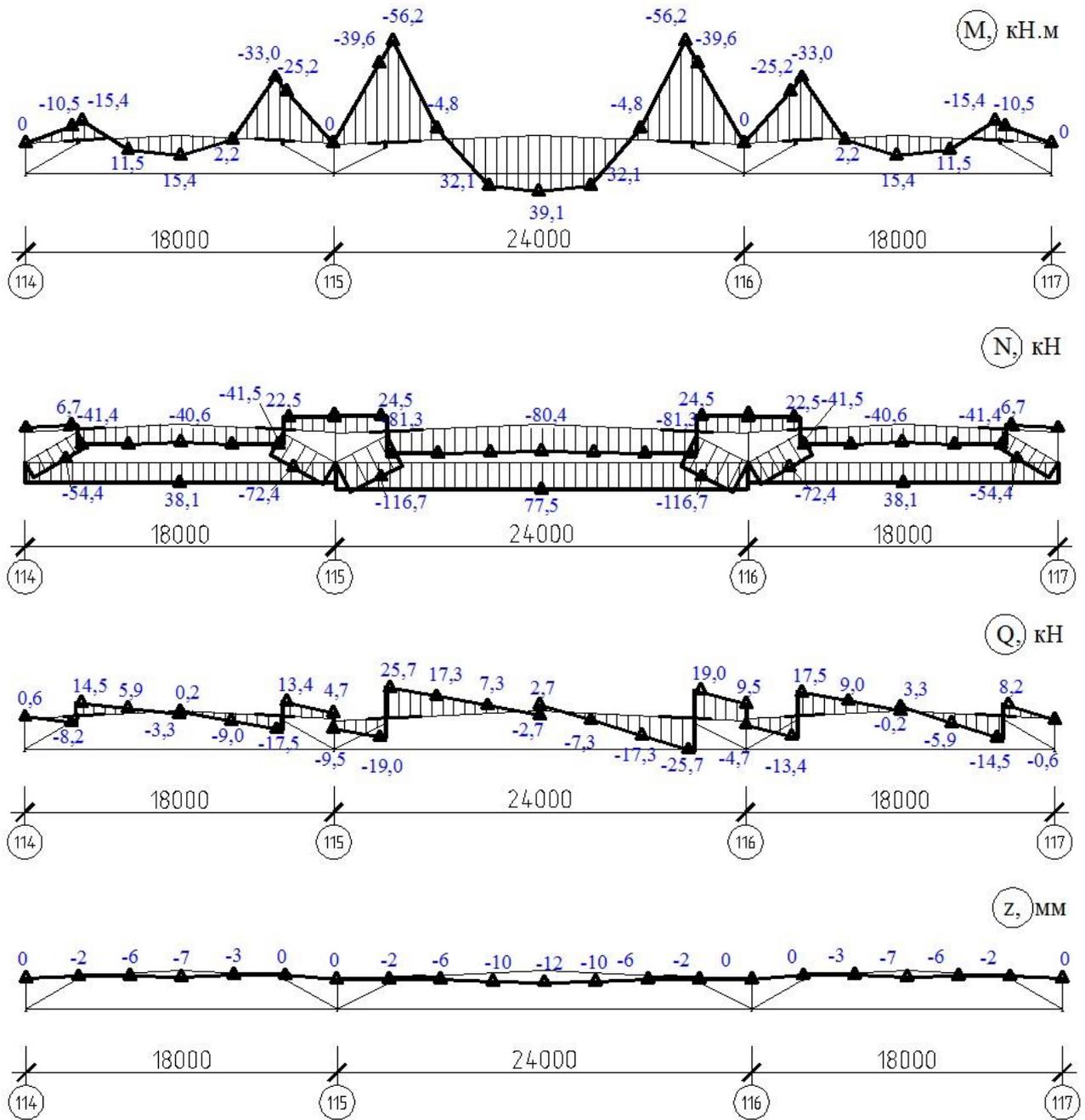


Рис. 3.24 – Усилия и перемещения от собственного веса конструкций

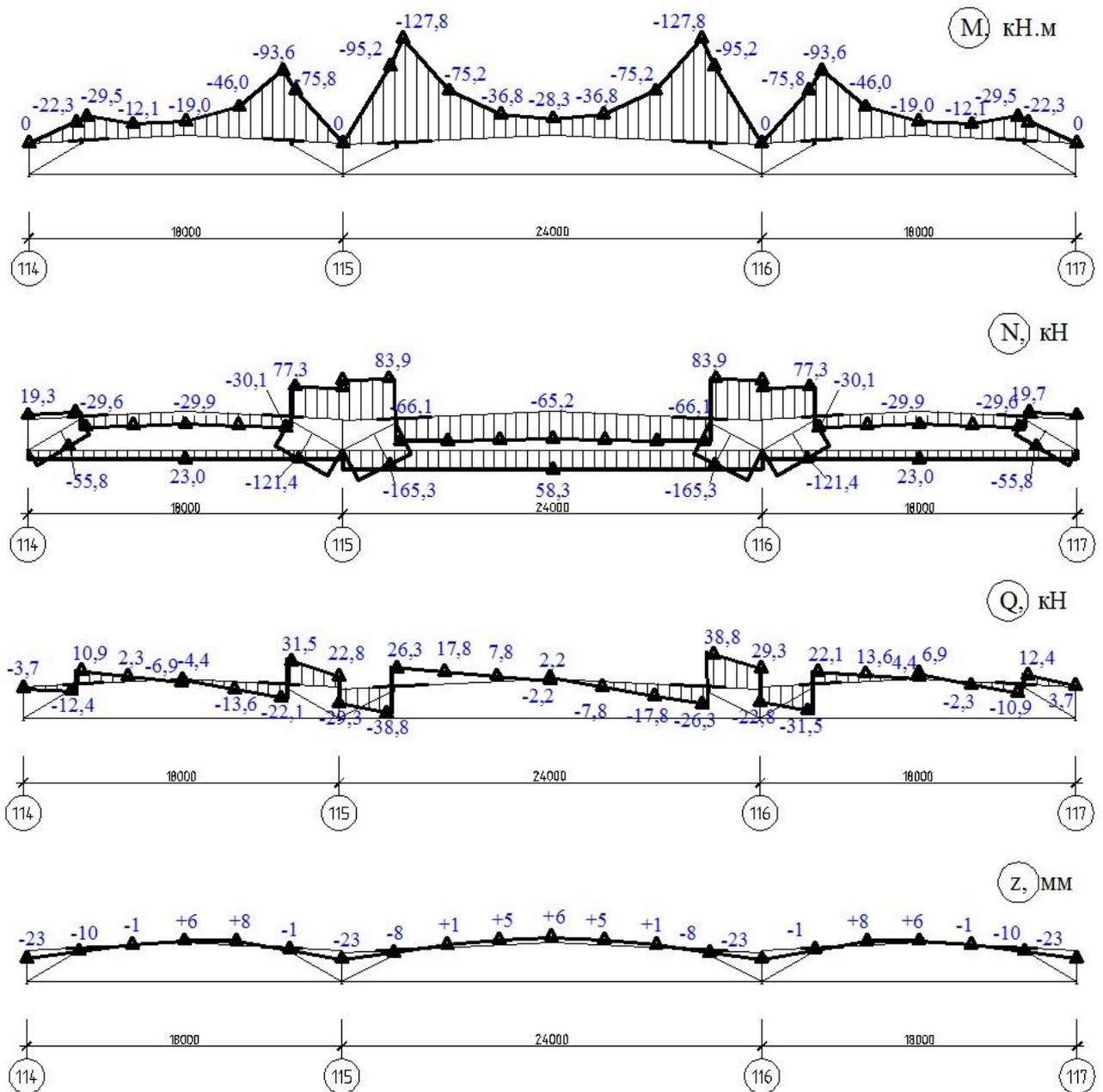


Рис. 3.25 – Усилия и перемещения на этапе предварительного напряжения надколонников

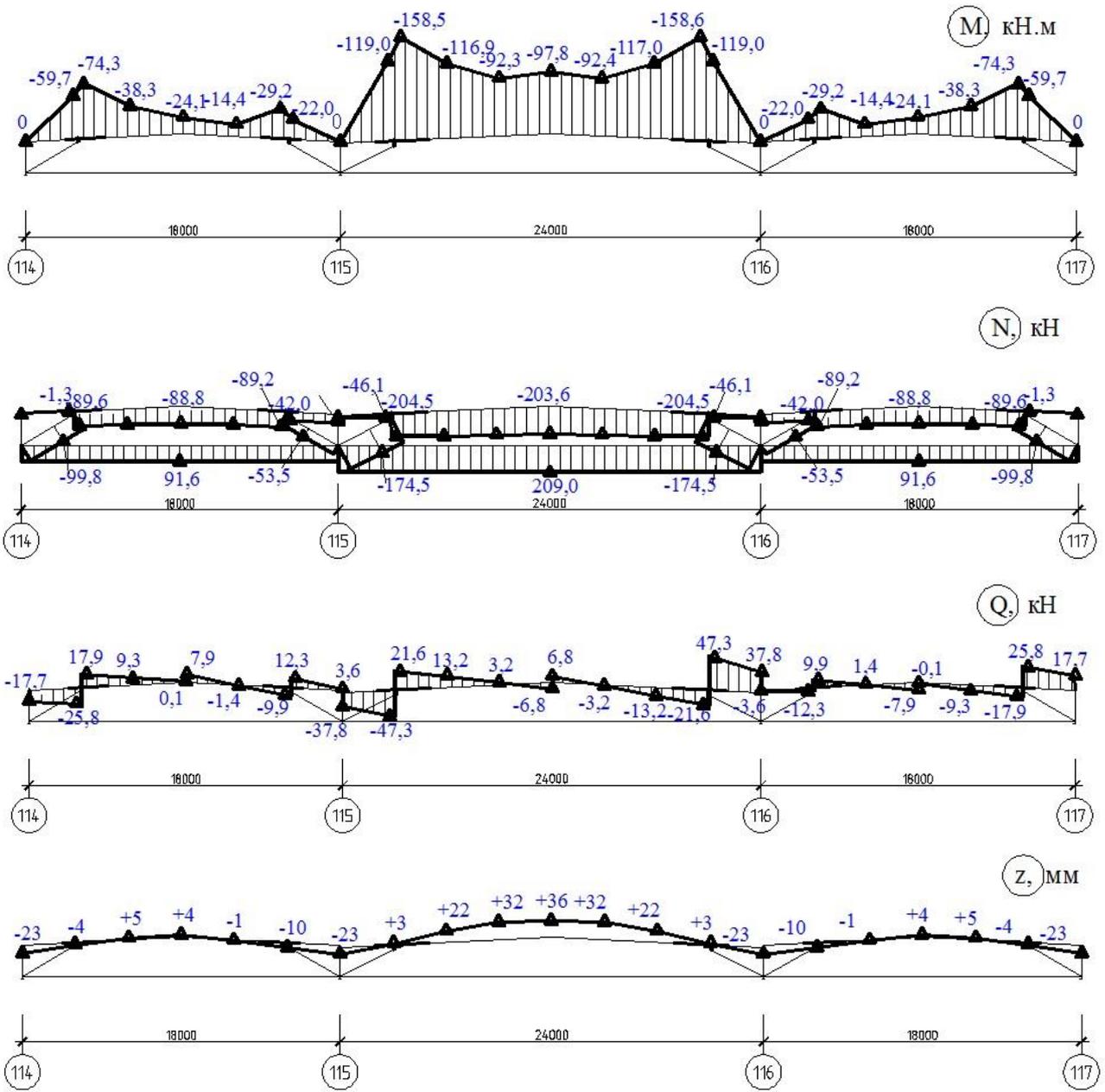


Рис. 3.26 – Усилия и перемещения на этапе предварительного напряжения затяжки в среднем пролете

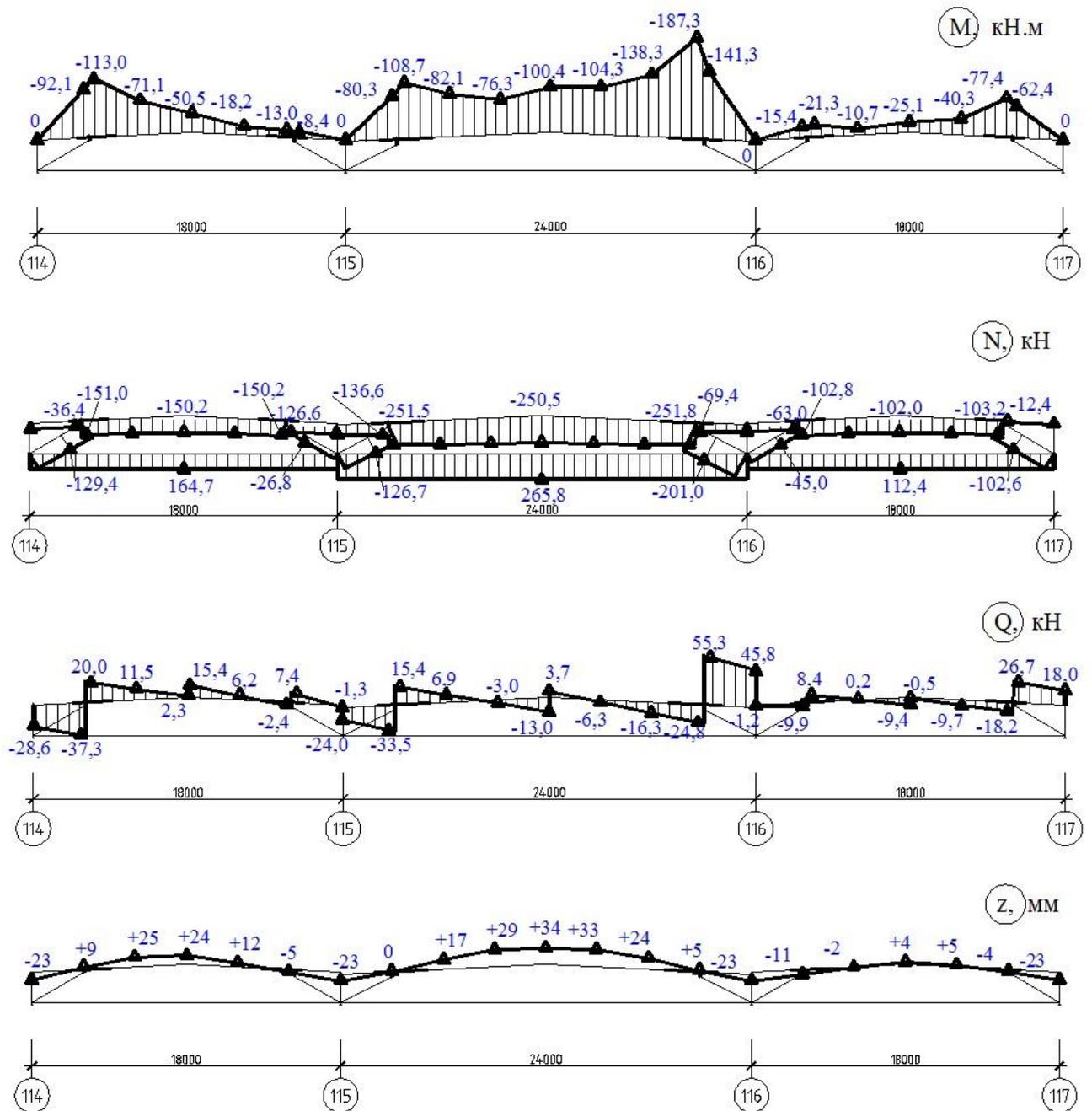


Рис. 3.27 – Усилия и перемещения на этапе предварительного напряжения затяжки в левом пролете

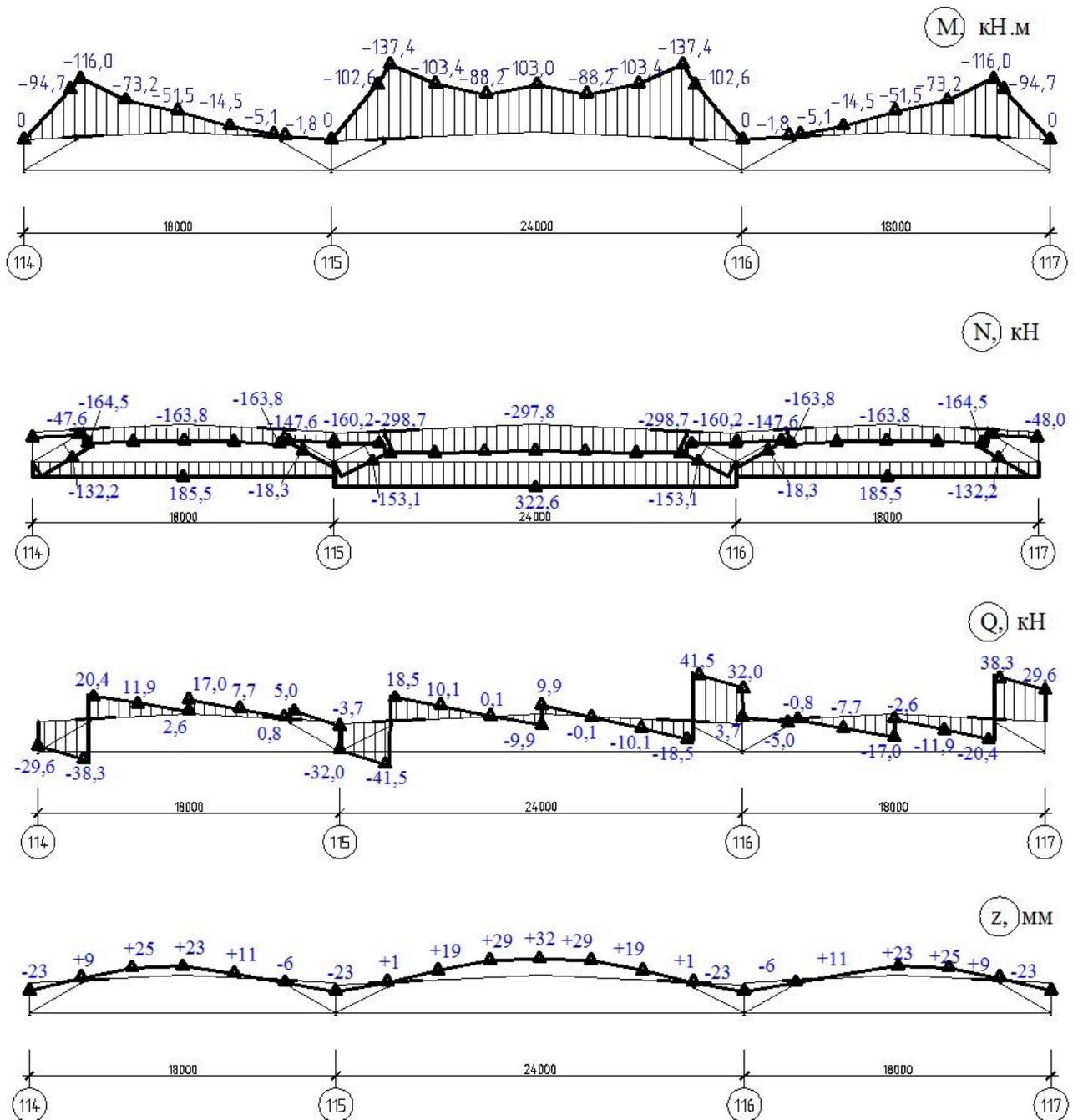
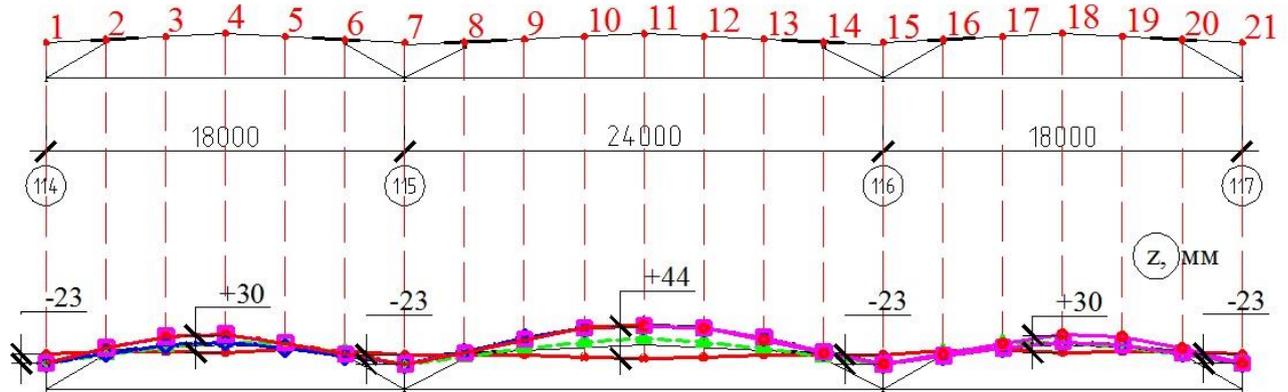


Рис. 3.28 – Усилия и перемещения на этапе предварительного напряжения затяжки в правом пролете (заключительный этап предварительного напряжения)

Общая картина деформирования балочных конструкций при поэтапном предварительном напряжении приведена на рис. 3.29.



Узлы	Перемещения z, мм																				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
C1	0	-2	-6	-7	-3	0	0	-2	-6	-10	-12	-10	-6	-2	0	0	-3	-7	-6	-2	0
C2	-23	-10	-1	6	8	-1	-23	-8	1	5	6	5	1	-8	-23	-1	8	6	-1	-10	-23
C3	-23	-4	5	4	-1	-10	-23	3	22	32	36	32	22	3	-23	-10	-1	4	5	-4	-23
C4	-23	9	25	24	12	-5	-23	0	17	29	34	33	24	5	-23	-11	-2	4	5	-4	-23
C5	-23	9	25	23	11	-6	-23	1	19	29	32	29	19	1	-23	-6	11	23	25	9	-23

—●— - перемещения от собственного веса конструкций (C1); —▲— - ПН надколонников (C2);
—◆— - ПН затяжки в среднем пролете (C3); —■— - ПН в левом пролете (C4); —●— - ПН в правом пролете (C5)

Рис. 3.29 – Сопоставление вертикальных перемещений в балочных конструкциях при этапах предварительного напряжения

Из схемы деформирования видно, что в результате предварительного напряжения системы узлы надколонников (точки 1, 7, 15, 21) опустились на 23 мм, узлы в коньках 18-метровых пролетов (точки 4 и 18) поднялись на 30 мм, а коньковый узел 24-метрового пролета (т. 11) поднялся на 44 мм.

3.2.5 Результаты численных исследований работы балочных конструкций в ходе эксперимента

Результаты численного моделирования этапов нагружения и разгрузки в ходе натурного эксперимента представлены на рис. 3.30 ÷ 3.37.

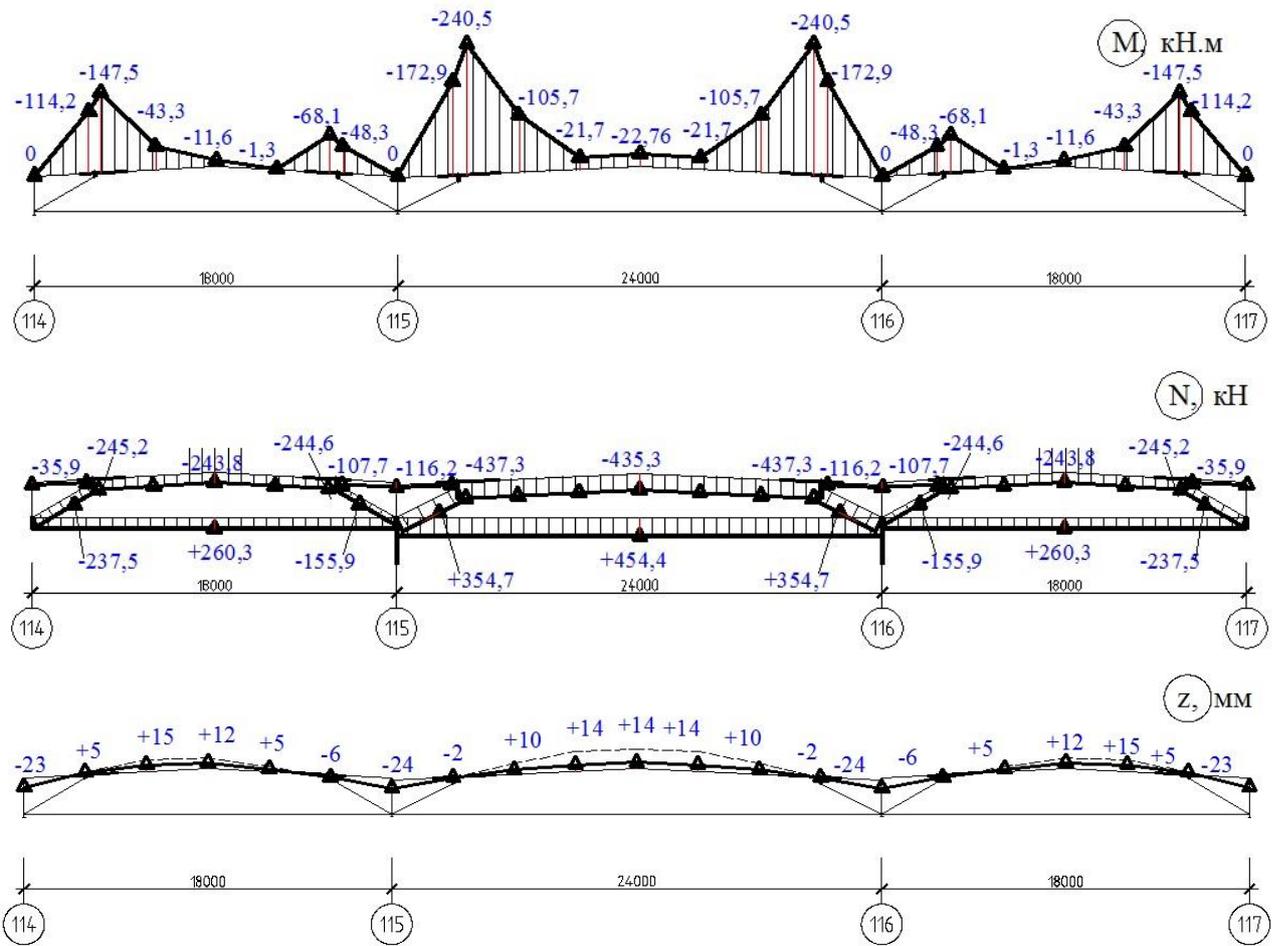


Рис. 3.30 – Усилия и перемещения на ступени нагружения 1

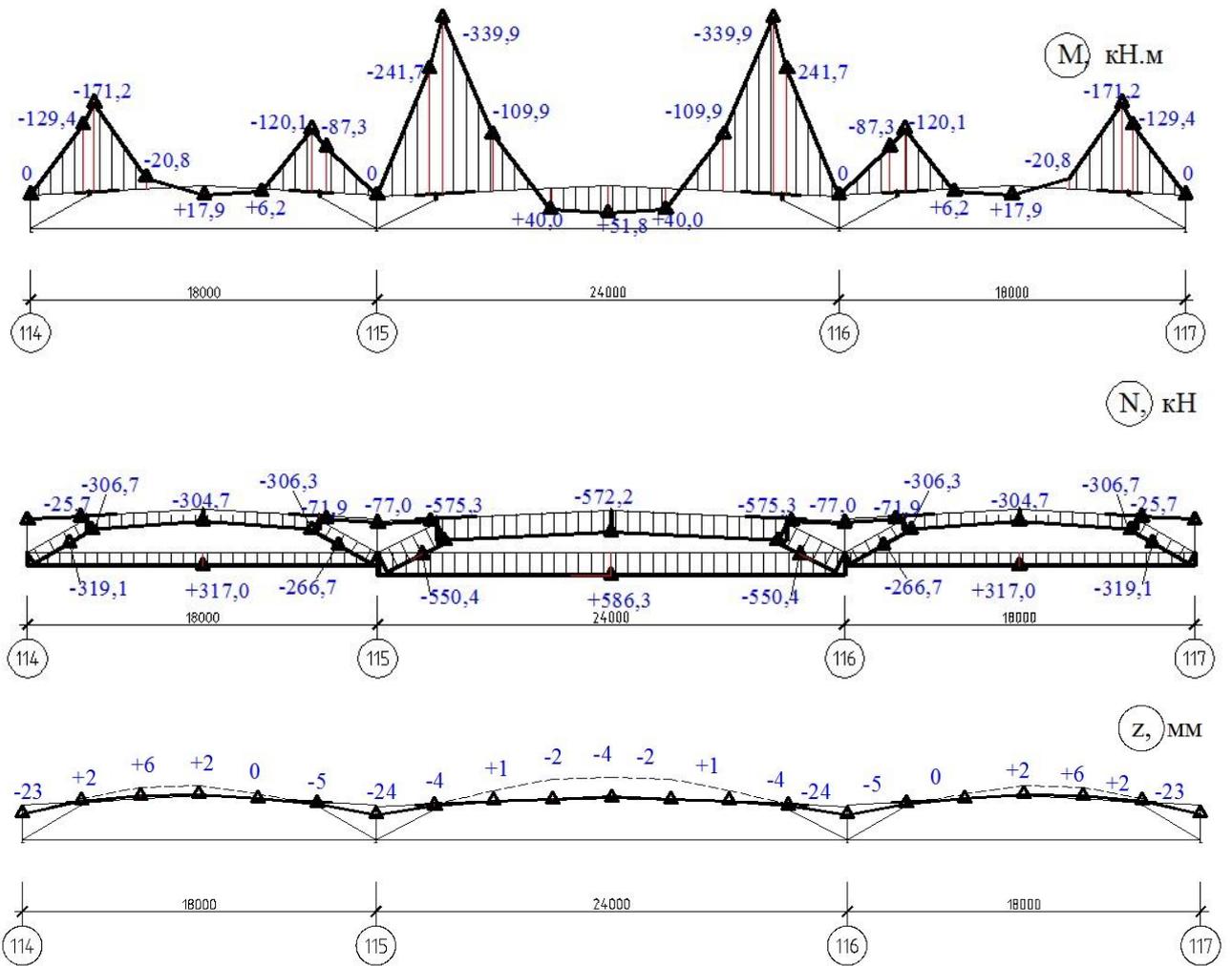


Рис. 3.31 – Усилия и перемещения на ступени нагружения 2

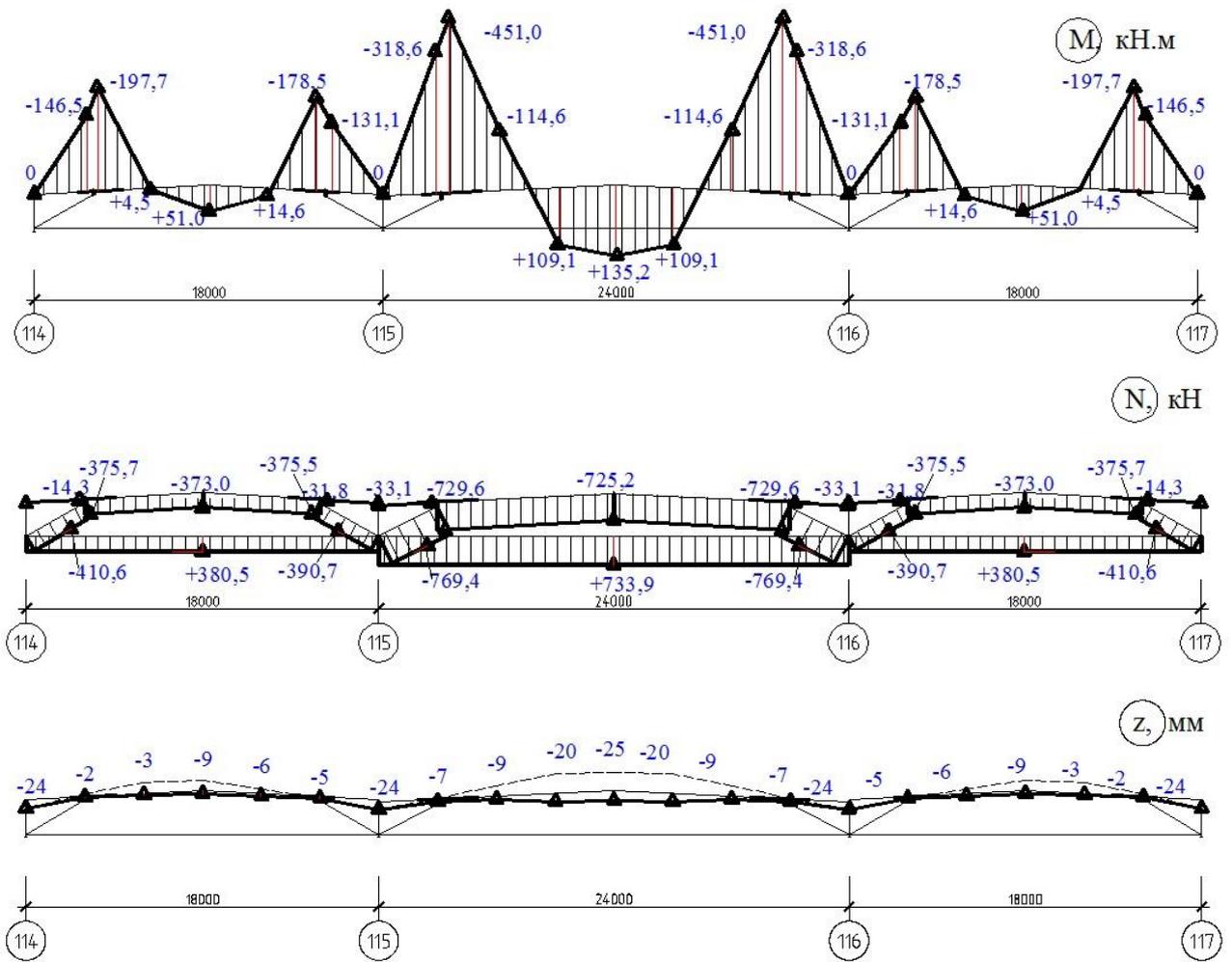


Рис. 3.32 – Усилия и перемещения на ступени нагружения 3

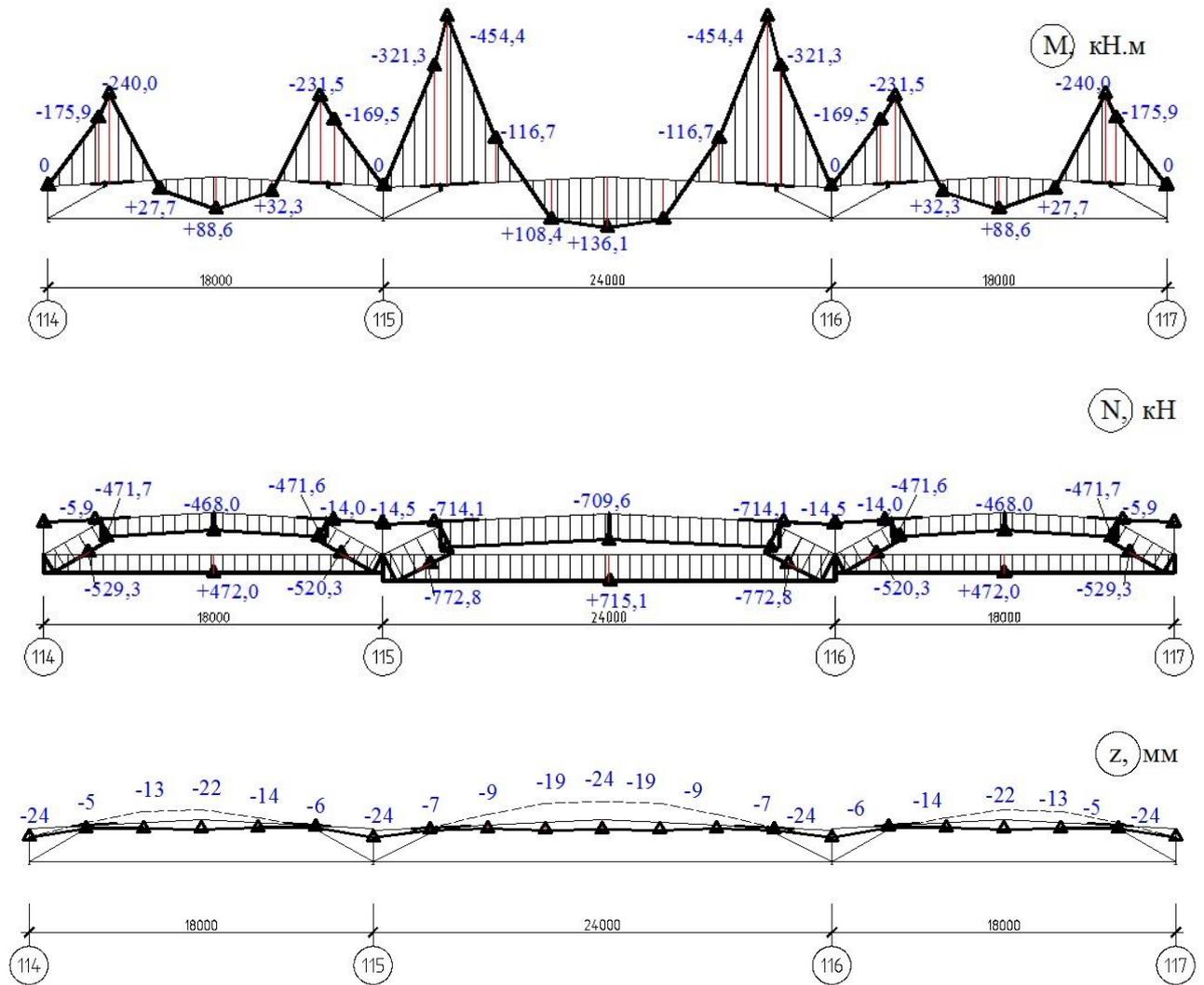


Рис. 3.33 – Усилия и перемещения на ступени нагружения 4

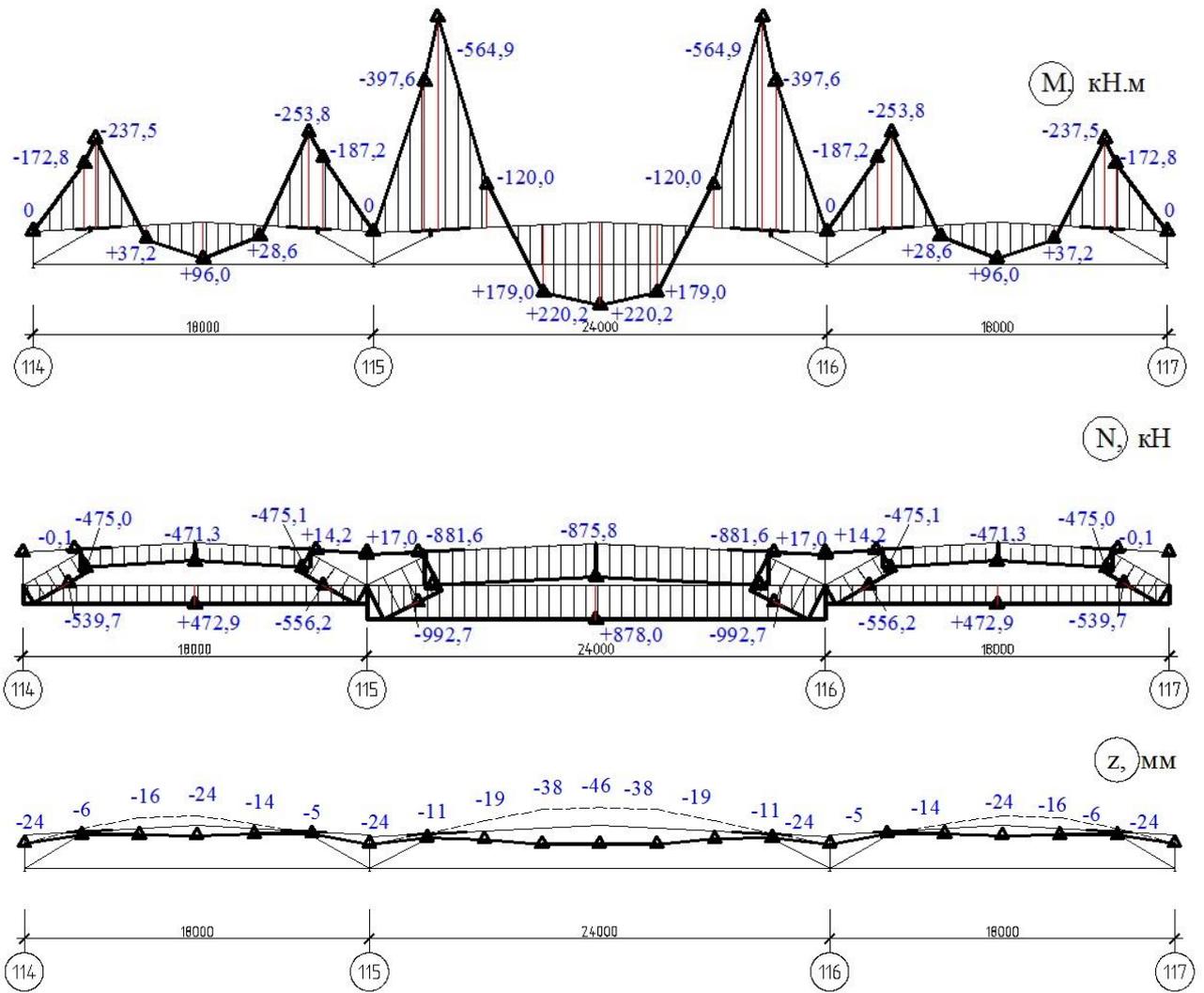


Рис. 3.34 – Усилия и перемещения на ступени нагружения 5 (полная нагрузка)

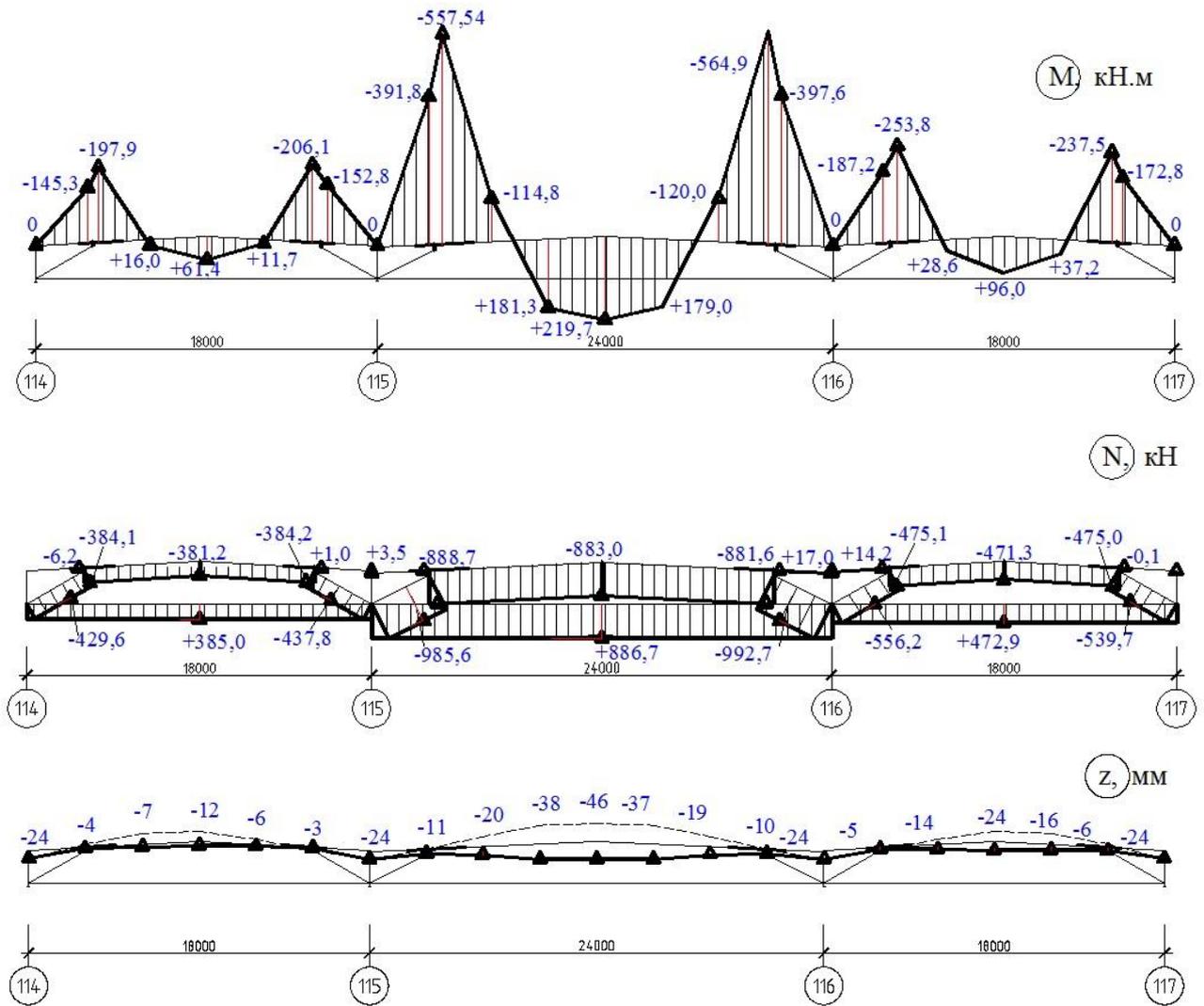


Рис. 3.35 – Усилия и перемещения на этапе разгрузки 1

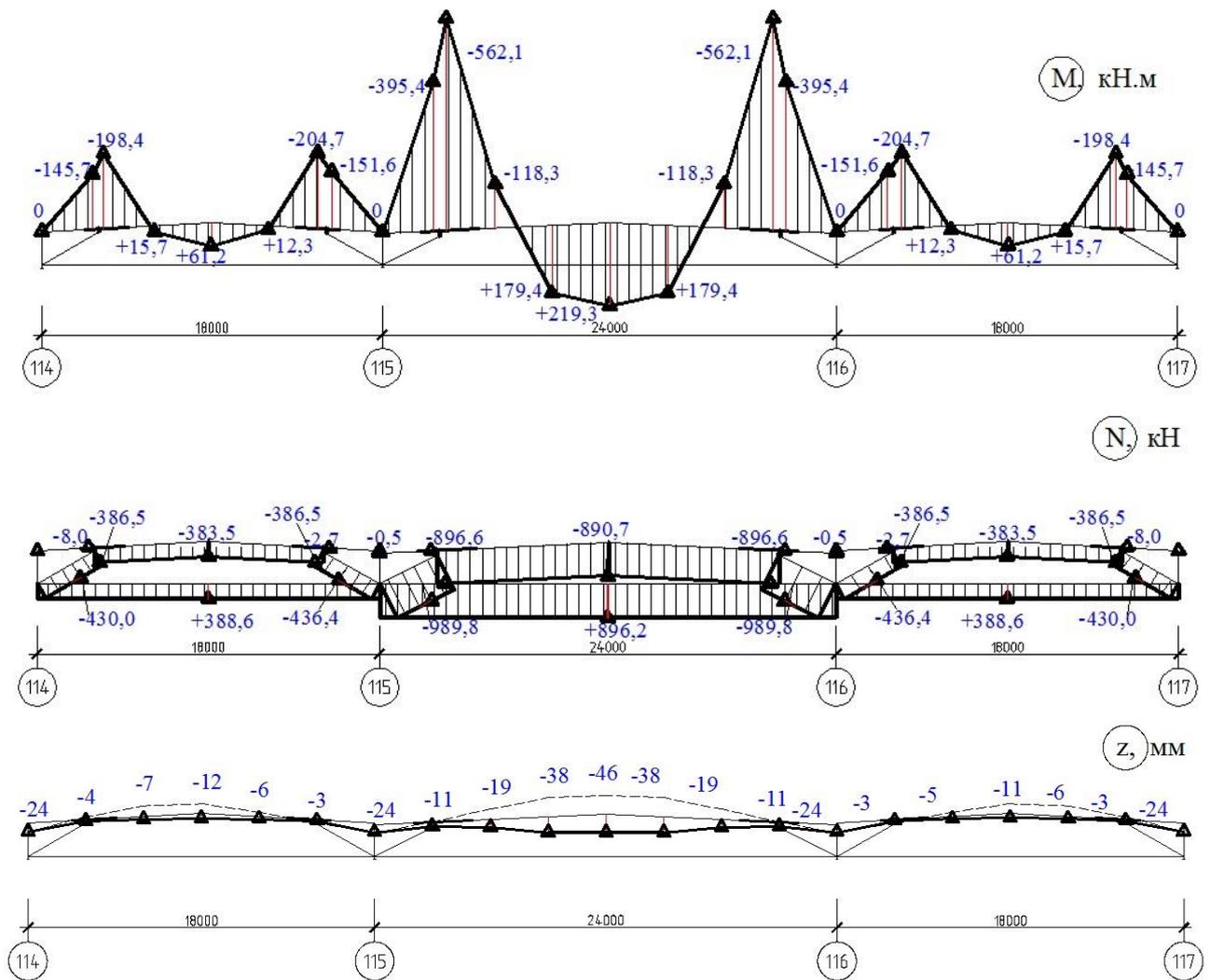


Рис. 3.36 – Усилия и перемещения на этапе разгрузки 2

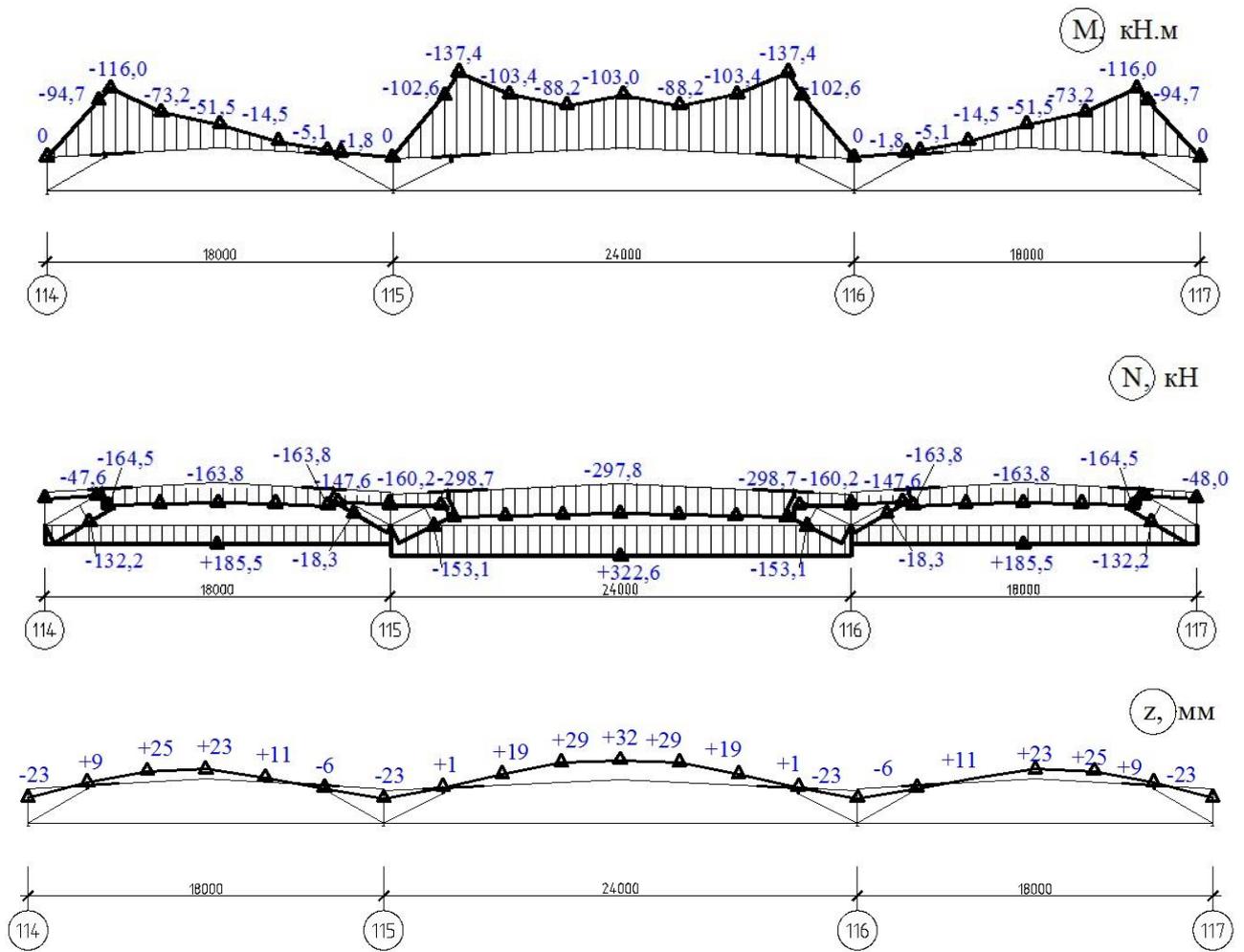
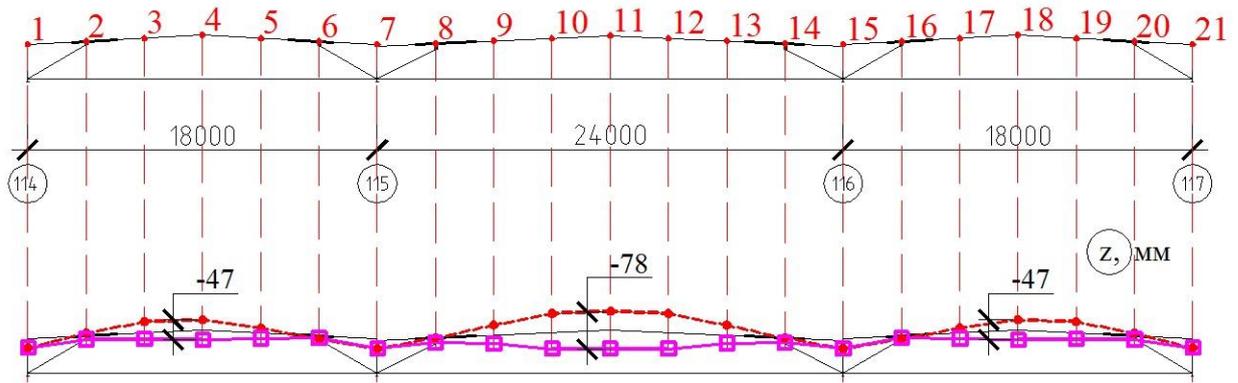


Рис. 3.37 – Усилия и перемещения на этапе разгрузки 3 (полная разгрузка)

Итоговое изменение деформированного состояния балочных конструкций в процессе нагружения приведено на рис. 3.38



Перемещения z , мм

Узлы	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Ст.0	-23	9	25	23	11	-6	-23	1	19	29	32	29	19	1	-23	-6	11	23	25	9	-23
Ст.5	-24	-6	-16	-24	-14	-5	-24	-11	-19	-38	-46	-38	-19	-11	-24	-5	-14	-24	-16	-6	-24

—•— - деформированная схема конструкции до нагружения (Ст.0); —■— - деформированная схема конструкции при полной экспериментальной нагрузке (Ст.5)

Рис. 3.38 –Вертикальные перемещения в балочных конструкциях до и после нагружения экспериментальной нагрузкой

Для сопоставления теоретических и экспериментальных значений НДС системы ниже приведены значения усилий в контрольных сечениях балочной конструкции пролетом 18 м (табл. 3.11) и перемещения в контрольных точках левого и среднего пролетов рамы (табл. 3.12). Схемы сечений для контроля напряжений и точек контроля деформаций приведены на рис. 3.39.

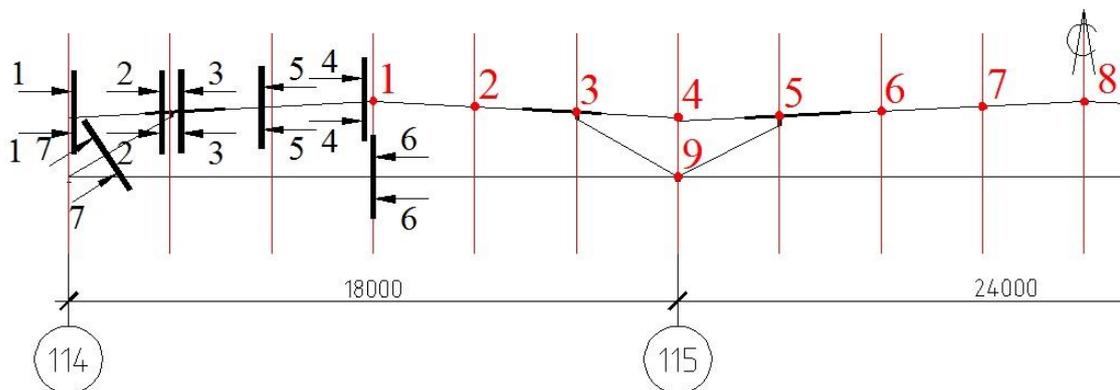


Рис. 3.39 – Схема сечений контроля напряжений и точек контроля деформаций

Таблица 3.11 - Внутренние усилия в сечениях для контроля напряжений

Ступень	Усилие	Сечения элементов						
		1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
1	$N, \text{кН}$	-35,9	-35,8	-245,3	-243,9	-245,2	+260,4	-237,8
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-114,2	-145,6	-11,6	-43,4	0	0
2	$N, \text{кН}$	-25,7	-25,6	-306,8	-304,8	-306,7	+317,0	-319,4
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-129,5	-171,2	+17,9	-20,8	0	0
3	$N, \text{кН}$	-14,3	-142,1	-375,7	-372,9	-375,6	+380,5	-410,9
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-146,5	-197,7	+51,0	+4,5	0	0
4	$N, \text{кН}$	-5,9	-5,8	-471,6	-468,0	-471,5	+472,0	-529,6
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-175,9	-240,0	+88,6	+27,7	0	0
5	$N, \text{кН}$	-0,1	0	-474,9	-471,2	-474,8	+472,8	-540,0
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-172,8	-237,5	+96,1	+37,2	0	0
1*	$N, \text{кН}$	-6,1	-6,0	-384,1	-381,1	-384,0	+385,0	-429,8
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-145,2	-197,9	+61,4	+16,0	0	0
2*	$N, \text{кН}$	-8,1	-8,0	-386,4	-383,5	-386,3	+388,5	-430,3
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-145,7	-198,4	+61,2	+15,7	0	0
3*	$N, \text{кН}$	-47,5	-47,4	-167,6	-167,0	-167,5	+188,3	-136,2
	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	-94,0	-116,8	-47,4	-69,8	0	0

Таблица 3.12 - Теоретические перемещения в точках контроля деформаций

Ступень	Перемещения z , мм								
	т. 1	т. 2	т. 3	т. 4	т. 5	т. 6	т. 7	т. 8	т. 9
1	12	5	-6	-24	-2	10	14	14	0
2	2	0	-5	-24	-4	1	-2	-4	-1
3	-9	-6	-5	-24	-7	-9	-20	-25	-1
4	-22	-14	-6	-24	-7	-9	-19	-24	-1
5	-24	-14	-5	-24	-11	-19	-38	-46	-1
1*	-12	-6	-3	-24	-11	-20	-38	-46	-1
2*	-12	-6	-3	-24	-11	-19	-38	-46	-1
3*	23	11	-6	-23	1	19	29	32	0

3.2.6 Результаты численных исследований работы конструкций на эксплуатационные нагрузки

Результаты численного моделирования работы конструкций при эксплуатационных воздействиях представлены на рис. 3.40.

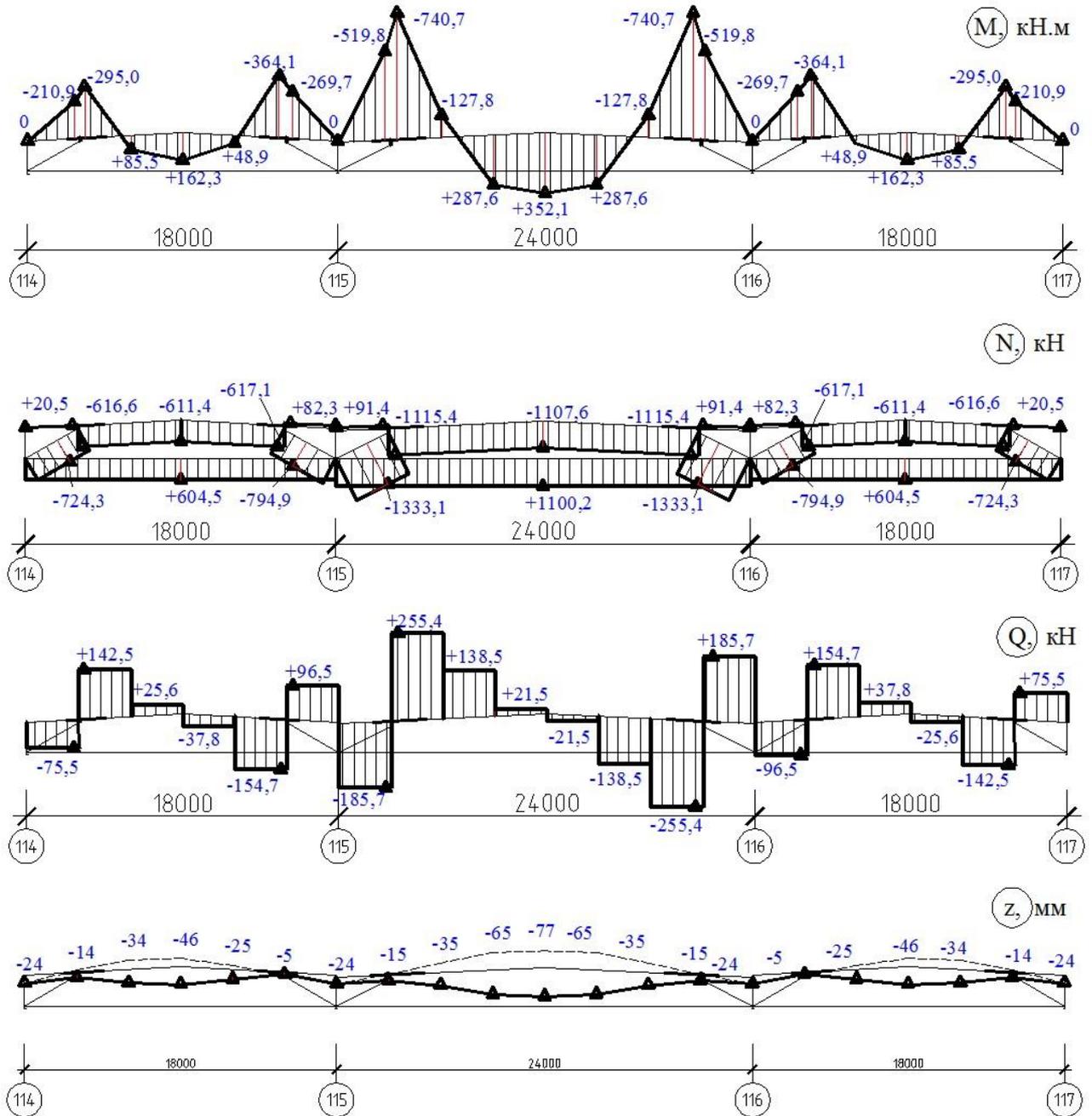


Рис. 3.40 – Усилия и перемещения при эксплуатационных воздействиях

Проверка сечений по предельным состояниям I группы приведена в табл. 3.13.

Таблица 3.13 – Проверка сечений элементов стропильных конструкций

Сечение	Условие	Балочная конструкция $L=18$ м	Балочная конструкция $L=24$ м
1-1	$\sigma_x = \frac{N_1}{\varphi_e A_1} \leq R_y \gamma_c, \text{ МПа}$	233,4 < 315	262,5 < 315
	$\sigma_y = \frac{N_1}{c \varphi_y A_1} \leq R_y \gamma_c, \text{ МПа}$	222,9 < 315	276,1 < 315
2-2	$\left(\frac{N_2}{A_2 R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_2}{c_x W_{x2} R_y \gamma_c} \leq 1$	0,75 < 1	0,79 < 1
	$\tau = \frac{Q_r}{h_2 \cdot s} \leq 0,5 R_s \gamma_c, \text{ МПа}$	54,6 < 91	47,8 < 91
2'-2'	$\tau = \frac{Q_l}{h_2 \cdot s} \leq R_s \gamma_c, \text{ МПа}$	34,1 < 182	34,7 < 182
	$\sigma = \frac{M_2}{W_2} \leq R_y \gamma_c, \text{ МПа}$	166,7 < 315	158,3 < 315
	$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c, \text{ МПа}$	232,6 < 363	233,6 < 363
3-3	$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ МПа}$	257,5 < 315	239,2 < 315
	$\lambda \leq \lambda_u$	76 < 131	45 < 134
4-4	$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ МПа}$	75,1 < 315	72,6 < 315
5-5	$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ МПа}$	173 < 315	167,6 < 315
Примечание – Номера сечений приняты по алгоритму расчета балочной конструкции покрытия с подкосами и затяжкой (п. 2.2.5).			

Вертикальные прогибы стропильных конструкций от нормативной нагрузки составили $f(z)=24$ мм в пролете 18 м, $f(z)=46$ мм в пролете 24 м, что

меньше предельных значений, соответственно $f_u=18000/233=77$ мм и $f_u=24000/250=96$ мм.

Горизонтальные перемещения каркаса составили $f(x)=26$ мм, что меньше допустимых перемещений $f_u=9000/167=54$ мм.

3.2.7 Сопоставительный анализ влияния силовых факторов на работу балочных конструкций в составе каркаса

В ходе исследования работы балочных конструкций в составе каркаса выявлялись значимые факторы НДС системы с целью определения унифицированной расчетной модели новой конструкции покрытия [42].

Проведена оценка влияния следующих факторов на работу системы:

- изменение величины предварительного напряжения конструкций на ± 10 %;
- нагрев настила покрытия на стадии испытаний на расчетные температурные воздействия для теплого периода года;
- неравномерная осадка фундаментов на величину предельной разности осадок под крайней и средней колоннами (две расчетные ситуации).

Сопоставительный анализ выполнен по величинам нормальных и касательных напряжений в сечениях элементов с учетом вышеуказанных факторов (табл. 3.14).

Таблица 3.14 – Напряжения в сечениях элементов балочных конструкций в составе трехпролетного каркаса

Условие прочности, устойчивости	Напряжения, МПа / Доля использования сечения					
	проектные	с 0,9ПН	с 1,1ПН	$\Delta S_{кр}$	$\Delta S_{ср}$	ΔT
1	2	3	4	5	6	7
1-1						
$\tau = \frac{Q_1}{h_2 \cdot s} \leq R_s \gamma_c$	$\frac{26,5}{0,14}$	$\frac{25,6}{0,14}$	$\frac{27,7}{0,15}$	$\frac{31,2}{0,17}$	$\frac{20,0}{0,11}$	$\frac{22,9}{0,13}$
$\sigma = \frac{M_2}{W_2} \leq R_y \gamma_c$	$\frac{182,3}{0,58}$	$\frac{176,1}{0,56}$	$\frac{188,5}{0,60}$	$\frac{153,2}{0,49}$	$\frac{224,8}{\mathbf{0,71}}$	$\frac{205,9}{\mathbf{0,65}}$
$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c$	$\frac{188,0}{0,52}$	$\frac{181,6}{0,50}$	$\frac{194,5}{0,54}$	$\frac{162,5}{0,45}$	$\frac{227,5}{\mathbf{0,63}}$	$\frac{209,7}{0,58}$

Окончание таблицы 3.14

1	2	3	4	5	6	7
2-2						
$\left(\frac{N_2}{A_2 R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_2}{c_x W_{x2} R_y \gamma_c} \leq 1$	<u>195,3</u> 0,62	<u>189,0</u> 0,60	<u>201,6</u> 0,64	<u>167,0</u> 0,53	<u>239,4</u> 0,76	<u>220,5</u> 0,70
$\tau = \frac{Q_r}{h_2 \cdot s} \leq 0,5 R_s \gamma_c$	<u>50,3</u> 0,55	<u>50,1</u> 0,55	<u>50,5</u> 0,55	<u>53,0</u> 0,58	<u>46,6</u> 0,51	<u>48,6</u> 0,53
3-3						
$\sigma_x = \frac{N_1}{\varphi_e A_1} \leq R_y \gamma_c$	<u>233,4</u> 0,74	<u>239,4</u> 0,76	<u>227,5</u> 0,72	<u>252,2</u> 0,80	<u>207,7</u> 0,66	<u>218,1</u> 0,69
$\sigma_y = \frac{N_1}{c \varphi_y A_1} \leq R_y \gamma_c$	<u>222,9</u> 0,71	<u>230,0</u> 0,73	<u>216,1</u> 0,68	<u>245,1</u> 0,78	<u>194,0</u> 0,62	<u>205,3</u> 0,65
4-4						
$\left(\frac{N_2}{A_2 R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_2}{c_x W_{x2} R_y \gamma_c} \leq 1$	<u>236,3</u> 0,75	<u>239,4</u> 0,76	<u>236,3</u> 0,75	<u>267,8</u> 0,85	<u>189,0</u> 0,60	<u>214,0</u> 0,68
$\tau = \frac{Q_r}{h_2 \cdot s} \leq 0,5 R_s \gamma_c$	<u>54,6</u> 0,60	<u>55,1</u> 0,60	<u>54,0</u> 0,59	<u>58,3</u> 0,64	<u>49,1</u> 0,54	<u>2,8</u> 0,03
5-5						
$\tau = \frac{Q_l}{h_2 \cdot s} \leq R_s \gamma_c$	<u>34,1</u> 0,19	<u>34,3</u> 0,19	<u>33,8</u> 0,19	<u>39,6</u> 0,22	<u>25,7</u> 0,14	<u>4,2</u> 0,02
$\sigma = \frac{M_2}{W_2} \leq R_y \gamma_c$	<u>225,0</u> 0,71	<u>226,8</u> 0,72	<u>223,1</u> 0,71	<u>260,2</u> 0,83	<u>171,2</u> 0,54	<u>198,4</u> 0,63
$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c$	<u>232,6</u> 0,64	<u>234,5</u> 0,65	<u>230,7</u> 0,64	<u>269,1</u> 0,74	<u>176,9</u> 0,49	<u>198,5</u> 0,55
6-6						
$\tau = \frac{Q_l}{h_2 \cdot s} \leq R_s \gamma_c$	<u>34,7</u> 0,19	<u>34,3</u> 0,19	<u>35,1</u> 0,19	<u>32,4</u> 0,18	<u>40,3</u> 0,22	<u>34,8</u> 0,19
$\sigma = \frac{M_2}{W_2} \leq R_y \gamma_c$	<u>225,8</u> 0,72	<u>223,3</u> 0,71	<u>228,1</u> 0,72	<u>240,7</u> 0,76	<u>190,1</u> 0,60	<u>225,8</u> 0,72
$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c$	<u>233,6</u> 0,64	<u>231,1</u> 0,64	<u>236,1</u> 0,65	<u>247,1</u> 0,68	<u>202,5</u> 0,56	<u>233,7</u> 0,65
7-7						
$\left(\frac{N_2}{A_2 R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_2}{c_x W_{x2} R_y \gamma_c} \leq 1$	<u>248,9</u> 0,79	<u>245,7</u> 0,78	<u>252,0</u> 0,80	<u>261,5</u> 0,83	<u>211,1</u> 0,67	<u>252,0</u> 0,80
$\tau = \frac{Q_r}{h_2 \cdot s} \leq 0,5 R_s \gamma_c$	<u>47,8</u> 0,52	<u>47,9</u> 0,52	<u>47,6</u> 0,52	<u>46,7</u> 0,51	<u>50,2</u> 0,55	<u>48,3</u> 0,53
8-8						
$\sigma_x = \frac{N_1}{\varphi_e A_1} \leq R_y \gamma_c$	<u>262,5</u> 0,83	<u>265,3</u> 0,84	<u>258,9</u> 0,82	<u>251,7</u> 0,79	<u>281,2</u> 0,89	<u>264,7</u> 0,84
$\sigma_y = \frac{N_1}{c \varphi_y A_1} \leq R_y \gamma_c$	<u>276,1</u> 0,88	<u>281,2</u> 0,89	<u>271,2</u> 0,86	<u>265,1</u> 0,84	<u>298,2</u> 0,95	<u>276,8</u> 0,88

Примечание – Номера сечений приняты по рис. 3.23

Результаты расчета сечений элементов на проектные нагрузки и с учетом дополнительных силовых факторов показали:

– изменение предварительного напряжения в конструкциях на $\pm 10\%$ не приводит к существенным изменениям напряженного состояния системы (максимальный рост напряжений составил $3,2\%$ в сечении 3-3);

– осадка фундамента средней колонны на величину предельной разности осадок приводит к существенному росту напряжений в сечениях 1-1 и 2-2 ($\Delta\sigma_{\max}=23,3\%$);

– осадка фундамента крайней колонны является менее значимым фактором для НДС системы, рост напряжений составляет максимум $13,3\%$ (сечения 4-4 и 5-5);

– нагрев настила покрытия на стадии испытания вызывает рост нормальных напряжений в сечении 1-1 балочной конструкции крайнего пролета на $12,9\%$.

Анализ изменения напряжений в сечениях балочных конструкций пролетами 18 и 24 м, работающих в составе трехпролетного каркаса, позволил заключить следующее:

Несущественное влияние изменения предварительного напряжения на НДС конструкции подтверждает применимость коэффициента надежности для предварительного напряжения $\gamma_f=1,0$.

Система чувствительна к неравномерным осадкам фундаментов, поэтому целесообразно в многопролетных зданиях вместо неразрезного ригеля применять схему с разрезными ригелями (рис. 3.41), данное решение позволяет унифицировать балочные конструкции, упростить их монтаж, при этом не повышает металлоемкость конструкций.

Нагрев конструкций при монтаже не оказывает существенного влияния на НДС системы, за исключением крайнего участка балочной конструкций в крайнем пролете, где при нагреве покрытия наблюдается рост нормальных

напряжений. Данный фактор должен учитываться при сопоставлении экспериментальных и теоретических результатов.

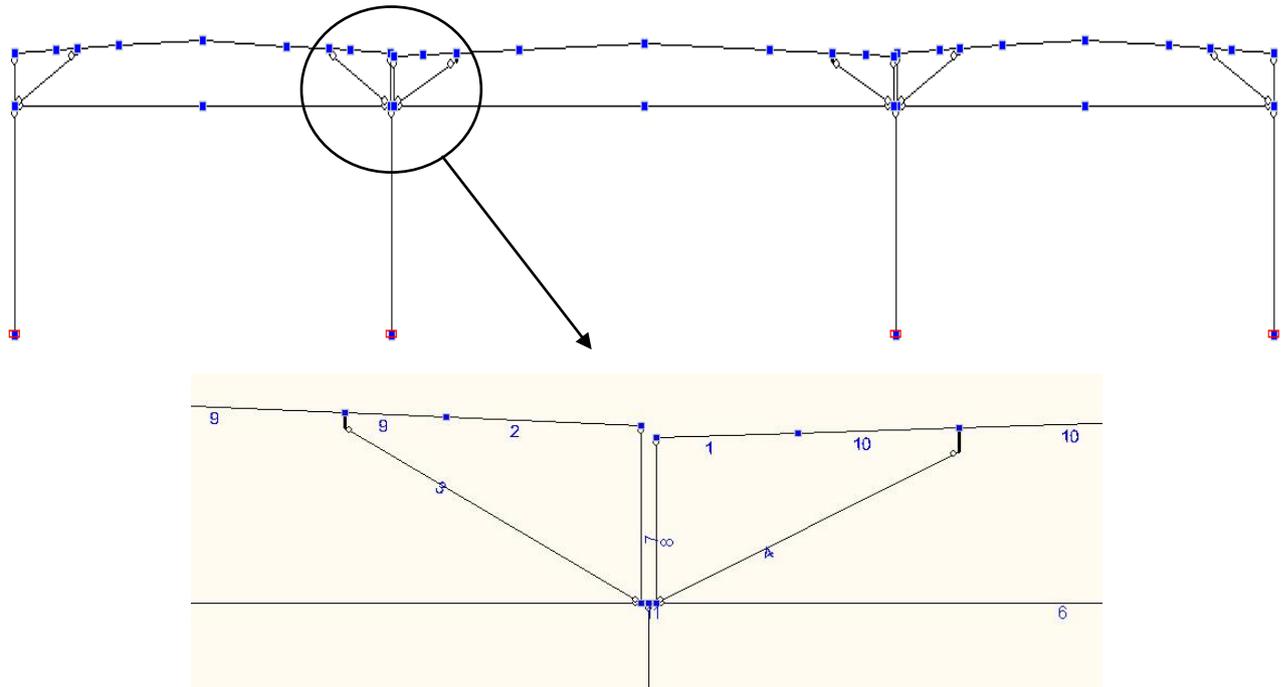


Рис. 3.41 – Усовершенствованная расчетная модель рамы на основании численного анализа

Выводы по разделу 3

Проведен КЭ-анализ работы балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой на примерах моделей пролетом 18 м и реальных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса здания.

Выполнены расчеты в линейной и геометрически нелинейной постановках, на нагрузку в виде системы сосредоточенных сил и эквивалентную равномерно распределенную, а также с учетом стадий монтажа.

Сопоставление результатов расчетов конструкции на нагрузку в виде системы сосредоточенных сил и эквивалентную равномерно распределенную показало существенное влияние поперечных сил на распределение силовых факторов в конструкции ($\Delta > 10\%$).

На основании сравнения результатов линейного и нелинейного расчетов обосновано применение расчетной модели конструкции в линейной постановке, так как приращения изгибающего момента в балке не превысили 10 % и не оказывают существенного влияния на НДС конструкции.

Моделирование процесса монтажа, предварительного напряжения, испытаний ступенями нагружения и разгрузки показало упругий характер работы системы.

Коэффициент запаса общей устойчивости системы составил 1,6, что свидетельствует о необходимом уровне надежности.

На основании численных исследований работы балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса выявлены закономерности изменения НДС новой конструкции при расчетных ситуациях монтажа, испытания и в стадии эксплуатации.

Установлено, что усилия и деформации элементов и узлов системы в 2D и 3D-моделях сопоставимы и при отсутствии локальных воздействий на отдельные элементы каркаса может использоваться плоская модель рамы в линейной постановке.

Неравномерные осадки фундаментов оказывают существенное влияние на НДС системы с неразрезным ригелем, поэтому разрезная схема ригеля для многопролетного здания признана более рациональной.

Для адекватного отображения реальной работы конструкций в расчетной модели должны быть учтены следующие геометрические особенности: переменная жесткость балки, угол наклона подкоса, размер среднего пролета балочной конструкции.

Полученные результаты численных исследований балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса здания в стадиях монтажа и испытания конструкций использованы для сопоставления с экспериментальными результатами.

4 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НОВЫХ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОЛЕТАМИ 18 И 24 М В СОСТАВЕ КАРКАСА

4.1 Планирование натурального эксперимента

4.1.1 Характеристика объекта строительства

Гипермаркет в Заречном микрорайоне г. Тюмени построен по проектной документации, разработанной ЗАО «Сибстройсервис» (г. Тюмень) по заданию ОАО «Партнер-Инвест». В рамках договора на проектные работы от 15.06.2005 г. № 331-05 были выполнены технико-экономическое обоснование и рабочее проектирование конструкций покрытия общей площадью 22,5 тыс. м². В качестве стропильных конструкций в пролетах 18 и 24 м применены балочные конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой (приложение Г).

Изготовление металлоконструкций велось на заводе ООО «Уралстальконструкция» (г. Екатеринбург). Монтаж конструкций осуществлялся тремя специализированными организациями в марте-июле 2006 года (рис. 4.1).



Рис. 4.1 - Строительство здания гипермаркета с применением новых металлических конструкций покрытия (вид на первый и второй блоки)

Натурные испытания балочных конструкций пролетами 18 и 24 м, расположенных по оси «210» в осях «114-116» (рис. 4.2) третьего блока здания, проведены после завершения монтажа каркаса и настила покрытия (рис. 4.3).

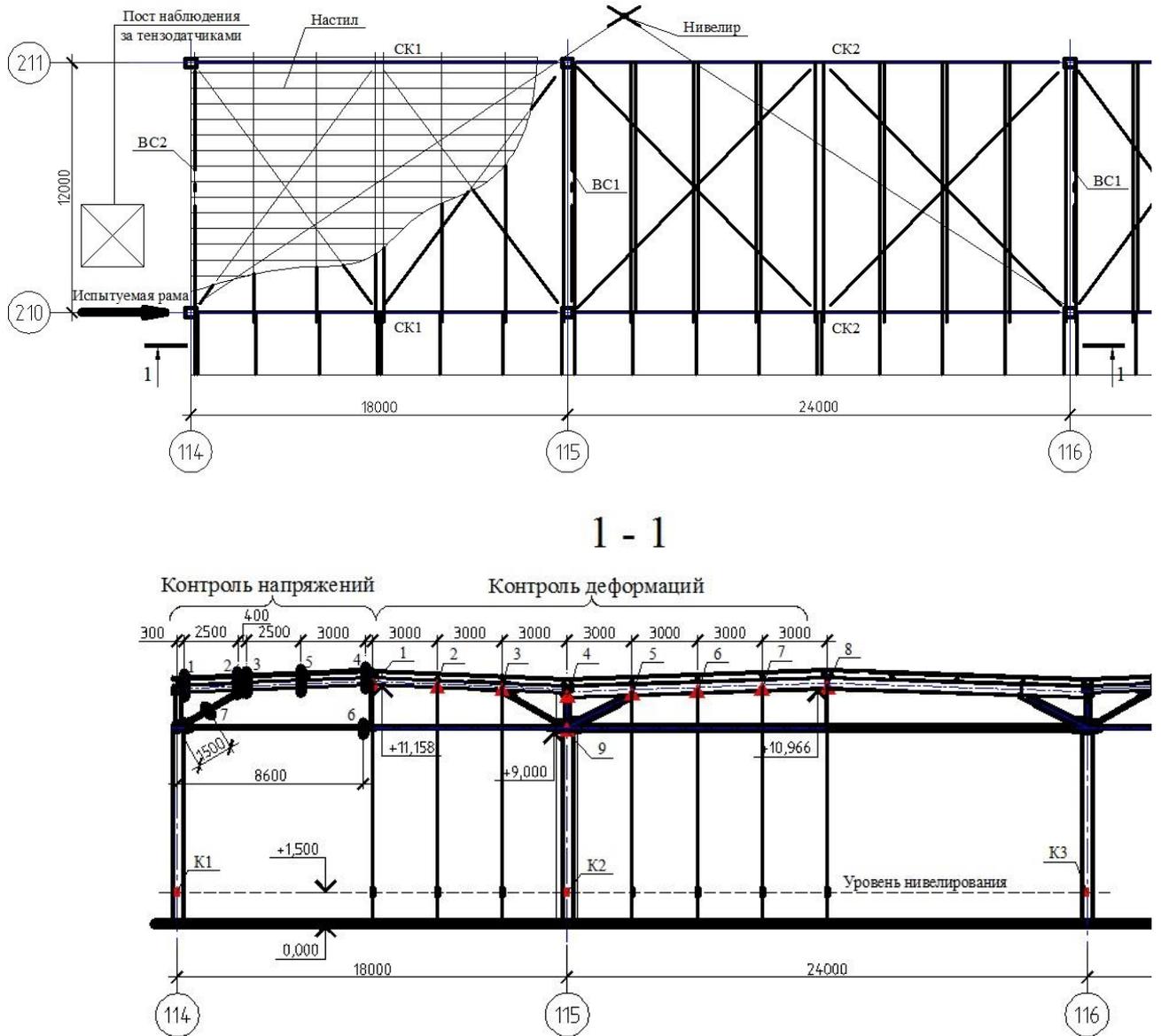


Рис. 4.2 – Схема испытаний балочных конструкций по оси «210»



Рис. 4.3 – Конструкции третьего блока здания перед испытанием

4.1.2 Цель и задачи эксперимента

Для экспериментальной оценки надежности конструкций были проведены натурные испытания нагрузкой с контролем напряженно-деформированного состояния.

Цель эксперимента – изучение работы новых балочных конструкций переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м в составе трехпролетного покрытия с оценкой НДС на стадиях предварительного напряжения и статического нагружения.

Задачи экспериментального исследования:

- проверить действительную работу балочных конструкций покрытия в процессе предварительного напряжения и при статическом нагружении, моделирующем эксплуатационную нагрузку;
- экспериментально определить степень влияния на НДС балочных конструкций их работы в составе пространственной системы.

4.1.3 Приборы и оборудование

Изменение напряженного состояния конструкции в ходе эксперимента фиксировалось с помощью тензометрической аппаратуры с контролем относительных деформаций посредством системы АИД-4 (рис. 4.4).



Рис. 4.4 – Оборудование для регистрации относительных деформаций

В качестве первичных преобразователей относительных деформаций использованы 36 электрических проволочных тензотратора с базой 10 мм, прошедших предварительную тарировку с помощью тарировочной балочки равного сопротивления (рис. 4.5).

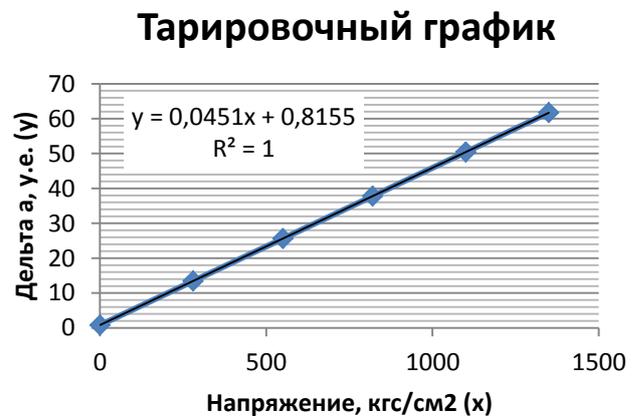
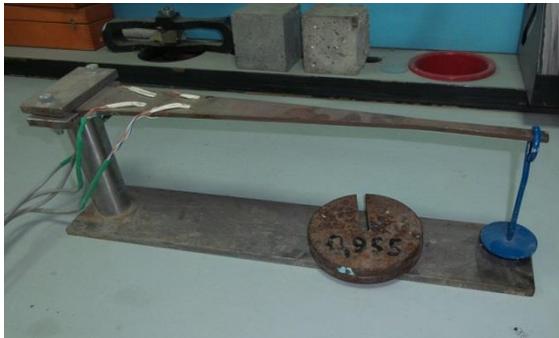


Рис. 4.5 - Тарировка тензотрических проволочных преобразователей

Тензотратораы наклеивались в пяти сечениях по длине балки, а также в сечениях подкоса и затяжки конструкции крайнего 18-метрового пролета (рис. 4.6, 4.7). Контрольный тензотратора, фиксирующий температурные изменения окружающей среды, был наклеен на металлическую пластину, размещенную в уровне стропильных конструкций на оголовке колонны.

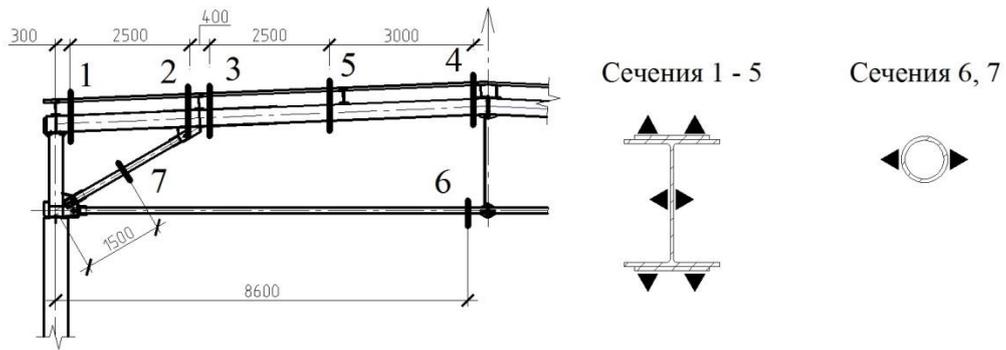


Рис. 4.6 – Схема размещения тензометрических преобразователей

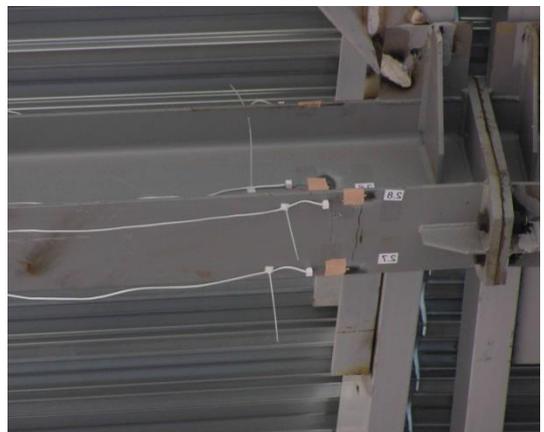


Рис. 4.7 - Тензометрические преобразователи на испытуемых элементах

Показания с тензометрической аппаратуры снимались на каждой ступени нагружения после выдержки конструкций под нагрузкой не менее 30 мин. Повторный контроль показаний осуществлялся перед началом нагружения следующей ступенью.

Контроль перемещений балок и осадок опор осуществлялся с помощью нивелиров класса точности Н-1 и шкаловых марок, навешиваемых на отвесы, закрепленные на балках и опорах конструкции (рис. 4.8). Результаты нивелирования привязывались к неподвижным точкам (реперам).

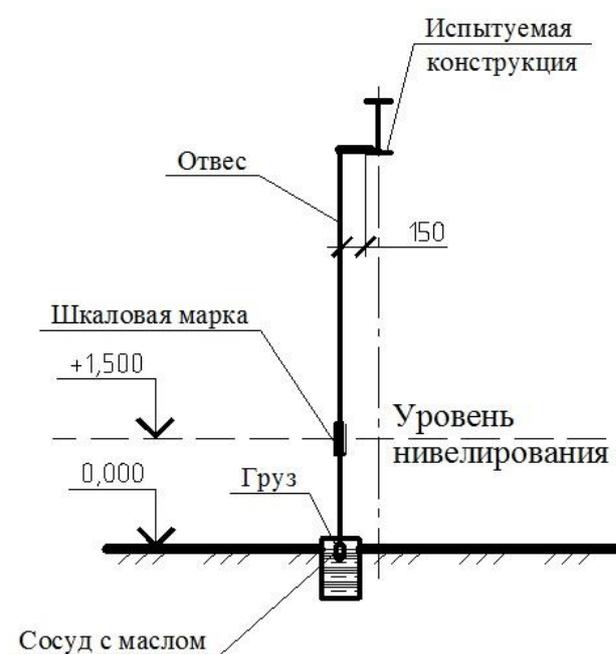


Рис. 4.8 – Размещение шкаловых марок для контроля вертикальных перемещений

4.1.4 Стадии нагружения

Испытания конструкций производились в проектном положении с нагружением ступенями по 25% от нормативной величины нагрузки, которая составила 24,8 кН/м (без учета собственного веса конструкций), в два этапа. На первом этапе производилось равномерное ($\Delta_{\max}=8,7\%$) нагружение конструкций во всех пролетах в три ступени до 75% нормативной величины нагрузки ($q=18,3$ кН/м). На втором этапе проводилось симметричное нагружение крайних пролетов до 100% нормативной величины нагрузки (4 ступень нагружения), а затем нагружение среднего пролета до 100% экспериментальной нагрузки (5 ступень – полная нагрузка).

Разгружение пролетов проводилось в три ступени: сначала 25% нагрузки было снято с левого пролета, на следующей ступени 25% нагрузки было снято с правого пролета, и на третьей ступени разгрузки было проведено полное снятие экспериментальной нагрузки.

Данная схема нагружения–разгрузки позволила оценить работу трехпролетной конструкции при неравномерном нагружении пролетов:

- с максимальной нагрузкой в среднем пролете;
- с максимальной нагрузкой в крайних пролетах;
- с максимальной нагрузкой в одном крайнем пролете.

Данные по ступеням нагружения-разгрузки приведены в табл. 4.1.

4.2 Контроль предварительного напряжения конструкций

Предварительное напряжение конструкций выполнялось путем смыкания зазоров в монтажных стыках затяжек и узлах крепления балок к надколонникам. Предварительно зазор фиксировался листовыми прокладками (рис. 3.15).

Предусмотрено последовательное предварительное напряжение конструкций:

- 1) смыкание зазоров в узлах надколонников (рис. 4.9, а);
- 2) стягивание фланцев в затяжке среднего пролета (рис. 4.9, б);

- 3) стягивание фланцев в затяжке левого пролета;
- 4) стягивание фланцев в затяжке правого пролета (заключительный этап предварительного напряжения конструкций).

Таблица 4.1 - Ступени нагружения-разрузки трехпролетной рамы каркаса

№ п/п	Пролет 114-115 (18 м)		Пролет 115-116 (24 м)		Пролет 116-117 (18 м)		Схема нагружения	Δ, %
	Вес грузов, тс	Распределенная нагрузка, кН/м	Вес грузов, тс	Распределенная нагрузка, кН/м	Вес грузов, тс	Распределенная нагрузка, кН/м		
0	0	0	0	0	0	0		
1	11	6,1	14	5,8	11	6,1		4,9
2	20	11,1	28	11,7	20	11,1		5,1
3	30	16,7	44	18,3	30	16,7		8,7
4	42	23,3	44	18,3	42	23,3		
5	44	24,4	60	25,0	44	24,4		2,4
1*	33	18,3	60	25,0	44	24,4		
2*	33	18,3	60	25,0	32	17,8		
3*	0	0	0	0	0	0		

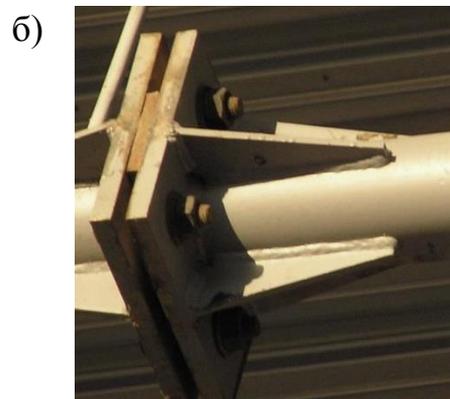


Рис. 4.9 – Монтажные узлы надколонника и затяжки с предварительно фиксируемым зазором

Натяжение болтов во фланцевых соединениях осуществлялось с контролем усилия натяжения по моменту закручивания посредством ключа сигнального типа (рис. 4.10).



Рис. 4.10 – Натяжение болтов в соединении затяжки ключом сигнального типа

В процессе предварительного напряжения контролировался выгиб балок для сопоставления с расчетом и оценки адекватности расчетной схемы и действительной работы конструкций.

Экспериментальные значения вертикальных перемещений в балочных конструкциях при предварительном напряжении представлены в таблице 4.2 и на рис. 4.11.

Таблица 4.2 – Экспериментальные перемещения при предварительном напряжении конструкций, мм

Стадия ПН*	Марки															
	1		2		3		4		5		6		7		8	
	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw
C2	12	12	10	10	-1	-1	-21	-21	-6	-6	7	7	14	14	17	17
C3	-2	10	-8	2	-8	-9	0	-21	11	5	18	25	23	37	26	43
C4	19	29	12	14	4	-5	0	-21	-3	2	-4	21	-2	35	-1	42
C5	0	29	0	14	-1	-6	0	-21	1	3	3	24	0	35	-1	41

*Примечание: C2 – ПН надколонников; C3 – ПН затяжки в среднем пролете; C4 – ПН затяжки в левом пролете; C5 – ПН затяжки в правом пролете

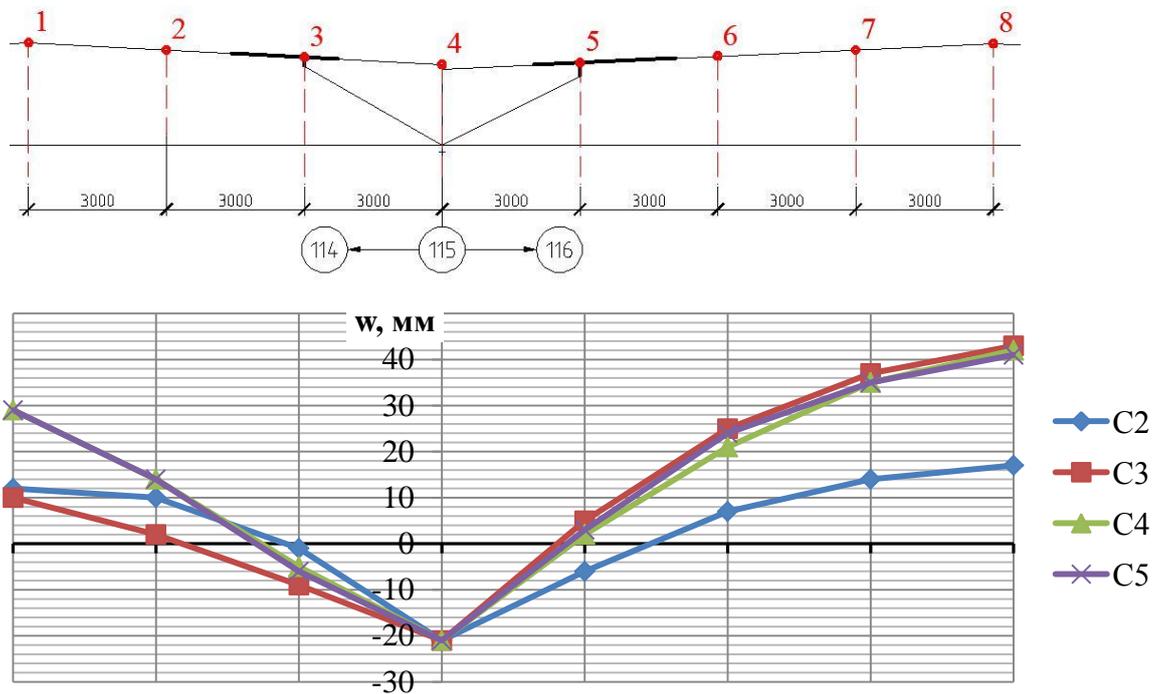


Рис. 4.11 – Вертикальные перемещения при предварительном напряжении конструкций по данным эксперимента

4.3 Описание хода натурального эксперимента

В качестве грузов использовались мешки с цементом номинальным грузом 1000 кг. Мешки грузились с помощью крана на деревянные щиты, установленные в гофры профилированного настила покрытия для предотвращения смятия настила (рис. 4.12).

Конструкции выдерживались под нагрузкой не менее 30 мин. для стабилизации внутренних усилий, затем производилась регистрация контрольных показателей.



Рис. 4.12 - Нагружение конструкций штучным грузом

Хронология экспериментального нагружения и разгрузки конструкций представлена в табл. 4.3.

Таблица 4.3 – Ход эксперимента

Степень	Вес груза степени, тс	Суммарный вес груза на конструкции, тс	Дата	Время
1	36	36	2.06.2006	11 ¹⁵ - 15 ²²
2	32	68		15 ⁵⁶ - 18 ¹⁰
3	36	104		18 ⁵⁵ - 21 ⁰⁹
4	24	128	3.06.2006	8 ⁰⁸ - 9 ²⁹
5	20	148 (max)		10 ⁰⁴ - 10 ⁴⁴
1*	-11	137		13 ⁰⁴ - 14 ⁰⁵
2*	-12	125		14 ²⁵ - 14 ⁵⁶
3*	-125	0		15 ⁰⁰ - 18 ³⁰

4.4 Результаты экспериментальных исследований

Конструкции успешно прошли натурные испытания. Визуальное наблюдение не выявило признаков разрушения ни на одной из ступеней загрузки.

Экспериментальные значения вертикальных перемещений в балочных конструкциях при нагружении представлены в таблице 4.3 и на рис. 4.13.

Таблица 4.3 – Экспериментальные перемещения при нагружении конструкций, мм

Ступень	Марки																							
	К 1		К 2		К 3		1		2		3		4		5		6		7		8		9	
	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw	w	Σw
1	1	1	0	0	1	1	-10	-10	-6	-6	0	0	0	0	-2	-2	-8	-8	-12	-12	-15	-15	0	0
2	-1	0	0	0	-1	0	-9	-19	-4	-10	0	0	0	0	-2	-4	-6	-14	-13	-25	-12	-27	0	0
3	0	0	-1	-1	1	1	-11	-30	-4	-14	2	2	-1	-1	-3	-7	-9	-23	-13	-38	-14	-41	-1	-1
4	0	0	0	-1	0	1	-14	-44	-8	-22	-3	-1	-1	-2	0	-7	0	-23	1	-37	0	-41	-1	-2
5	0	0	0	-1	0	1	-4	-48	-1	-23	-2	-3	0	-2	-4	-11	-9	-32	-15	-52	-16	-57	0	-2
1*	0	0	0	-1	0	1	12	-36	9	-14	0	-3	0	-2	0	-11	0	-32	0	-52	0	-57	0	-2
2*	0	0	0	-1	0	1	0	-36	0	-14	0	-3	0	-2	0	-11	0	-32	-1	-53	-1	-58	0	-2
3*	0	0	1	0	-1	0	34	-2	14	0	1	-2	1	-1	10	-1	30	-2	49	-4	55	-3	2	0

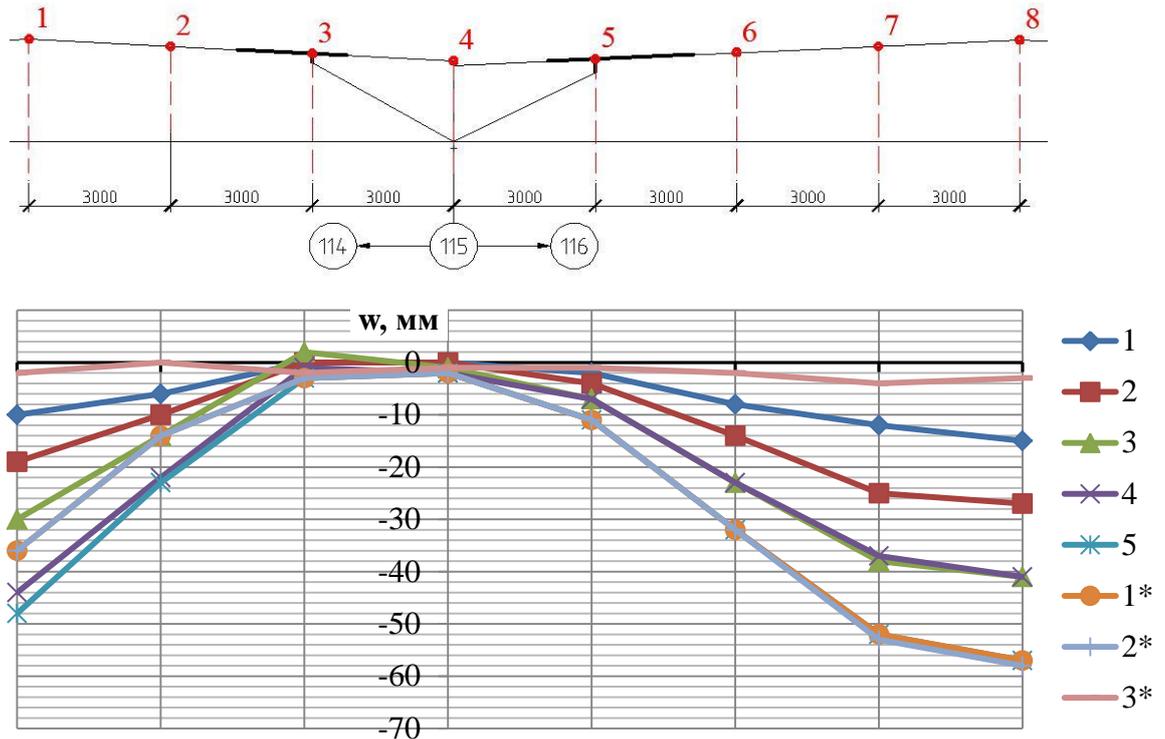


Рис. 4.13 – Вертикальные перемещения при нагружении конструкций по данным эксперимента

Зависимости вертикальных перемещений от нагрузок для марок, размещенных в пролетах 18 и 24 м, представлены на рис. 4.14.

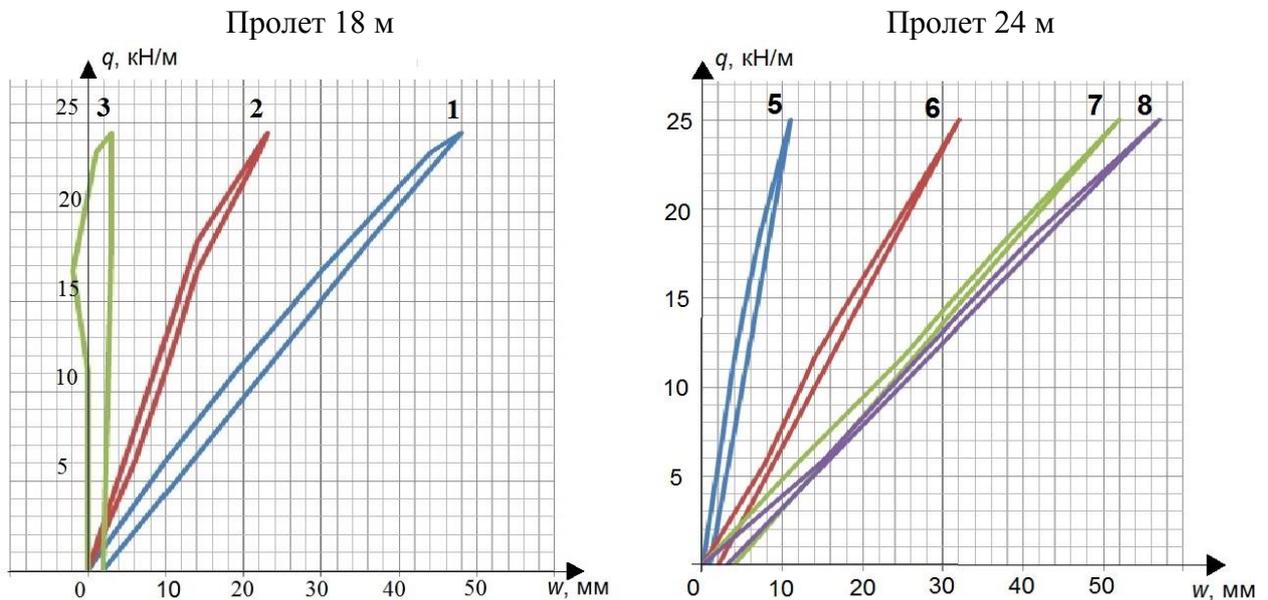


Рис. 4.14 - Зависимость «нагрузка – вертикальные перемещения» для марок, размещенных в пролетах 18 и 24 м

Относительные деформации контролировались в процессе испытаний в семи сечениях посредством 36 электрических тензометров. Маркировка тензометров в сечениях представлена на рис. 4.15.

Регистрация показаний тензометрических преобразователей на ступенях нагружения представлена в табл. 4.4 ÷ 4.9.

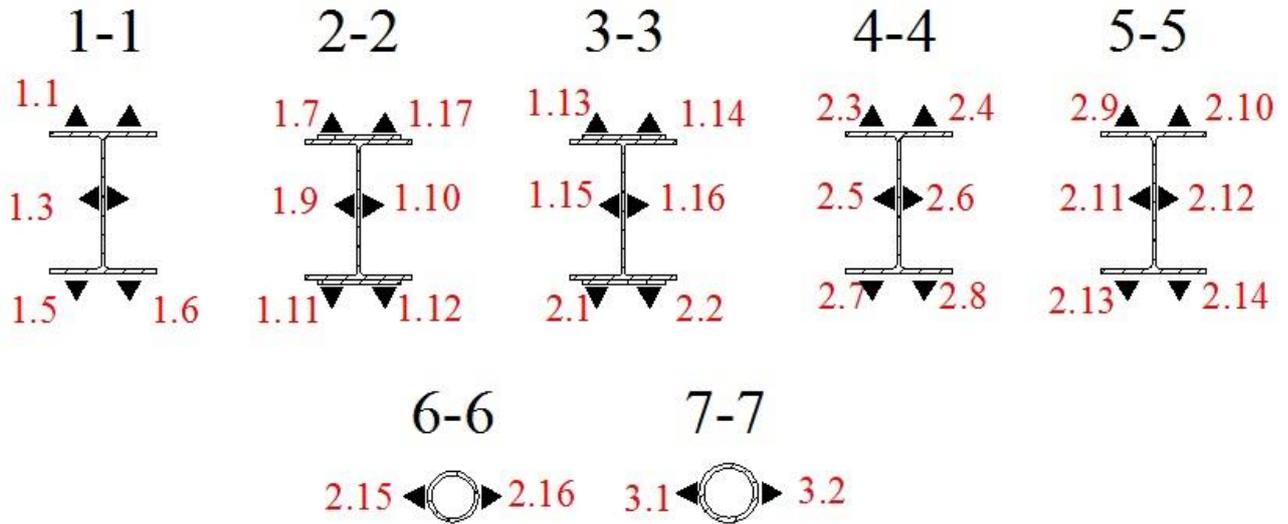


Рис. 4.15 –Сечения с тензометрическими преобразователями

Приращение напряжений в тензодатчиках определялось по тарировочной зависимости, полученной экспериментально:

$$\Delta\sigma_i = -\frac{\Sigma\Delta a_i - 0,8155}{0,451}. \quad (4.1)$$

Величина экспериментальных напряжений определялась как сумма начальных напряжений в конструкции (проектное положение), вычисленных теоретически, и приращения напряжений на ступени нагружения:

$$\sigma_s = \sigma_0 + \Delta\sigma. \quad (4.2)$$

Результаты вычисления приращений напряжений и начальные напряжения приведены в табл. 4.10.

Таблица 4.4 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечении 1-1

Ступени	В.П.						Н.Л.						Н.П.					
	1.1			1.2			1.3			1.4			1.5			1.6		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	395	0	0				325	0	0				450			391		
1	393	-2	-2				324	-1	-1				449	-1	-1	389	-2	-2
2	393	0	-2				324	0	-1				448	0	-2	390	0	-1
3	392	-1	-3				323	0	-2				448	0	-2	388	-1	-3
4	392	0	-3				323	0	-2				447	-1	-3	388	0	-3
5	392	0	-3				322	-1	-3				447	0	-3	388	0	-3
1*	392	0	-3				323	1	-2				447	0	-3	388	0	-3
2*	391	-1	-4				323	0	-2				447	0	-3	389	0	-2
3*	393	2	-2				324	0	-1				448	1	-2	390	1	-1

Таблица 4.5 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечении 2-2

Ступени	В.П.						Н.Л.						Н.П.					
	1,7			1,17			1,9			1,10			1,11			1,12		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	318			392			391			427			448			329		
1	312	-6	-6	388	-4	-4	390	-1	-1	428	1	1	453	5	5	336	7	7
2	307	-5	-11	384	-4	-8	392	2	1	430	2	3	455	3	7	339	4	10
3	306	-1	-12	383	-1	-9	395	2	4	432	1	5	461	5	13	344	5	15
4	295	-11	-23	370	-13	-22	399	5	8	434	2	7	472	11	24	356	12	27
5	294	-1	-24	371	1	-21	387	-12	-4	426	-8	-1	461	-11	13	342	-14	13
1*	301	7	-17	377	5	-15	389	1	-2	425	-1	-2	459	-2	11	339	-3	10
2*	301	0	-17	377	0	-15	389	0	-2	425	0	-2	458	0	10	339	0	10
3*	317	16	-1	391	14	-1	390	1	-1	426	1	-1	446	-13	-2	328	-11	-1

Таблица 4.6 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечении 3-3

Ступени	В.П.						Н.Л.						Н.П.					
	1,13			1,14			1,15			1,16			2,1			2,2		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	340			288			346			316			276			300		
1	335	-5	-5	283	-5	-5	347	1	1	316	0	0	283	7	7	316	16	16
2	330	-5	-10	279	-4	-9	348	2	2	319	3	3	292	9	16	318	2	18
3	326	-4	-14	273	-6	-15	353	5	7	322	4	6	297	5	21	325	7	25
4	317	-9	-23	266	-7	-22	356	2	10	325	2	9	314	17	38	338	13	38
5	317	0	-23	266	0	-22	353	-2	7	324	0	8	316	1	40	338	0	38
1*	327	10	-13	275	9	-13	351	-2	5	323	-1	7	297	-19	21	323	-14	23
2*	327	0	-13	275	1	-13	351	0	5	322	0	6	296	0	20	323	0	23
3*	341	14	1	288	13	0	347	-4	1	317	-5	1	276	-20	0	301	-22	1

Таблица 4.7 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечении 4-4

Ступени	В.П.						Н.Л.						Н.П.					
	2,9			2,10			2,11			2,12			2,13			2,14		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	384			203			286			297			423			298		
1	400	16	16	221	18	18	288	2	2	300	3	3	412	-11	-11	292	-6	-6
2	413	13	29	236	16	33	288	0	2	302	2	5	402	-10	-21	278	-14	-20
3	432	19	48	255	18	52	292	4	6	304	1	7	389	-13	-34	265	-13	-33
4	449	17	65	272	17	69	297	5	11	310	6	13	378	-11	-45	258	-7	-40
5	455	6	71	276	4	73	296	-1	10	307	-4	10	381	3	-42	254	-4	-44
1*	438	-17	54	253	-23	50	293	-2	7	303	-4	6	387	6	-36	260	6	-38
2*	438	0	54	254	1	51	293	0	7	302	-1	5	388	1	-35	261	1	-37
3*	382	-56	-2	201	-53	-2	283	-9	-3	296	-6	-1	424	36	1	299	37	1

Таблица 4.8 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечении 5-5

Ступени	В.П.						Н.Л.						Н.П.					
	2,3			2,4			2,5			2,6			2,7			2,8		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	321			202			483			396			355			392		
1	336	15	15	215	13	13	486	3	3	399	3	3	351	-4	-4	388	-4	-4
2	348	13	27	227	13	25	489	3	6	401	2	5	345	-7	-10	383	-5	-9
3	359	11	38	244	17	42	493	5	10	408	7	12	339	-5	-16	374	-8	-18
4	368	9	47	254	10	52	492	-2	9	410	2	14	330	-9	-25	369	-6	-23
5	377	9	56	261	7	59	491	0	8	411	1	15	324	-7	-31	360	-9	-32
1*	363	-14	42	247	-14	45	490	-1	7	406	-5	10	332	9	-23	371	11	-21
2*	363	0	42	246	0	44	490	0	7	406	0	10	332	0	-23	370	0	-22
3*	319	-44	-2	200	-46	-2	481	-9	-2	396	-11	0	353	22	-2	391	21	-1

Таблица 4.9 - Регистрация показаний тензометрических преобразователей в сечениях 6-6, 7-7

Ступени	сечение 6-6						сечение 7-7					
	2,15			2,16			3,1			3,2		
	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$	a_i	Δa_i	$\Sigma \Delta a_i$
0	490			309			562			488		
1	482	-8	-8	302	-7	-7	574	12	12	501	13	13
2	475	-7	-15	295	-7	-14	582	8	20	509	8	21
3	467	-8	-23	287	-8	-22	594	11	32	518	9	30
4	456	-11	-34	278	-9	-31	615	22	53	536	18	48
5	454	-2	-36	276	-2	-33	491	0	8	411	1	15
1*	468	14	-22	287	11	-22	490	-1	7	406	-5	10
2*	469	2	-21	288	1	-21	490	0	7	406	0	10
3*	489	20	-1	308	20	-1	481	-9	-2	396	-11	0

Таблица 4.10 - Экспериментальные напряжения в сечениях балочной конструкции

Ступень	Начальные напряжения σ_0 , МПа			Приращения напряжений $\Delta\sigma$, МПа в марках тензометров					
	верхний пояс	нейтр. линия	нижний пояс						
Сечение 1-1				1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
1	-6	-6	-6	2		0		1	2
2				2		1		2	1
3				4		2		3	4
4				4		2		5	5
5				5		4		5	4
1*				4		2		4	4
2*				6		2		5	3
3*				2		1		2	1
Сечение 2-2				1.7	1.17	1.9	1.1	1.11	1.12
1	54	-4	-62	12	7	0	-4	-12	-17
2				22	16	-5	-9	-18	-25
3				24	18	-10	-12	-30	-35
4				49	47	-20	-17	-55	-61
5				51	44	6	0	-31	-31
1*				36	32	3	2	-26	-24
2*				35	32	3	2	-25	-23
3*				0	0	1	0	3	1
Сечение 3-3				1.13	1.14	1.15	1.16	2.1	2.2
1	58	-14	-86	9	10	-3	-2	-17	-37
2				20	18	-7	-8	-38	-41
3				29	31	-18	-16	-49	-57
4				49	46	-23	-21	-87	-85
5				49	47	-18	-20	-90	-85
1*				27	28	-13	-17	-48	-53
2*				27	26	-12	-16	-47	-52
3*				-3	-2	-3	-4	-2	-3
Сечение 4-4				2.9	2.1	2.,11	2.12	2.13	2.14
1	26	-20	-67	-38	-41	-7	-9	23	11
2				-67	-76	-7	-14	45	43
3				-109	-116	-16	-17	74	72
4				-146	-154	-26	-31	98	87
5				-159	-163	-23	-23	91	96
1*				-121	-113	-18	-15	78	82
2*				-122	-115	-17	-13	75	80
3*				2	2	4	1	-4	-3
Сечение 5-5				2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8
1	48	-20	-85	-34	-30	-8	-9	6	8
2				-62	-58	-15	-14	21	19
3				-87	-95	-25	-29	33	37
4				-107	-118	-21	-33	53	50
5				-127	-133	-20	-36	68	69
1*				-96	-101	-17	-24	49	45

Окончание таблицы 4.10

Ступе нь	Начальные напряжения σ_0 , МПа			Приращения напряжений $\Delta\sigma$, МПа в марках тензометров					
	верхний пояс	нейтр. линия	нижний пояс						
2*				-95	-100	-17	-25	50	46
3*				2	2	3	-1	2	0
Сечение 6-6				2.15	2.16				
1		54		16	14				
2				32	29				
3				49	46				
4				74	67				
5				79	72				
1*				48	47				
2*				44	45				
3*				0	0				
Сечение 7-7				3.1	3.2				
1		-44		-29	-31				
2				-47	-49				
3				-72	-69				
4				-120	-108				
5				-131	-122				
1*				-94	-89				
2*				-100	-88				
3*				3	-3				

Зависимости относительных деформаций точек сечений от нагрузок представлены на рис. 4.16, 4.17.

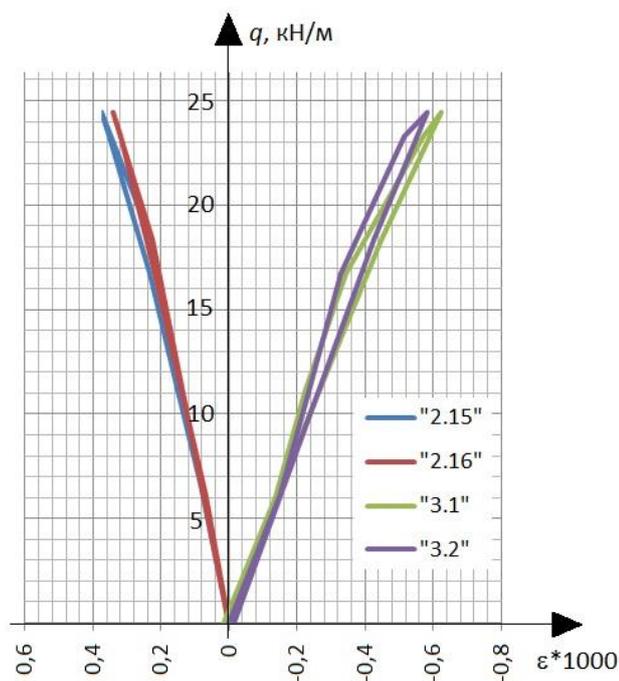


Рис. 4.16 - Зависимость «нагрузка – относительные деформации» для сечений подкоса и затяжки

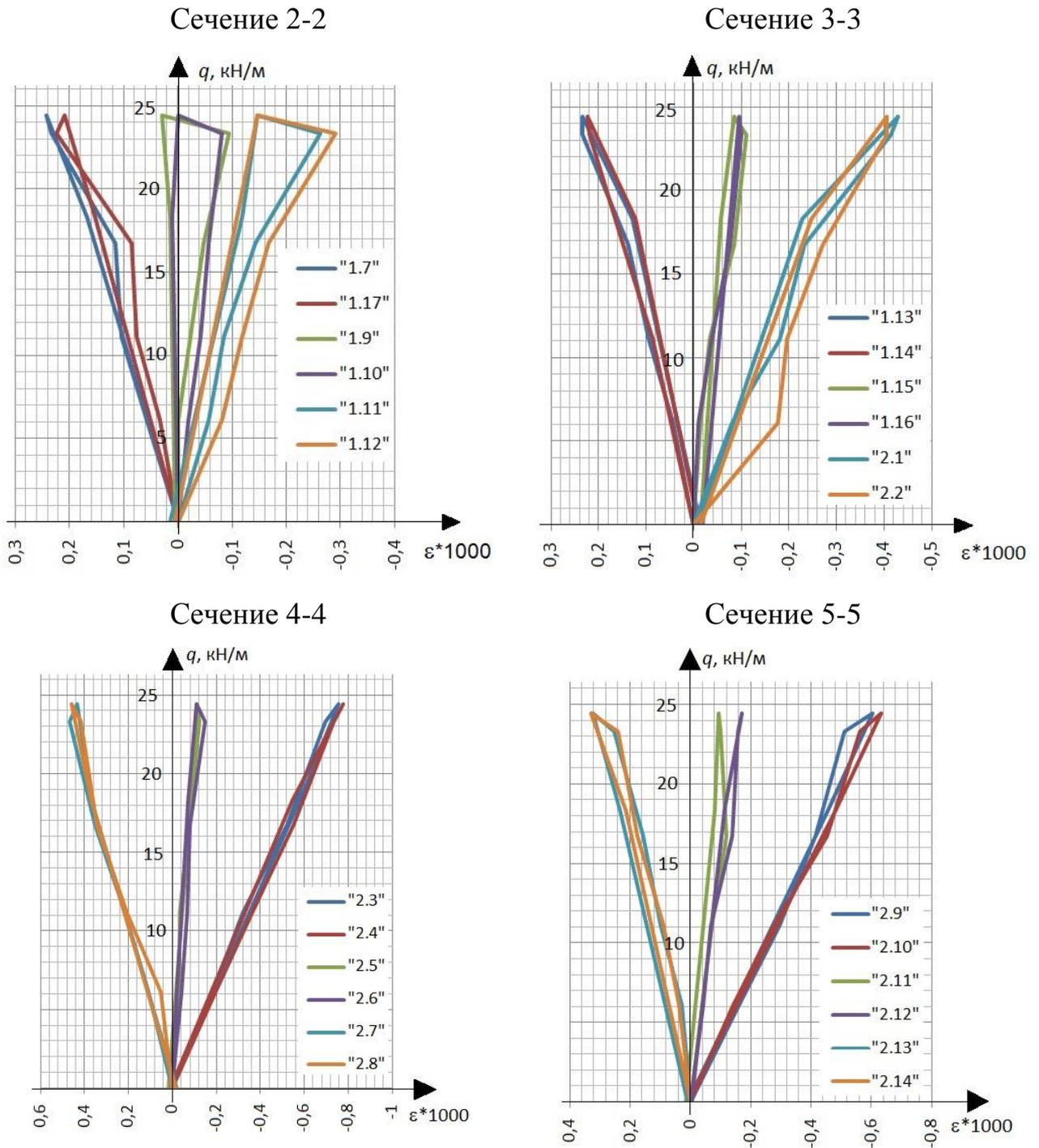


Рис. 4.17 - Зависимость «нагрузка – относительные деформации» для сечений балки

4.5 Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований

После обработки экспериментальных данных были получены значения вертикальных перемещений и напряжений в сечениях конструкции.

Сопоставление значений теоретических (w_m) и экспериментальных ($w_э$) перемещений при предварительном напряжении конструкций представлено в табл. 4.11 и на рис. 4.18.

Теоретические значения перемещений получены как разность между расчетными значениями перемещений для стадии предварительного напряжения (w) и от собственного веса конструкций (w_0):

$$w_m = w - w_0. \quad (4.3)$$

Таблица 4.11 - Сопоставление теоретических и экспериментальных перемещений при предварительном напряжении конструкций, мм

Стадия ПН*	Марки							
	1	2	3	4	5	6	7	8
C2								
w_m	13	11	-1	-23	-6	7	15	18
$w_э$	12	10	-1	-21	-6	7	14	17
$\Delta, \%$	7,7	9,1	0,0	8,7	0,0	0,0	6,7	5,6
C3								
w_m	11	2	-10	-23	5	28	42	48
$w_э$	10	2	-9	-21	5	25	37	43
$\Delta, \%$	9,1	0,0	10,0	8,7	0,0	10,7	11,9	10,4
C4								
w_m	31	15	-5	-23	2	23	39	46
$w_э$	29	14	-5	-21	2	21	35	42
$\Delta, \%$	6,5	6,7	0,0	8,7	0,0	8,7	10,3	8,7
C5								
w_m	30	14	-6	-23	3	25	39	44
$w_э$	29	14	-6	-21	3	24	35	41
$\Delta, \%$	3,3	0,0	0,0	8,7	0,0	4,0	10,3	6,8
*Примечание: C2 – ПН надколонников; C3 – ПН затяжки в среднем пролете; C4 – ПН затяжки в левом пролете; C5 – ПН затяжки в правом пролете								

Разница между теоретическими и экспериментальными значениями перемещений при предварительном напряжении надколонников составила до 2 мм при завышенных расчетных значениях, при этом максимальная погрешность составила 9%.

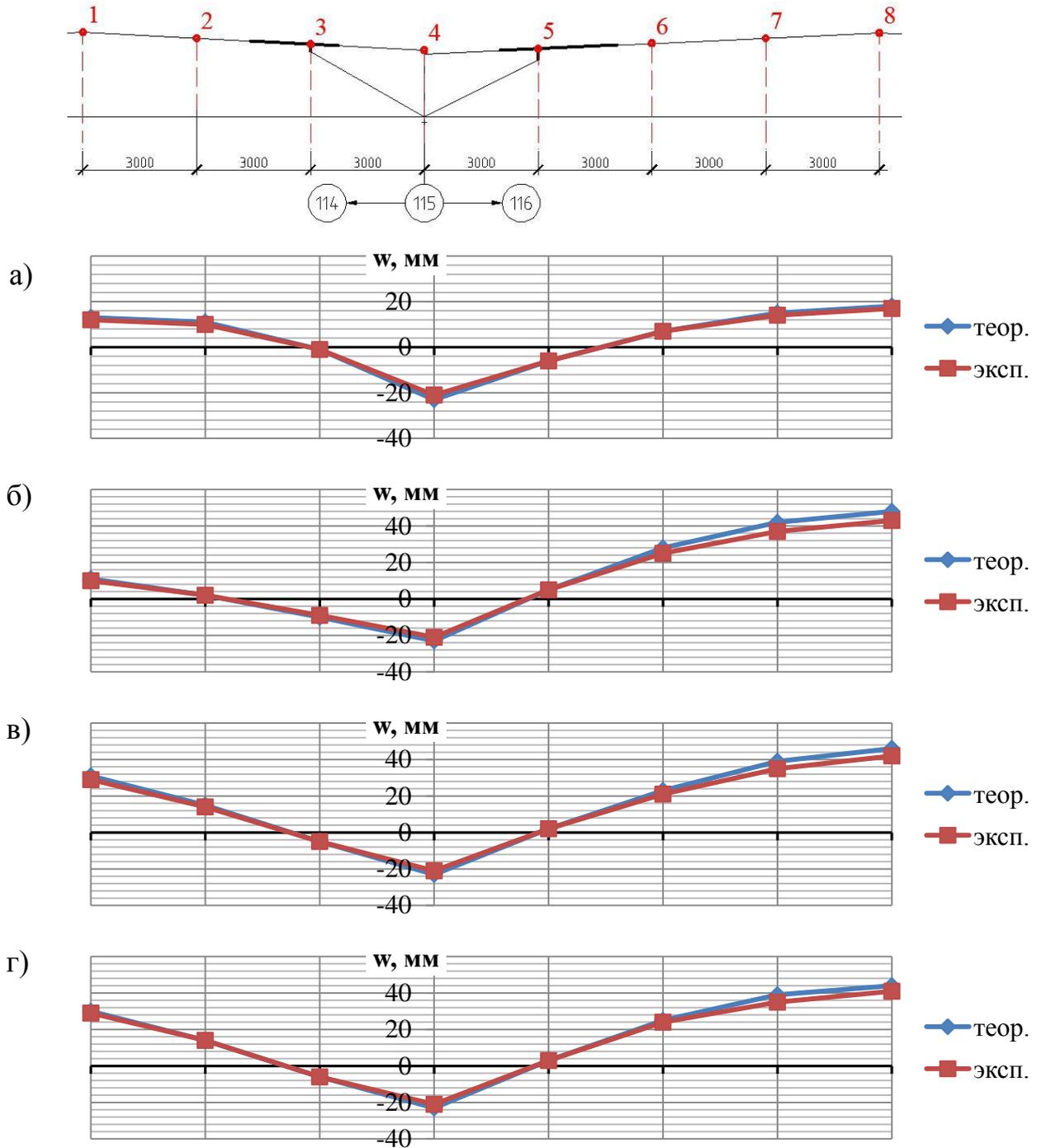


Рис. 4.18 – Сопоставление теоретических и экспериментальных перемещений при предварительном напряжении конструкций: а) ПН надколонников; б) ПН затяжки среднего пролета; в) ПН затяжки левого пролета; г) ПН затяжки правого пролета (проектное положение)

Разница между теоретическими и экспериментальными значениями выгибов балок от натяжения затяжек составила до 5 мм при завышенных расчетных значениях, что соответствует погрешности 12%.

Большая погрешность при предварительном натяжении затяжек объясняется включением в работу всей поперечной рамы, имеющей большее количество элементов и узлов.

Сопоставление значений теоретических (w_m) и экспериментальных ($w_э$) перемещений при нагружении конструкций представлено в табл. 4.12 и на рис. 4.19, 4.20.

Таблица 4.12 - Сопоставление теоретических и экспериментальных перемещений при нагружении конструкций, мм

Ступень	Марки							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1								
w_m	-11	-6	0	-1	-3	-9	-15	-18
$w_э$	-10	-6	0	0	-2	-8	-12	-15
$\Delta, \%$	9,1	0,0	0,0	100,0	33,3	11,1	20,0	16,7
2								
w_m	-21	-11	1	-1	-5	-18	-31	-36
$w_э$	-19	-10	0	0	-4	-14	-25	-27
$\Delta, \%$	9,5	9,1	100,0	100,0	20,0	22,2	19,4	25,0
3								
w_m	-32	-17	1	-1	-8	-28	-49	-57
$w_э$	-30	-14	2	-1	-7	-23	-38	-41
$\Delta, \%$	6,3	17,6	-100,0	0,0	12,5	17,9	22,4	28,1
4								
w_m	-45	-25	0	-1	-8	-28	-48	-56
$w_э$	-44	-22	-1	-2	-7	-23	-37	-41
$\Delta, \%$	2,2	12,0	-	-100,0	12,5	17,9	22,9	26,8
5								
w_m	-47	-25	1	-1	-12	-38	-67	-78
$w_э$	-48	-23	-3	-2	-11	-32	-52	-57
$\Delta, \%$	-2,1	8,0	400,0	-100,0	8,3	15,8	22,4	26,9
1*								
w_m	-35	-17	3	-1	-12	-39	-67	-78
$w_э$	-36	-14	-3	-2	-11	-32	-52	-57
$\Delta, \%$	-2,9	17,6	200,0	-100,0	8,3	17,9	22,4	26,9
2*								
w_m	-35	-17	3	-1	-12	-38	-67	-78
$w_э$	-36	-14	-3	-2	-11	-32	-53	-58
$\Delta, \%$	-2,9	17,6	200,0	-100,0	8,3	15,8	20,9	25,6
3*								
w_m	0	0	0	0	0	0	0	0
$w_э$	-2	0	-2	-1	-1	-2	-4	-3

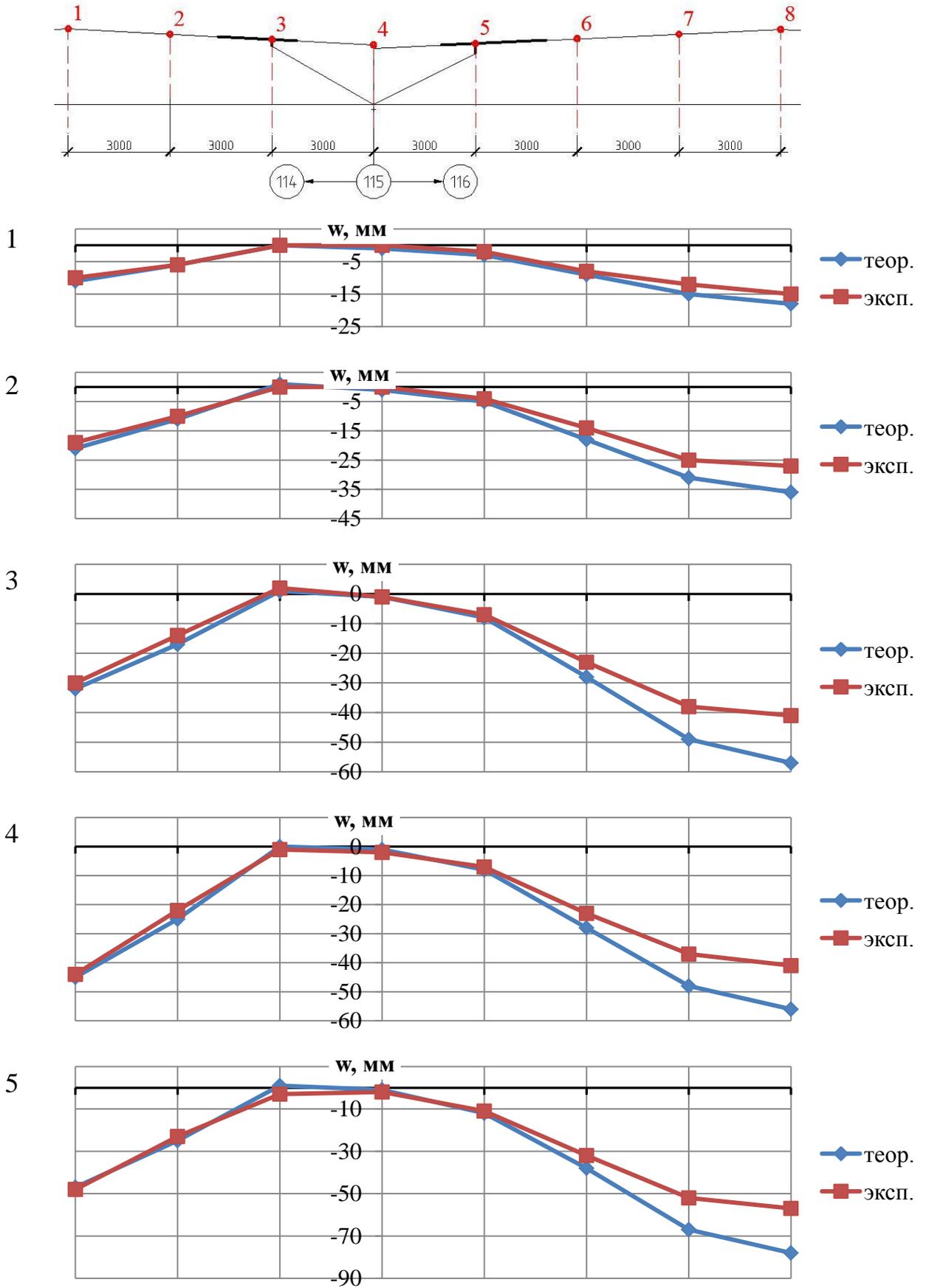


Рис. 4.19 – Сопоставление теоретических и экспериментальных перемещений на ступенях нагружения конструкций

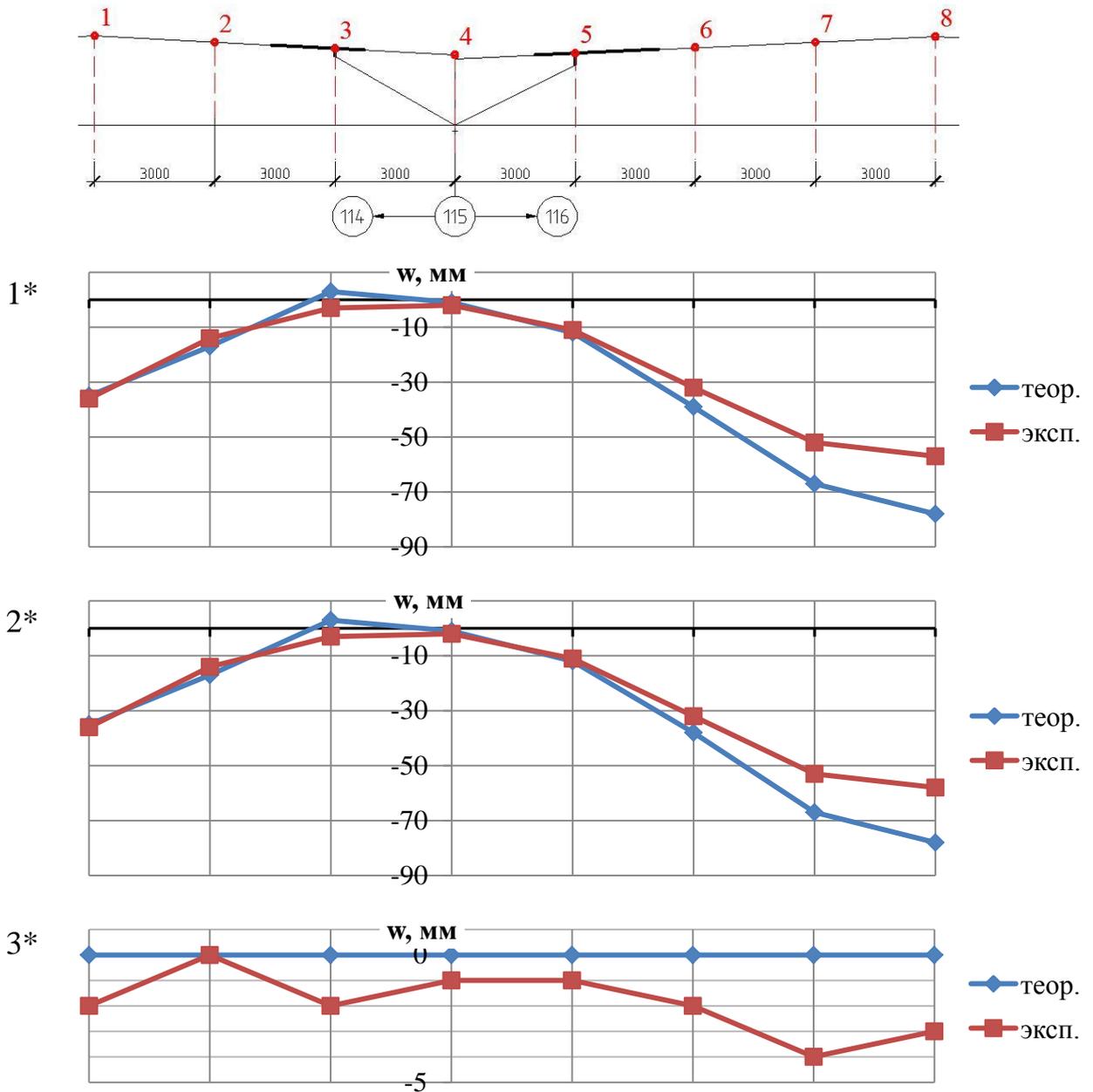


Рис. 4.20 – Сопоставление теоретических и экспериментальных перемещений на этапах разгрузки конструкций

Теоретические значения перемещений получены как разность между расчетными значениями перемещений для ступени нагружения (w) и перемещений, соответствующих проектному положению конструкций после предварительного напряжения, (w_0).

Расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями вертикальных перемещений составили максимум 3 мм в пролете 18 м и 16 мм в пролете 24 мм при завышенных теоретических значениях. Погрешность в

определении вертикальных перемещений в пролетах 18 и 24 м составила 17,6 % и 28,1 % соответственно в запас жесткости конструкций.

Деформированное состояние конструкции крайнего 18-метрового пролета на ступенях нагружения и разгрузки наиболее полно совпадает с теоретическими результатами, что можно объяснить отсутствием стеснения горизонтальных деформаций в отличие от среднего 24-метрового пролета.

В целом изменение деформированного состояния конструкций при нагружении и разгрузке соответствует теоретическим результатам. Отмечена малая чувствительность системы к неравномерному нагружению смежных пролетов – при изменении нагрузки в соседних пролетах деформированное состояние в наблюдаемом пролете практически не изменяется.

На рис. 4.21, 4.22 представлены графики зависимости вертикальных перемещений от нагрузки в сопоставлении теоретических и экспериментальных результатов.

Максимальные остаточные деформации зафиксированы по марке 7 и составляют 4 мм, что соответствует 7,7 % максимальных перемещений данной марки. В основном остаточные деформации составляют $1 \div 2$ мм и объясняются приработкой конструкций в упругоподатливых соединениях.

Построенные зависимости «нагрузка – вертикальные перемещения» в целом подтверждают упругий характер работы конструкций.

Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений представлено в таблицах 4.13 ÷ 4.20.

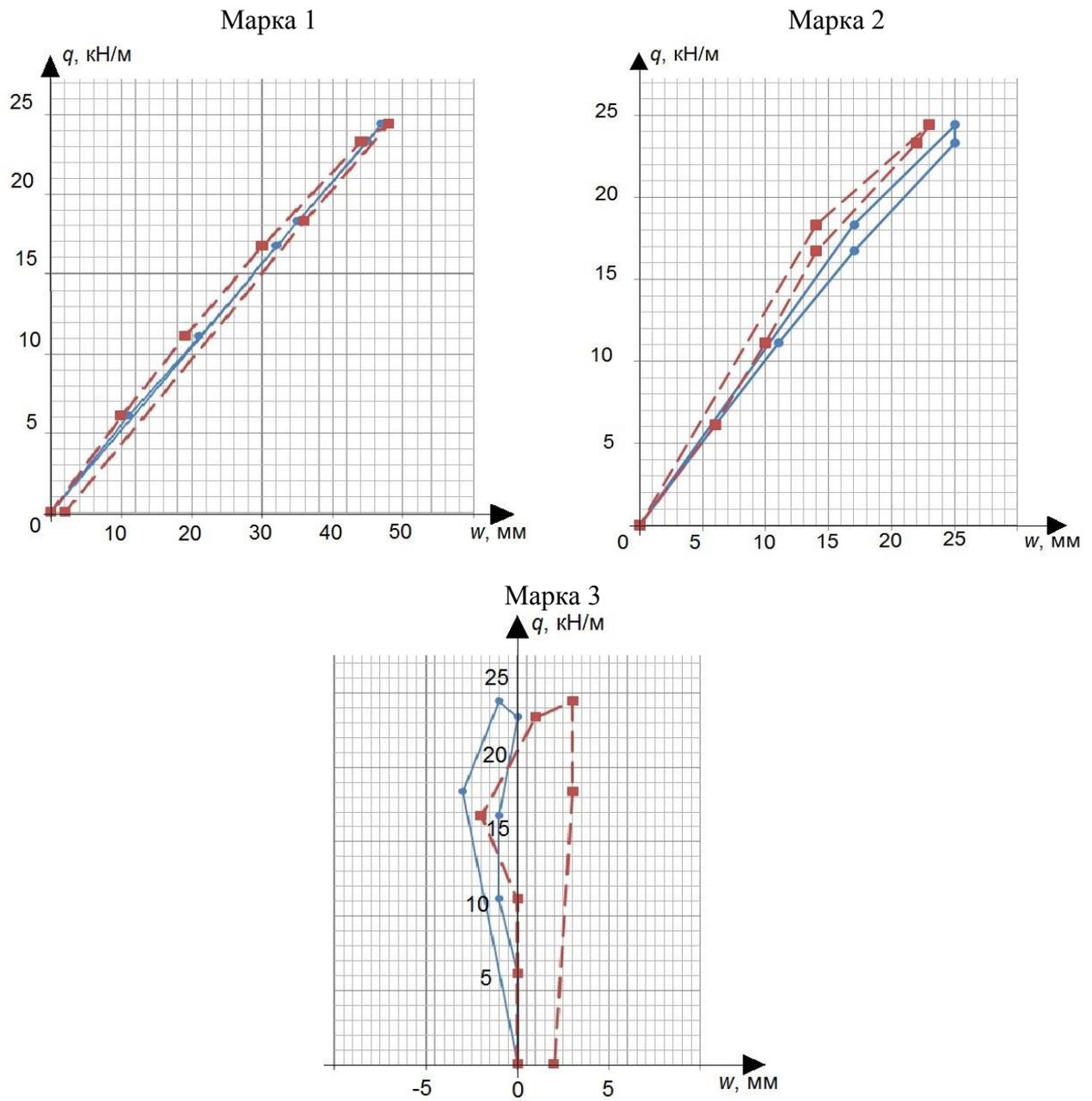


Рис. 4.21 - Зависимость «нагрузка – вертикальные перемещения» для марок в пролете 18 м:

● - теоретические значения; ■ - экспериментальные значения

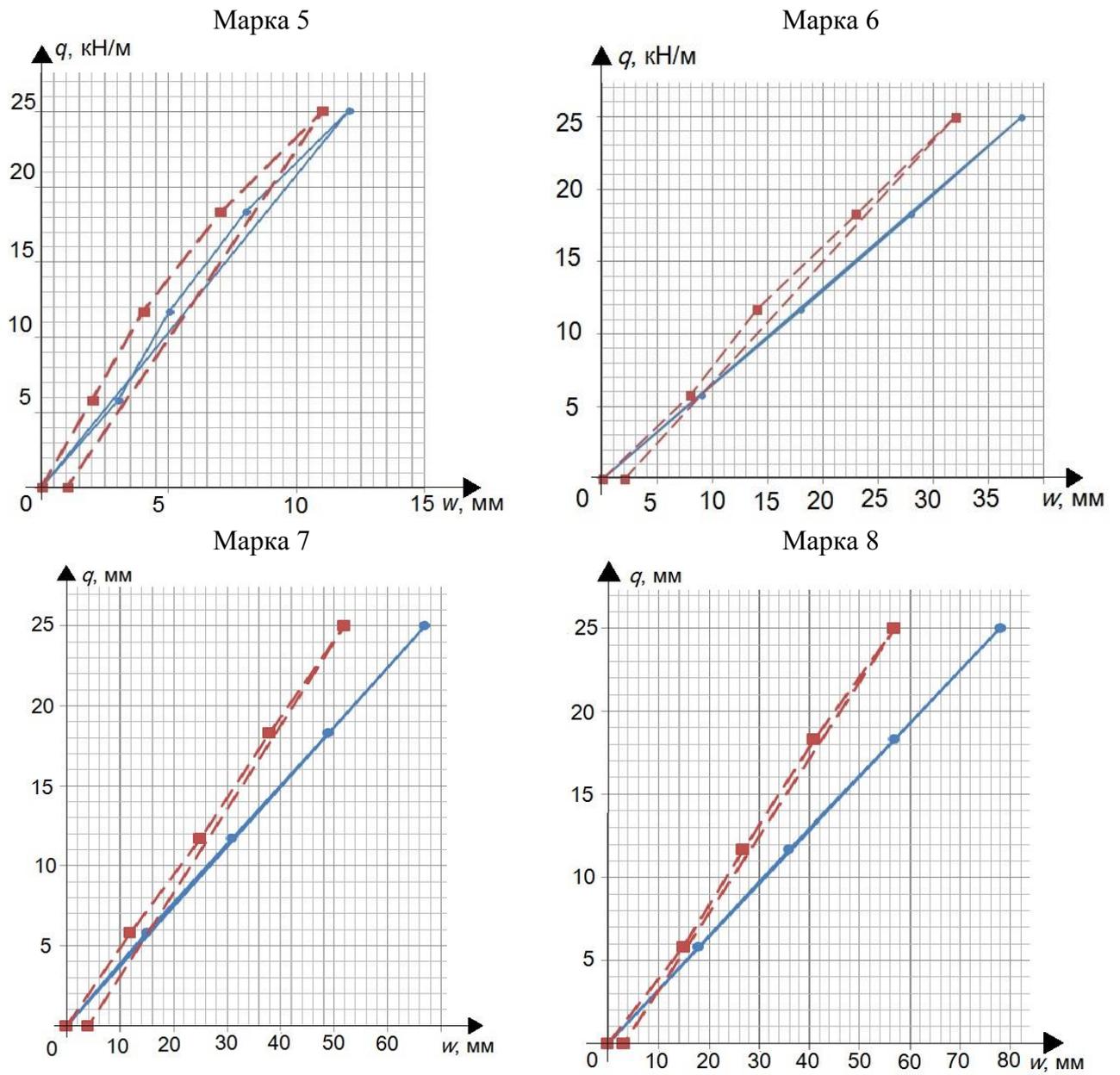


Рис. 4.22 - Зависимость «нагрузка – вертикальные перемещения» для марок в пролете 24 м:
 ● - теоретические значения; ■ - экспериментальные значения

Таблица 4.13 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на ступени нагружения 1

Сечение	у	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-4	-4	-6	-4,7	-9,1
	0	-4	-6	-6	-5,7	-32,3
	-h/2	-4	-5	-4	-4,2	2,4
2-2	h/2	68	66	61	63,7	5,8
	0	-3	-4	-8	-5,9	-100,7
	-h/2	-73	-74	-79	-76,5	-4,0
3-3	h/2	70	67	68	67,9	2,8
	0	-20	-17	-16	-16,2	19,2
	-h/2	-110	-103	-123	-112,9	-2,6
4-4	h/2	-18	-12	-15	-13,3	26,1
	0	-29	-27	-29	-28,1	4,2
	-h/2	-41	-44	-56	-50,0	-22,0
5-5	h/2	13	14	18	16,0	-24,2
	0	-29	-28	-29	-28,6	2,9
	-h/2	-74	-79	-77	-78,0	-5,4
6-6		75	70	68	69,0	7,6
7-7		-77	-73	-75	-74,0	3,9

Таблица 4.14 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на ступени нагружения 2

Сечение	у	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-3	-4	-6	-4,7	-52,5
	0	-3	-5	-6	-5,2	-68,6
	-h/2	-3	-4	-5	-4,2	-36,3
2-2	h/2	78	76	70	73,2	6,1
	0	-2	-9	-13	-10,9	-419,2
	-h/2	-82	-80	-87	-83,5	-1,6
3-3	h/2	81	78	76	77,4	4,0
	0	-25	-21	-22	-21,2	15,5
	-h/2	-131	-124	-127	-125,4	4,2
4-4	h/2	-54	-41	-50	-45,3	16,1
	0	-37	-27	-34	-30,6	16,6
	-h/2	-19	-22	-24	-23,0	-20,0
5-5	h/2	-17	-14	-10	-12,0	27,6
	0	-37	-35	-34	-34,6	6,1
	-h/2	-62	-64	-66	-65,0	-4,8
6-6		91	86	83	84,5	7,1
7-7		-101	-91	-93	-92,0	8,9

Таблица 4.15 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на ступени нагружения 3

Сечение	у	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-2	-2	-6	-3,7	-115,8
	0	-2	-4	-6	-4,7	-174,0
	-h/2	-2	-3	-2	-2,2	-28,6
2-2	h/2	79	78	72	75,2	4,7
	0	-12	-14	-16	-14,9	-27,9
	-h/2	-102	-92	-97	-94,5	7,5
3-3	h/2	91	87	89	88,4	3,2
	0	-31	-32	-30	-30,7	0,1
	-h/2	-153	-135	-143	-138,9	9,2
4-4	h/2	-95	-83	-90	-86,3	9,1
	0	-45	-36	-37	-36,6	18,4
	-h/2	5	7	5	6,0	-21,2
5-5	h/2	-55	-39	-47	-43,0	21,8
	0	-45	-45	-49	-47,1	-4,4
	-h/2	-41	-52	-48	-50,0	-22,6
6-6		109	103	100	101,5	7,0
7-7		-133	-116	-113	-114,5	13,9

Таблица 4.16 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на ступени нагружения 4

Сечение	у	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-1	-2	-6	-3,7	-423,2
	0	-1	-4	-6	-4,7	-564,1
	-h/2	-1	-1	-1	-0,7	-0,3
2-2	h/2	108	103	101	102,2	5,5
	0	0	-24	-21	-22,4	-
	-h/2	-109	-117	-123	-120,0	-9,9
3-3	h/2	110	107	104	105,9	3,4
	0	-39	-37	-35	-35,7	7,5
	-h/2	-187	-173	-171	-171,9	8,0
4-4	h/2	-143	-120	-128	-123,8	13,4
	0	-56	-46	-51	-48,6	13,7
	-h/2	30	31	20	25,5	15,6
5-5	h/2	-91	-59	-70	-64,5	29,1
	0	-57	-41	-53	-47,1	16,8
	-h/2	-30	-32	-35	-33,5	-13,0
6-6		135	128	121	124,5	8,0
7-7		-172	-164	-152	-158,0	8,1

Таблица 4.17 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на ступени нагружения 5

Сечение	y	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	0	-1	-6	-3,2	-
	0	0	-2	-6	-3,7	-
	-h/2	0	-1	-2	-1,2	-
2-2	h/2	107	105	98	101,7	4,7
	0	0	2	-4	-0,9	-
	-h/2	-107	-93	-93	-93,0	12,9
3-3	h/2	108	107	105	106,4	1,3
	0	-39	-32	-34	-32,7	15,8
	-h/2	-186	-176	-171	-173,4	6,6
4-4	h/2	-150	-133	-137	-134,8	10,1
	0	-57	-43	-43	-43,1	24,0
	-h/2	37	24	29	26,5	28,7
5-5	h/2	-100	-79	-85	-82,0	18,0
	0	-57	-40	-56	-48,1	15,7
	-h/2	-21	-17	-16	-16,5	20,6
6-6		136	133	126	129,5	4,5
7-7		-175	-175	-166	-170,5	2,6

Таблица 4.18 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на этапе разгрузки 1*

Сечение	y	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-1	-2	-6	-3,7	-406,0
	0	-1	-4	-6	-4,7	-542,3
	-h/2	-1	-2	-2	-1,7	-133,3
2-2	h/2	89	90	86	88,2	1,1
	0	0	-1	-2	-1,4	-
	-h/2	-90	-88	-86	-87,0	3,6
3-3	h/2	91	85	86	85,9	5,4
	0	-31	-27	-31	-28,7	8,7
	-h/2	-154	-134	-139	-136,4	11,3
4-4	h/2	-106	-95	-87	-90,8	14,3
	0	-46	-38	-35	-36,6	20,2
	-h/2	14	11	15	13,0	7,9
5-5	h/2	-68	-48	-53	-50,5	25,7
	0	-46	-37	-44	-40,6	12,0
	-h/2	-31	-36	-40	-38,0	-24,4
6-6		110	102	101	101,5	8,1
7-7		-139	-138	-133	-135,5	2,5

Таблица 4.19 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на этапе разгрузки 2*

Сечение	y	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-1	0	-6	-2,7	-178,4
	0	-1	-4	-6	-4,7	-383,7
	-h/2	0	-1	-3	-1,7	-
2-2	h/2	89	89	86	87,7	1,9
	0	-1	-1	-2	-1,4	-110,7
	-h/2	-91	-87	-85	-86,0	5,2
3-3	h/2	91	85	84	84,9	6,6
	0	-32	-26	-30	-27,7	12,4
	-h/2	-154	-133	-138	-135,4	12,2
4-4	h/2	-106	-96	-89	-92,3	12,9
	0	-46	-37	-35	-36,1	21,8
	-h/2	14	8	13	10,5	23,0
5-5	h/2	-68	-47	-52	-49,5	27,2
	0	-46	-37	-45	-41,1	11,4
	-h/2	-31	-35	-39	-37,0	-18,9
6-6		111	98	99	98,5	11,6
7-7		-139	-144	-132	-138,0	0,7

Таблица 4.20 - Сопоставление теоретических и экспериментальных напряжений в сечениях элементов на этапе разгрузки 3*

Сечение	y	Напряжения, МПа				
		σ_m	$\sigma_{\varepsilon 1}$	$\sigma_{\varepsilon 2}$	$\sigma_{\varepsilon, \text{cp}}$	$\Delta, \%$
1-1	h/2	-6	-4	-6	-4,7	17,5
	0	-6	-5	-6	-5,2	8,8
	-h/2	-6	-4	-5	-4,2	26,3
2-2	h/2	54	54	54	54,2	0,0
	0	-4	-3	-4	-3,4	12,9
	-h/2	-62	-59	-61	-60,0	3,2
3-3	h/2	58	55	56	55,9	4,3
	0	-14	-17	-18	-17,2	-25,5
	-h/2	-86	-88	-89	-88,4	-2,9
4-4	h/2	26	28	28	28,2	-7,6
	0	-20	-16	-19	-17,6	12,5
	-h/2	-67	-71	-70	-70,5	-5,2
5-5	h/2	48	50	50	50,0	-4,2
	0	-20	-17	-21	-19,1	5,0
	-h/2	-85	-83	-85	-84,0	1,2
6-6		54	54	54	54,0	0,0
7-7		-44	-41	-47	-44,0	0,0

Максимальные напряжения в элементах 18-метровой балочной конструкции возникают в сечениях 3-3, 4-4, 6-6 и 7-7. В балке максимальные экспериментальные напряжения (сечение 3-3) составили $\sigma = -173,4$ МПа против теоретических -186 МПа. В подкосе экспериментальные напряжения (сечение 7-7) составили $\sigma = -170,5$ МПа против теоретических -175 МПа. В затяжке экспериментальные напряжения (сечение 6-6) составили $\sigma = 129,5$ МПа против теоретических 136 МПа.

Расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями составили до 29 % в запас прочности.

Выводы по разделу 4

Экспериментальные исследования показали, что картина деформаций (перемещения и прогибы) балочных конструкций покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой пролетами 18 и 24 м на стадии предварительного напряжения и ступенях статического нагружения соответствует расчетным данным.

Расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями вертикальных деформаций составили до 28% в запас жесткости. Построенные зависимости «нагрузка – вертикальные перемещения» подтверждают упругий характер работы конструкций.

Система малочувствительна к неравномерному нагружению смежных пролетов (при изменении нагрузки в соседних пролетах НДС в наблюдаемом пролете практически не изменяется).

Значения напряжений в расчетных сечениях не превысили контрольных значений, расхождения по максимальным значениям составили до 30 % в запас прочности материала. Построенные зависимости «нагрузка – относительные деформации» подтверждают упругий характер работы конструкций.

Новые конструкции показали хорошую жизнеспособность. Объект введен в эксплуатацию в ноябре 2006 года, за истекший период мониторинг за состоянием конструкций не выявил никаких повреждений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработана новая конструкция покрытия в виде балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой. Техническая новизна конструкции подтверждена патентом № 2361982 РФ. По результатам экономического расчета каркас здания с новыми стропильными конструкциями в сравнении с каркасом типа «Молодечно» легче на 3,5%; технологичнее на 39% и транспортабельнее на 68%. Новые конструкции также обладают высокими показателями устойчивости к коррозии. Новые конструкции покрытия пролетами 18 и 24 м внедрены при строительстве здания гипермаркета площадью 22,5 тыс. м², получен эффект от внедрения в размере 7,6% от стоимости каркаса здания.

2. Разработан алгоритм расчета новой балочной конструкции покрытия, являющейся один раз статически неопределимой системой. Использование данного алгоритма позволяет получать конструкцию минимального веса и исключает необходимость в многократных итерациях при подборе сечений элементов. Для конструкции установлены активные параметры оптимизации и значения, соответствующие минимуму веса: $h_{opt}=h_{max}$, $\alpha_{opt}=\alpha_{min}$, $\mu_{opt}=M_{sp}/M_0=0,2\div 0,3$.

3. Проведен КЭ-анализ работы балочной конструкции покрытия переменной жесткости с подкосами и затяжкой на примерах моделей пролетом 18 м и реальных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса здания. Выполнены расчеты в линейной и геометрически нелинейной постановках, на нагрузку в виде системы сосредоточенных сил и эквивалентную равномерно распределенную, а также с учетом стадий монтажа. Сопоставление результатов расчетов конструкции показало существенное влияние поперечных сил на распределение силовых факторов в конструкции ($\Delta > 10\%$); несущественное

влияние факторов геометрической нелинейности ($\Delta < 10\%$). Моделирование процесса монтажа, предварительного напряжения, испытаний ступенями нагружения и разгрузки показало упругий характер работы системы. Коэффициент запаса общей устойчивости системы составил 1,6, что свидетельствует о необходимом уровне надежности.

4. На основании численных исследований работы балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе каркаса выявлены закономерности изменения НДС новой конструкции при расчетных ситуациях монтажа, испытания и в стадии эксплуатации. Установлено, что усилия и деформации элементов и узлов системы в 2D и 3D-моделях сопоставимы и при отсутствии локальных воздействий на отдельные элементы каркаса может использоваться плоская модель рамы в линейной постановке. Неравномерные осадки фундаментов оказывают существенное влияние на НДС системы с неразрезным ригелем, поэтому разрезная схема ригеля для многопролетного здания признана более рациональной. Для адекватного отображения реальной работы конструкций в расчетной модели должны быть учтены следующие геометрические особенности: переменная жесткость балки, угол наклона подкоса, размер среднего пролета балочной конструкции.

5. В результате натурных испытаний балочных конструкций пролетами 18 и 24 м в составе трехпролетной конструкции покрытия с учетом технологических особенностей монтажа, статического равномерного и неравномерного нагружения до максимальной нагрузки равной $0,73q_{расч}$, с контролем напряжений и вертикальных деформаций установлено, что качественная картина деформированного состояния конструкций при предварительном напряжении и на этапах нагружения соответствует расчетным данным.

6. На основе сопоставления результатов исследований установлено, что расхождения между теоретическими и экспериментальными значениями вертикальных деформаций составили до 28% в запас жесткости, нормальных

напряжений - до 29 % в запас прочности конструкции. Экспериментально подтверждено, что система малочувствительна к неравномерному нагружению смежных пролетов (при изменении нагрузки в соседних пролетах в наблюдаемом пролете НДС не изменяется). Напряженно-деформированное состояние в крайнем пролете наиболее полно совпадает с расчетными значениями, что можно объяснить отсутствием стеснения горизонтальных деформаций в отличие от среднего 24-метрового пролета.

7. Построенные зависимости «нагрузка – вертикальные перемещения» и «нагрузка – относительные деформации» в целом подтверждают упругий характер работы конструкций за исключением остаточных деформаций величиной до 4 мм, которые объясняются приработкой конструкций в упругоподатливых соединениях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **А. с. 1114762 СССР, МКИ Е 04 С 3/10.** Способ изготовления предварительно напряженной металлической балки переменной жесткости / В. И. Труфяков, В. Н. Шимановский; заявитель и патентообладатель Государственный проектный институт «Укрпроектстальконструкция». – № 3499198/29-33; заявл. 11.10.82; опубл. 23.09.84, Бюл. № 35. – 2 с.: ил.

2. **А. с. 1502750 СССР, МКИ Е 04 С 3/10.** Способ предварительного напряжения рамы металлического каркаса / А. А. Калинин; заявитель и патентообладатель Волгоградский инж.-строит. ин-т. - № 4189612/31-33; заявл. 30.01.87; опубл. 23.08.89, Бюл. № 31. – 4 с.: ил.

3. **А. с. 1636542 СССР, МКИ Е 04 С 3/10.** Способ предварительного напряжения несущей металлической конструкции и узел соединения предварительно-напряженной металлической конструкции с колонной / А. А. Калинин; заявитель и патентообладатель Волгоградский инж.-строит. ин-т. - № 4655794/33; заявл. 13.01.89; опубл. 23.03.91, Бюл. № 11. – 5 с.: ил.

4. **Абаринов, А. А.** Составление детализованных чертежей металлических конструкций / А. А. Абаринов. – М.: Стройиздат, 1977. – 60 с.

5. **Абовский, Н.П.** Регулирование. Синтез. Оптимизация. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости / Н. П. Абовский, Л. В. Енджиевский, В. И. Савченков и др.; Под ред. Н. П. Абовского. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1993. – 456 с.

6. **Алехин, В. Н.** К расчету ригелей в металлических однопролетных рамах с учетом регулирования усилий / В. Н. Алехин, И. Ю. Коковихин // Вестник ТГАСУ. – 2010. - № 2. – С. 126-132.

7. **Алехин, В. Н.** Экспериментальная проверка расчетной модели металлической многоярусной однопролетной рамы / В. Н. Алехин, И. Ю.

Коковихин, О. Ю. Ушаков // Архитектон: известия вузов. – 2010. - № 3(31). [Интернет-ресурс]. - http://archvuz.ru/numbers/2010_3/06

8. **Андронов, С. А.** Методы оптимального проектирования / СПбГУАП. – Спб., 2001. – 169 с.

9. **Арменский, М.Ю.** Опыт использования численных методов в исследованиях геометрических характеристик тонкостенных профилей / М. Ю. Арменский // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. - № 6. – С. 23-26.

10. **Атапин, В.Г.** Методы оптимизации в проектировании конструкций / Новосиб. гос. техн. ун-т. – Новосибирск, 1999. – 80 с.

11. **Баничук, Н.В.** Введение в оптимизацию конструкций / Н. В. Баничук. – М.: Наука, 1986. – 303 с.

12. **Барабаш, М. С.** Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций / М. С. Барабаш, М. В. Лазнюк, М. Л. Мартынова, Н. И. Пресняков / Под ред. проф. Нилова А. А. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 328 с.

13. **Баранов, С. М.** Усовершенствование структурных покрытий типа «Кисловодск»: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Баранов Станислав Михайлович. – Москва, 1996. – 122 с.

14. **Безухов, Н.И.** Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М.: изд-во «Высшая школа», 1968. –512 с.

15. **Белостоцкий, А. М.** Анализ причин обрушения конструкций покрытия СОК «Трансвааль-парк», А. М. Белостоцкий, С. И. Дубинский // ANSYS Solution. Русская редакция. – Зима 2007 (4). – С. 5-12.

16. **Бирюлев, В. В.** Перспективы развития и пути повышения эффективности легких металлических конструкций // Известия вузов. Серия Строительство и архитектура. - 1985. - № 10. – С. 1-4.

17. Большепролетные покрытия. Анализ и оценка: Учебное пособие / Н. Н. Никонов. – М.: изд-во АСВ, 2000. – 400 с.

18. **Брудка, Я.** Легкие стальные конструкции / Я. Брудка, М. Любиньски. Пер. с польского. Под ред. С. С. Кармилова. – М.: Стройиздат, 1974. – 342 с.

19. **Валов, А. В.** Эффективность расхода стали на тонкостенные рамы переменного сечения при учете пространственной нелинейной работы на пластинчатых КЭ-моделях / А. В. Валов // Приволжский научный журнал. – 2009. - № 1. – С. 41-46.

20. **Городецкий, А. С.** Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – Киев: Факт, 2005. – 344 с.

21. **ГОСТ 23118-78.** Конструкции металлические строительные. Общие технические условия. – М., 1979.

22. **ГОСТ 27751-88.** Надежность строительных конструкций и оснований. основные положения по расчету. – М.: Стандартиформ, 2007. – 6 с.

23. **Доннелл, Л.Г.** Балки, пластины и оболочки / Л. Г. Доннелл: пер. с англ. Э. И. Григолюка. – М.: Наука, 1982. – 568 с.

24. **Дыховичный, Ю.А.** Пространственные составные конструкции: Учебное пособие для студентов по спец. ПГС / Ю. А. Дыховичный, Э. З. Жуковский. – М.: Высш. шк., 1989. – 288 с.

25. **Еремеев, П. Г.** Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений. – М.: Изд-во АСВ, 2009. – 336 с.

26. **Зильбер, В.** Прозрачная крыша над Гостиным двором / В. Зильбер // Московский гостиный двор. – 2001. - № 1.

27. **Иванов, П. С.** Оптимизация бистальных двутавровых балок с учетом действия продольных сил / П. С. Иванов // Вестник ТГАСУ. – 2004. - № 1.

28. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости (регулирование, синтез, оптимизация) / Под общ. ред. Н.П. Абовского. – М.: Стройиздат, 1978. – 189 с.

29. Инструкция по поставке стальных конструкций заводами металлоконструкций. ВСН 141-80 / ММСС СССР. – М., 1981.

30. **Канчели, Н.В.** Разработка методов конструирования и расчета сооружений, исходя из архитектурно-функциональных требований к формообразованию, оптимизации работы конструкций и технологии возведения: дис. ... д-ра тех. наук: 05.23.01 / Канчели Нодар Вахтангович. – Москва, 2000. – 221 с.

31. **Каплун, Я. А.** Стальные конструкции из широкополочных двутавров и тавров / Под ред. Н. П. Мельникова. – М.: Стройиздат, 1981. – 143 с.

32. Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы / Л. В. Енджиевский, В. Д. Надеяев, И. Я. Петухова. – М.: АСВ, 1998. – 247 с.

33. Каталог легких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий / ВГПКТИ «Гипроспецлегконструкция». – М., 1978. – 174 с.

34. **Катюшин, В.В.** Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения / В. В. Катюшин. – М.: Стройиздат, 2005. – 656 с.

35. **Клюев, С.В.** Оптимальное проектирование стальной пространственной фермы / С. В. Клюев, А. В. Клюев, Р. В. Лесовик // Вестник ТГАСУ. – 2008. - № 1. – С. 74-78.

36. **Клюев, С.В.** Оптимальное проектирование стержневой пространственной конструкции / С. В. Клюев, А. В. Клюев // Известия КГАСУ. – 2007. - № 1(7). – С. 17-22.

37. **Клюев, С.В.** Оптимальное проектирование стержневых систем при силовых и температурных воздействиях с учетом безопасной устойчивости / С. В. Клюев, А. В. Клюев // Фундаментальные исследования. – 2009. – № 1 – С. 30-31.

38. **Колесов, А.И.** Апробация инженерной методики расчета несущей способности стальных рам непрерывного переменного двутаврового сечения // А. И. Колесов, А. А. Лапшин, А. В. Валов // Приволжский научный журнал. - 2007. - № 4.– с. 21-28.

39. **Колесов, А.И.** Инженерная методика расчета несущей способности стальных рам непрерывного переменного двутаврового сечения / А. И.

Колесов, А. А. Лапшин, А. В. Валов // Приволжский научный журнал. -2007. - №3.– с. 62-68.

40. **Колесов, А.И.** Современные методы исследования тонкостенных стальных конструкций / А. И. Колесов, А. А. Лапшин, А. В. Валов // Приволжский научный журнал. -2007. - №1.– с. 28-33.

41. Конструкции гражданских зданий / Под ред. М. С. Туполева. Изд. 2-ое. - М.: Стройиздат, 1973. - с. 102, рис. IX. 6, д.

42. **Корсун, Н. Д.** Анализ работы конструктивных систем с применением новой стальной балочной конструкции покрытия / Сб. материалов Всероссийской НПК «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» – Тюмень, 2011. – 298 с. – С. 35-38.

43. **Корсун, Н. Д.** Определение оптимального усилия предварительного напряжения стальной балочной конструкции // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: Сб. статей X Международной научно-технической конференции. – Пенза: Приволжский Дом знаний, 2010. – 224 с. – С. 95-98.

44. **Корсун, Н.Д.** Определение оптимальных параметров новой металлической конструкции покрытия / Сб. материалов Всероссийской НПК «Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири» – Тюмень, 2010. – 225 с. – с. 106-108.

45. **Краковский, М.Б.** Об оптимальном проектировании конструкций на основе метода крутого восхождения / М. Б. Краковский // «Строит. механика и расчет сооружений». - 1973. - № 1.

46. **Кузнецов, И. Л.** Облегченные конструкции арочных зданий: Исследование, разработка, внедрение: дис. ... д-ра тех. наук: 05.23.01 / Кузнецов Иван Леонидович. – Казань, 1995. – 332 с.

47. **Лапшин, А. А.** Прочность стальных неразрезных балок при локальных нагрузках и учете конструктивных факторов: автореф. дис. ... канд.

тех. наук: 05.23.01 / Лапшин Андрей Александрович. – Н. Новгород, 2001. – 22 с.

48. Легкие стальные прогоны Rannila / составил канд. тех. наук Калью Лооритс (на основании финского материала).

49. **Лихтарников, Я. М.** Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций / Я. М. Лихтарников. – М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.

50. **Мелехин, Е. А.** Работа узлов безфасоночного складчатого покрытия с поясами пятигранного составного профиля: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Мелехин Евгений Анатольевич. – Томск, 2003. – 23 с.

51. **Мельников, Н.П.** Металлические конструкции. Современное состояние и перспективы развития. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.

52. Металлические конструкции / Под ред. Е. И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.

53. Металлические конструкции / Под ред. Н. П. Мельникова. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с.

54. Металлические конструкции / Под ред. Ю. И. Кудишина. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.

55. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы конструкций/ Под общ. ред. В. В. Горева. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.: ил.

56. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Конструкции зданий / Под общ. ред. В. В. Горева. – М.: Высш. шк., 2002. – 528 с.: ил.

57. Металлические конструкции. В 3 т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения / Под общ. ред. В. В. Горева. – М.: Высш. шк., 2002. – 544 с.: ил.

58. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1.Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. – 576 с.

59. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В.

Кузнецова (ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998. - 512 с.

60. Металлические конструкции: Спец. курс / Под ред. Е. И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.

61. **Михайлов, В. В.** Предварительно напряженные комбинированные и вантовые конструкции / В. В. Михайлов. – М.: изд-во АСВ, 2002. – 255 с.

62. **Москалев, Н. С.** Применение металлических конструкций в строительной индустрии Западно-Сибирского региона / Н. С. Москалев, Я. А. Прозин, П. П. Уфуков // Всероссийская научно-практическая конференция "Актуальные проблемы строительства и экологии Западной Сибири". - Тюмень, 2005. - С. 62-66.

63. **Москалев, Н.С.** Инновационные технологии в проектировании легких металлических конструкций/ Н. С. Москалев, Я.А.Прозин, Н.Д.Корсун // «Монтажные и специальные работы в строительстве». – 2007. - №1. – с. 8-11.

64. **Москалев, Н.С.** Металлические конструкции: Учебник / Н. С. Москалев, Я. А. Прозин. - М.: изд-во АСВ, 2007. - 344 с.

65. **Москалев, Н.С.** Анализ отказа конструкции решетчатой рамы / Н. С. Москалев, Я.А. Прозин, Н.Д. Корсун // «Монтажные и специальные работы в строительстве». – 2005. - №10. – с. 2-5.

66. **Налимов, В.В.** Статистические методы планирования экстремальных экспериментов / В. В. Налимов, В. А. Чернова. – М.: Наука, 1965.

67. Независимая экспертиза по выявлению причин обрушения несущих конструкций крыши ледового катка в г. Ялуторовске по ул. Комсомольская, 15: Отчет о НИР (заключ.): 7ИЦ/05 / Тюм. гос. арх.-строит. акад., рук. Прозин Я.А.; исполн.: Бай В.Ф., Баев М.А., Еренчинов С.А., Корсун Н.Д., Чурманов В.Л. – Тюмень, 2005. – 60 с. – Библиогр.: с. 45. - № ГР 0120.0509048. Инв. № 0220.0505571.

68. **Никонов, Н. Н.** Введение в специальность: Учебное пособие / Н. Н. Никонов. – М.: изд-во АСВ, 2003. – 216 с.

69. **Ольков, Я. И.** Оптимальное проектирование предварительно напряженных металлических ферм / Я. И. Ольков, И. С. Холопов. – М.: Стройиздат, 1985. – 156 с.

70. **Пат. 2010092 Рос. Федерация: МПК Е 04 В.** Здание и рама каркаса здания / Баранов С. М., Матвеев В. Д., Москалев Н. С., Селиванов В. Н.; заявители и патентообладатели Баранов С. М., Матвеев В. Д., Москалев Н. С., Селиванов В. Н. - № 93019615/33; заявл. 19.05.1993; опубл. 30.03.1994, Бюл. – 22 с.

71. **Пат. 2015265 Рос. Федерация: МПК Е 04 В.** Каркас здания / Баранов С. М., Москалев Н. С., Ярославский Г. Р.; заявители и патентообладатели Баранов С. М., Москалев Н. С., Ярославский Г. Р. - № 5054124/33; заявл. 09.07.1992; опубл. 30.06.1994, Бюл. – 5 с.

72. **Пат. 2040645 Рос. Федерация: МПК Е 04 В 1/24.** Металлическая рама каркаса здания / С. М. Баранов, Н. С. Москалев; заявители Баранов С. М., Москалев Н. С.; патентообладатель Баранов Станислав Михайлович. - № 5051741/33; заявл. 08.07.1992; опубл. 25.07.1995, Бюл. – 5 с.

73. **Пат. 2121042 Рос. Федерация: МПК Е 04В 1/32.** Арка покрытия с затяжкой / Канчели Н.В., Кельман М.И., Титов А.В., Аляутдинова Н.В.; заявитель и патентообладатель Канчели Нодар Вахтангович. - № 97119788/03; заявл. 05.12.1998; опубл. 27.10.1998.

74. **Пат. 2361982 Рос. Федерация: МПК Е04В 7/00.** Металлическая несущая конструкция покрытия / Пронозин Я.А., Бай В.Ф., Корсун Н.Д., Еренчинов С.А., Зазуля Ю.В.; заявитель и патентообладатель Тюм. гос. арх.-строит. ун-тет. - № 2007143425/03; заявл. 23.11.2007; опубл. 20.07.2009, Бюл. № 20. – 4 с.: ил.

75. **Перельмутер, А. В.** Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – М.: LVR Пресс, 2007. – 600 с.

76. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

77. **Пригоровский, Н. И.** Методы и средства определения полей деформаций и напряжений: Справочник / Н. И. Пригоровский. – М.: Машиностроение, 1983. – 248 с.

78. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс / В. В. Бирюлев, И. И. Кошин, И. И. Крылов, А. В. Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.

79. **Прозин, Я. А.** Исследование функции изгибающего момента с целью оптимизации балочных конструкций / Я. А. Прозин, Д. В. Долгих // Проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири: сб. материалов Всероссийской научно-практической конференции / под общей редакцией Шаповала А. Ф., Кутушева А. Г. – Тюмень: ИПЦ «Экспресс», 2006. – 267 с.

80. **Прозин, Я.А.** Опыт разработки и внедрения новой металлической конструкции покрытия / Я. А. Прозин, Н. Д. Корсун // Сб. науч. тр. Междунар. симпозиума: Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство). – Брест: ОАО «Брестская типография», 2009. – 396 с. – с. 259-264.

81. **Прозин, Я.А.,** Экспериментальные исследования стальной балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой / Я. А. Прозин, Н.Д.Корсун, С.А. Еренчинов // «Приволжский научный журнал». – 2009. - №3(11). – Н. Новгород, ННГАСУ, 2009. – 270 с. – с. 29-34.

82. **Прозин, Я. А.** Оценка надежности легких металлических конструкций / Я. А. Прозин, Н. Д. Корсун // Энергосберегающие технологии, оборудование и материалы при строительстве объектов в Западной Сибири: сб. материалов научно-практической конференции / под общ. ред. Шаповала А.Ф., Моисеева Б.В. – Тюмень: ИПЦ "Экспресс", 2005. – 116 с. – с. 100-104.

83. **Работнов, Ю. Н.** Механика деформируемого твердого тела / Ю. Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.

84. **Реклейтис, Г.** Оптимизация в технике. В 2-х кн. Кн.1 / Г. Рейклейтис, А. Рейвиндран, К. Рэгсдел: Пер. с англ. В. Я. Алтаева, В. И. Моторина. - М.: Мир, 1986.- 349 с.

85. **Решетников, А. А.** Эволюционные задачи проектирования сооружений: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.17 / Решетников Алексей Анатольевич. – Волгоград, 2008. – 24 с.

86. **Ржаницын, А. Р.** Теория расчета строительных конструкций на надежность / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

87. **Ржаницын, А. Р.** Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов / А. Р. Ржаницын. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1954. – 298 с.

88. **Рогатовских, Т. М.** Прочность стальных сжато-изогнутых перфорированных элементов в упруго-пластической стадии: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Рогатовских Татьяна Михайловна. – Липецк, 2009. – 26 с.

89. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1979. – 421 с.

90. **Рыбкин, И. С.** Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчета гофрированных элементов: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Рыбкин Иван Сергеевич. – Москва, 2008. – 22 с.

91. **Сахновский, М. М.** Технологичность строительных сварных стальных конструкций / М. М. Сахновский. – Киев: Будівельник, 1980. – 264 с.

92. **Свентиков, А. А.** Разработка и исследование висячих стержневых пространственных покрытий повышенной жесткости: автореф. дис. ... докт. тех. наук: 05.23.01 / Свентиков Андрей Александрович. – Воронеж, 2010. – 48 с.

93. **Свентиков, А.А.** Оптимизация компоновочных параметров висячих пространственных покрытий / А. А. Свентиков, А. М. Болдырев // Научный вестник Воронежского гос. арх.-строит. университета «Строительство и архитектура». – 2008. - № 1. – С. 44-49.

94. **Светашков, П. А.** Оптимизация пространственных конструкций на основе гибридной нейросетевой программы: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Светашков Павел Александрович. – Красноярск, 2005. – 20 с.

95. Серия 1.420.3-36.03. Каркасы стальные типа «УНИТЕК» одноэтажных производственных зданий с применением конструкций из профилей стальных гнутых замкнутых сварных квадратных и прямоугольных. Выпуск 0-1. Каркасы с одно- и многопролетными рамами пролетами 15, 18, 21, 24 и 30 м для бескрановых зданий и зданий с подвесными кранами грузоподъемностью до 5 т. Материалы для проектирования / ООО «Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма «УНИКОН». – Кемерово, 2003.

96. Серия 1.420.3-37.06. Каркасы стальные «УНИМАК-Р1» одноэтажных производственных зданий с применением конструкций одно- и многопролетных рам переменного сечения пролетами 12, 15, 18, 21, 24, 30 и 36 м для бескрановых зданий, зданий с подвесными мостовыми кранами грузоподъемностью 1; 2; 3,2 и 5 т и зданий с опорными мостовыми кранами грузоподъемностью 5; 10; 16 и 20 т. Материалы для проектирования / ООО «Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма «УНИКОН». – Кемерово, 2006. – 195 с.

97. Серия 1.420.3-39.08. Каркасы стальные «УНИТЭКС-Р1» одноэтажных производственных зданий с применением рам из гнутых (в том числе оцинкованных) профилей. Выпуск 0-1. Материалы для проектирования / ООО «Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма «УНИКОН». – Кемерово, 2008. – 200 с.

98. Серия 1.460.2-10/88. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков. Вып. 1. Покрытия пролетами 18; 24; 30 и 36 м с применением железобетонных плит и стального профилированного настила / ЦНИИПСК им. Мельникова. – 1988. – 132 с.

99. Серия 1.460.3-14. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых

гнуто сварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно» / ГПИ «Ленпроектстальконструкция». – 136 с.

100. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнуто сварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10% / ОАО ПИ «Ленпроектстальконструкция». – 2000. - 78 с.

101. Серия МС 205. Вып. 1. Конструкции производственных зданий без подвешенного транспорта. Фермы стропильные. Фермы подстропильные / Монтажстрой. – М., 2006.

102. **СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

103. **СНиП II-23-81***. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

104. **Сон, М. П.** Экспериментально-теоретическое исследование устойчивости пространственных рамных систем и разработка инженерной методики определения критической силы с учетом нелинейности: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.17 / Сон Марк Петрович. – Москва, 2010. – 20 с.

105. **СП 16.13330.2011**. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 172 с.

106. **СП 20.13330.2011**. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минрегион России. – М., 2011.

107. **СП 53-101-98**. Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций / Госстрой России. – М., 1999.

108. **СП 53-102-2004**. Общие правила проектирования стальных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 131 с.

109. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1. Под ред. А.А. Уманского. - М.: СИ, 1972. - 600 с.

110. Стальные каркасные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Беляев В. Ф. Обзор. – М.: ВНИИТПИ, 1989. – 69 с.

111. Стальные конструкции. Выбор параметров и конструирование. DIN 18800-1. Немецкая норма. – НАВаи, 1990.

112. Стальные конструкции легких зданий: Учебное пособие / Н. С. Москалев, Р.А. Попова. – М.: изд-во АСВ, 2003. - 216 с.

113. Стальные конструкции / Под ред. Н. С. Стрелецкого. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952. – 852 с.

114. **Столяров, Н. Н.** Автоматизированный синтез оптимальных стержневых конструкций типа плоских рам: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.17 / Столяров Николай Николаевич. – Санкт-Петербург, 2008. – 19 с.

115. **Таюкин, Г.И.** Оптимизация статически неопределимых бистальных изгибаемых балок / Г. И. Таюкин // Вестник ТГАСУ. – 2004. - № 1.

116. Теоретические и экспериментальные исследования новых конструктивных форм ЛМК: Отчет по ГБ теме (заключ.): Код темы по ГРНТИ 67.03.03 / Тюм. гос. арх.-строит. университет, рук. Пронозин Я.А.; исполн.: Бай В.Ф., Корсун Н.Д., Еренчинов С.А.[и др.] – Тюмень, 2010. – 93 с. – Библиогр.: с. 80. - № ГР 01200606993.Инв. № 02201150429.

117. Тимошенко, С. П. Устойчивость упругих систем. – М.: ОГИЗ, 1946. – 532 с.

118. **Трофимов, В.И.** Легкие металлические конструкции зданий и сооружений. Учебное пособие / В.И. Трофимов, А. М. Каминский - М.: изд-во АСВ, 2002. - 576 с.

119. **Трофимович, В. В.** Оптимальное проектирование металлических конструкций / В. В. Трофимович, В. А. Пермяков. – Изд-во «Будівельник», 1981. – 134 с.

120. **Файбишенко, В.К.** Металлические конструкции / В. К. Файбишенко. – М.: Стройиздат, 1984. – 336 с.

121. **Харт, Ф.** Атлас стальных конструкций. Многоэтажные здания / Ф. Харт, В. Хенн, Х. Зонтаг: пер. с нем. Л. В. Руфа и Е. К. Гриневой. – М.: Стройиздат, 1977. – 351 с.
122. **Химмельблау, Д.** Прикладное нелинейное программирование: Пер. с англ. И. М. Быховской, Б. Т. Вавилова / Под ред. М. Л. Быховского.- М.: Мир, 1975. – 534 с.
123. **Хорошилов, Е. А.** Работа тросового купола с тентовым покрытием: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Хорошилов Евгений Анатольевич. – Воронеж, 2007. – 24 с.
124. **Шиповских, И.Ю.** Исследование рынка строительных металлоконструкций / И.Ю.Шиповских, И.Г. Иванченко // Стройпрофиль. – 2005. - № 2 (40).
125. **Шухов, В. Г.** Строительная механика. Избранные труды. – М.: Наука, 1977. – 193 с.
126. **Юрьев, А. Г.** Оптимизация строительных конструкций на основе генетического алгоритма / А. Г. Юрьев, С. В. Ключев, А. В. Ключев // Известия ТПУ. – 2007. – Т. 310. - № 1. – С. 61-64.
127. **Advances in steel structures: proceedings of the fourth International...** Vol. I / Edited by Z. Y. Shen, G. Q. Li and S. L. Chan. – Elsevier Ltd, 2005. – 1827 p.
128. **Brockenbrough, Roger, L.** Structural steel designer's handbook / Roger L. Brockenbrough, Frederick S. Merritt. – 3rd ed. – McGraw-Hill, Inc., 1999.
129. **Dall'asta, A.** Analytical Model for Geometric and Material Nonlinear Analysis of Externally Prestressed Beam / Andrea Dall'Asta, Laura Ragai and Alessandro Zona // Journal of Engineering Mechanics. 133, 117 (2007).
130. **Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General structures rules.** Ref. No. EN 1993-1-1. – Brussels: European Committee for Standardization, 2001. – 61 p.
131. **Eurocode 3: Design of steel structures. Part 3: Buildings.** Ref. No. EN 1993-3. – Brussels: European Committee for Standardization, 2001. – 32 p.

132. **Hernández, S.** Optimization of Structural system and applications / S. Hernández, C. A. Brebbia. – Southampton, Computational Mechanics Publications. 1993. – 680 p.: ill.

133. **Kargahi, M.** Structural Weight Optimization of Frames Using Tabu Search. I: Optimization Procedure / M. Kargahi, J. C. Anderson and M. M. Dessouky // Journal of Structural Engineering, ASCE. 132, 1858 (2006).

134. **Lemonge, A.** A genetic algorithm for the design of space framed structures / Lemonge, A., Barbosa, H., & Fonseca, L. // In XXIV CILAMCE – Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Ouro Preto, Brasil, 2003.

135. **Levy, R.** Recent Developments in Structural Optimization / Robert Levy and Ovadia E. Lev // Journal of Engineering Mechanics. 113, 1939 (1987).

136. Recent Advances in Optimal Structural Design / Edited by Scott A. Burns. – Urbana, IL, 2002. – 369 p.

137. SCAD Office. Реализация СНиП в проектирующих программах / В. С. Каприловский, Э. З. Криксунов, М. А. Микитаренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер, В. Г. Федоровский. – К.: ВПП «Компас», 2001. – 215 с.

138. **Tartaglione, Louis, C.** Structural analysis / Louis C. Tartaglione, University of Lowell. – McGraw-Hill, Inc., 1991. – 525 p.

139. **Trebilcock, P.** Architectural Design in Steel /Peter Trebilcock, Mark Lawson. The Steel Construction Institute. – Taylor & Francis Group, 2004. – 236 p.

140. **Vu, A.-T.** Optimization of steel structures based on differential evolution algorithm / A.-T. Vu, F. Werner // 18th International Conference on the Application of Computer Science and Mathematics in Architecture and Civil Engineering. – Weimar, Germany, 07-09 July 2009.

Список интернет-ресурсов

141. Воронежский экспериментальный завод металлических конструкций (ВЗЛМК) (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. – Режим доступа: www.vezmk.ru

142. Завод металлических конструкций "АСИ-Металл" (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.act-metal.ru
143. Завод металлических конструкций "Квант", г. Кимры Тверской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.kvant-lmk.ru
144. Завод металлических конструкций "Стальная линия" (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.zavodmk.ru
145. Завод металлоконструкций "Гефест", г. Екатеринбург (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.gefest.sky.ru
146. Завод металлоконструкций "Стальные и алюминиевые конструкции", г. Рязань (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. Режим доступа: - www.sak.ru
147. Завод металлоконструкций "Энергостальконструкция", г. Конаково (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.kon-esk.ru
148. ЗАО "Выксунский завод легких металлических конструкций", г. Выкса Нижегородской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.vzlmk-nnov.narod.ru
149. ЗАО "Завод металлоконструкций "Метако", г. Уфа (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.metako-ufa.ru
150. ЗАО "Завод металлоконструкций", г. Санкт-Петербург (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - www.zmk.spb.ru
151. ЗАО "Среднеуральский завод металлических конструкций" (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.suzmk.com
152. ЗАО "Трест Уралстальконструкция", г. Екатеринбург (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.trestusc.ru
153. Ивановский завод металлоконструкций, г. Химки Московской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.izmk.ru
154. Компания "Металлострой", г. Москва (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.metallostroy.com
155. Компания Ruukki (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.ruukki.com

156. Компания ПРОМКО, г. Москва (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: <http://promco.ru/metallokonstrukcii>
157. Компания СТРЕК Металлические Здания (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: <http://strek.ru>
158. Кораблинский завод модульных конструкций, г. Кораблино Рязанской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.modkon.ru
159. Нижнетагильский завод металлических конструкций (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.ntzmk.ru
160. ОАО "Киреевский завод ЛМК", г. Киреевск Тульской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.kzlmk.ru
161. ОАО "Кулебакинский завод металлических конструкций", г. Кулебаки Нижегородской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.slk.ru
162. ОАО "Орский ЗМК", г. Орск Оренбургской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.ozmk.ru
163. ОАО "Харьковский завод металлических конструкций" (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.hzmk.ru
164. ОАО «Омский завод металлоконструкций» (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: <http://www.omzm.ru>
165. ООО "Менделеевский завод металлических конструкций", г. Москва (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.mzmk.ru
166. ООО "Промстальконструкция", г. Химки Московской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.lvmk.ru
167. ООО "Уральский завод металлических конструкций "Проммонтаж", г. Полевской Свердловской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.pzkmk.da.ru
168. Оптимальное проектирование сложных технических систем: домашняя страница украинских исследователей... [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: <http://www.optcad.com/ru/index.html>

169. Строительная компания ВРК1, г. Москва (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: <http://www.vrk1.ru>

170. Строительная компания МВК-Строй, г. Москва (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.mvk-stroy.ru

171. Тамбовский завод металлических конструкций, пос. Строитель Тамбовской обл. (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.tzmk.xost.ru

172. Хабаровский завод металлических конструкций (официальный сайт) [Интернет-ресурс]. - Режим доступа: www.khzmk.ru

КАЛЬКУЛЯЦИОННЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА В ДВУХ ВАРИАНТАХ

Представлен калькуляционный расчет стоимости каркаса здания размерами 60×108 м в двух вариантах конструктивных решений. Каркас здания представлен трехпролетными рамами 18-24-18 м с шагом 12 м.

Район строительства – г. Нефтеюганск, снеговой район – IV. Здание – отапливаемое.

В первом варианте в качестве стропильных конструкций применены балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой (рис. 2.24). Во втором варианте рассмотрена типовая конструкция покрытия с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно» по серии 1.460.3-14 (рис. 2.25).

Вариант 1 – каркас с применением стальной балочной конструкции переменной жесткости с подкосами и затяжкой.

Таблица А.1 - Калькуляция трудозатрат на изготовление каркаса по первому варианту

№ п/п	Наименование работ	Обоснование	Ед. изм.	Объем	Трудо-затраты, ед. продукции, ч·час	Трудо-затраты, всего, ч·час
1	Разметка деталей	Е40-2-1, табл. 2а	100 дет.	17,86	10,5	187,53
2	Ручная резка пропанобутановой смесью металлопроката	Е22-1-23, табл., п5б,8б	100 рез	21,88	0,52	11,38
3	Зачистка деталей после газовой резки	Е40-2-4, табл. 2в	10 кромок	153,28	0,19	29,12
4	Сборка строительных конструкций	Е40-2-17, табл. 1, 1а	1 т	215,75	7,8	1682,84
5	Односторонняя сварка стыковых соединений с углом скоса одной кромки 45%	Е22-1-3, табл. 1, 1б	10 м	126,27	3,6	454,57
6	Грунтовка конструкций	ТЕР 13-03-002-04	100м ²	50,639	5,31	268,89
Итого						2634,33

Таблица А.2 - Калькуляция стоимости изготовления элементов каркаса по первому варианту

№ п/п	Статьи затрат	Ед. изм.	Расход	Стоимость единицы, руб.	Сумма, руб.	
1	Материалы и полуфабрикаты	1т	288,33	28178,57	8 124 727,09	
2	Вспомогательные материалы					
	электроды	кг	2220,14	57	126548,10	
	кислород	м ³	1359,21	56	76116,00	
	пропан-бутан	кг	157,50	38	5984,86	
	болты, метизы	кг	100,95	66,35	6698,28	
	грунтовка ГФ-020	кг	1294,49	68	88025,31	
	растворитель	кг	103,56	21	2174,74	
Итого вспомогательных материалов					305547,30	
3	Топливо, электроэнергия	кВт·ч	35768	1,82	66752,52	
Всего материалов					8 497 026,47	
4	Заготовительно-складские расходы, 2%				169 940,53	
5	Эксплуатация грузоподъемных механизмов, 4%				339 881,06	
6	Затраты труда производственных рабочих	чел·ч	2634,33			
7	Основная заработная плата производственных рабочих	руб/час		107,14	282242,40	
8	Накладные расходы, 62,04% от ФОТ				175103,18	
9	Сметная прибыль 85% от ФОТ				239906,04	
10	Полная стоимость					9 704 099,68
11	Транспортные расходы, 2%				194 081,99	
12	Разработка КМД, 10%				970 409,97	
Всего					10 868 591,64	
Стоимость изготовления с НДС, 18%					12 824 938,14	
Итого в ценах II квартала 2009г.					17 057 167,73	

Таблица А.3 - Калькуляция транспортных затрат на каркас по первому варианту

Станция отправления	770103, Нижний Тагил Свердловская ж/д	
Станция назначения	797002, Пыть-Ях Свердловская ж/д	
Груз	411009, Изделия из черных металлов производственного назначения	
Вагон	Полувагон	
Количество вагонов в отправке	6	
Расчетный вес в одном вагоне, тн:	36,00	
Грузоподъемность, тн:	60,00	
Тарифное расстояние, км	1109	
Срок доставки, сут:	4	
Тариф РЖД за все вагоны	382 213,80 руб	1769,60 руб/т
В т.ч. НДС	58 303,80 руб	269,92 руб/т

Таблица А.4 - Расчет стоимости монтажа каркаса первому варианту

№ п/п	Наименование элементов затрат	Ед. изм	Объем	Затраты по ГЭСН-2001-09-01-001-1 (чел-ч/маш-ч)	Цена за ед.	Общие трудовые затраты	Цена всего, руб
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Затраты труда рабочих строителей	1т	288,33	22,4	66,82	6458,592	431 563,12
1.1	Средний разряд рабочих			4			
2	Затраты труда машинистов	1т	288,33	3,02	365,64	870,757	318 383,44
3	Машины и механизмы						
3.1	Краны на гусеничном ходу, 25т	1т	288,33	1,2	1425,27	345,996	493 137,72
3.2	Автомобили бортовые грузоподъемность ю до 5т	1т	288,33	0,21	614,66	60,549	37217,23
3.3	Краны на автомобильном ходу, 10т	1т	288,33	0,13	883,28	37,483	33107,90
3.4	Аппараты для газовой сварки и резки	1т	288,33	3,02	7,86	870,757	6844,15
3.5	Машины шлифо-вальные электрические	1т	288,33	0,2	0,45	57,666	25,95

Окончание таблицы А.4

1	2	3	4	5	6	7	8	
4	Материалы							
4.1	Болты строительные с гайками и шайбами	1т	288,33	0,0025	т	70656,78	0,721	50931,17
4.2	Кислород технический газообразный	1т	288,33	2,5	м ³	18,5	720,825	13335,26
4.3	Пропан-бутан, смесь техническая	1т	288,33	0,8	кг	381,85	230,664	88079,05
4.4	Пиломатериалы хвойных пород.	1т	288,33	0,037	м ³	2796,61	10,668	29834,82
4.5	Шлифкруги	1т	288,33	0,05	шт	24,32	14,417	350,61
4.6	Канатка горячекатаная, в мотках	1т	288,33	0,00003	т	17916,99	0,009	154,98
4.7	Гвозди строительные	1т	288,33	0,00001	т	21186,44	0,003	61,09
4.8	Швеллеры №40, сталь марки СТО	1т	288,33	0,00194	т	21949,15	0,559	12277,48
4.9	Грунтовка ГФ- 021 красно- коричневая	1т	288,33	0,00031	т	42478,82	0,089	3796,85
4.10	Растворитель марки Р-4	1т	288,33	0,0006	т	34110,17	0,173	5900,99
4.11	Канат двойной свивки типа ТК	1т	288,33	0,0187	10 м	277,97	5,392	1498,75
Всего								1526500,57
Накладные расходы, 106%ФОТ								794943,35
Сметная прибыль, 85%ФОТ								637454,58
Итого								2958898,50
Итого в ценах II квартала 2009г.(i=6,08)								17990102,86

Вариант 2 – каркас с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно» по серии 1.460.3-14.

Таблица А.5 - Калькуляция трудозатрат на изготовление каркаса по второму варианту

№ п/п	Наименование работ	Обоснование	Ед. изм.	Объем	Трудо-затраты, ед. продукции, ч·час	Трудо-затраты, всего, ч·час
1	2	3	4	5	6	7
1	Разметка деталей	Е40-2-1, табл. 2а	100 дет.	52,68	10,5	553,14
2	Ручная резка пропанобутановой смесью металлопроката	Е22-1-23, табл., п5б,8б	100 рез	136	0,52	70,72
3	Зачистка деталей после газовой резки	Е40-2-4, табл. 2в	10 кромок	1360	0,19	258,40
4	Сборка строительных конструкций	Е40-2-17, табл. 1, 1а	1т	217,76	7,8	1698,53
5	Односторонняя сварка стыковых соединений с углом скоса одной кромки 45%	Е22-1-3, табл. 1, 1б	10м	415,87	3,6	1497,14
6	Грунтовка конструкций	ТЕР 13-03-002-04	100м ²	48,684	5,31	258,51
Итого						4336,44

Таблица А.6 - Калькуляция стоимости изготовления элементов каркаса по второму варианту

№ п/п	Статьи затрат	Ед. изм.	Расход	Стоимость единицы, руб.	Сумма, руб.
1	2	3	4	5	6
1	Материалы и полуфабрикаты	1т	298,76	28178,57	8 418 629,57
2	Вспомогательные материалы				
	электроды	кг	2873,34	57	163780,56
	кислород	м ³	1371,89	56	76825,73
	пропан-бутан	кг	158,96	38	6040,66
	болты, метизы	кг	130,66	66,35	8669,03
	грунтовка ГФ-020	кг	1306,56	68	88846,08
	растворитель	кг	104,52	21	2195,02
Итого вспомогательных материалов					346357,08
3	Топливо, электроэнергия	кВт·ч	37019,20	1,82	67374,94
Всего материалов					8 832 361,60
4	Заготовительно-складские расходы, 2%				176 647,23

Окончание таблицы А.6

1	2	3	4	5	6
5	Эксплуатация грузоподъемных механизмов, 4%				353294,46
6	Затраты труда производственных рабочих	чел-ч	4336,43		
7	Основная заработная плата производственных рабочих	руб/час		107,14	464605,33
8	Накладные расходы, 62,04% от ФОТ				288241,15
9	Сметная прибыль 85% от ФОТ				394914,53
10	Полная стоимость				10 510 064,30
11	Транспортные расходы, 2%				210 201,29
12	Разработка КМД, 10%				1 051 006,43
Всего					11 771 272,02
Стоимость изготовления с НДС, 18%					13 890 100,98
Итого в ценах II квартала 2009г.					18 473 834,31

Таблица А.7 - Калькуляция транспортных затрат на каркас по второму варианту

Станция отправления	770103, Нижний Тагил Свердловская ж/д	
Станция назначения	797002, Пыть-Ях Свердловская ж/д	
Груз	411009, Изделия из черных металлов производственного назначения	
Вагон	Полувагон	
Количество вагонов в отправке	19	
Расчетный вес в одном вагоне, тн:	12,00	
Грузоподъемность, тн:	60,00	
Тарифное расстояние, км	1109	
Срок доставки, сут:	4	
Тариф РЖД за все вагоны	1 210 343,70 руб	5307,64 руб/т
В т.ч. НДС	184 628,70 руб	809,64 руб/т

Таблица А.8 - Расчет стоимости монтажа каркаса по второму варианту

№ п/п	Наименование элементов затрат	Ед. изм	Объем	Затраты по ГЭСН-2001-09-01-001-1 (чел-ч/маш-ч)	Цена за ед.	Общие трудовые затраты	Цена всего, руб
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Затраты труда рабочих строителей	1т	298,76	22,4	66,82	6692,224	447174,41
1.1	Средний разряд рабочих			4			

Окончание таблицы А.8

1	2	3	4	5		6	7	8
2	Затраты труда машинистов	1т	298,76	3,02		365,64	902,255	329900,59
3	Машины и механизмы							
3.1	Краны на гусеничном ходу, 25т	1т	298,76	1,2		1425,27	358,512	510976,40
3.2	Автомобили бортовые грузоподъемностью до 5т	1т	298,76	0,21		614,66	62,740	38563,52
3.3	Краны на автомобильном ходу, 10т	1т	298,76	0,13		883,28	38,839	34305,54
3.4	Аппараты для газовой сварки и резки	1т	298,76	3,02		7,86	902,255	7091,73
3.5	Машины шлифовальные электрические	1т	298,76	0,2		0,45	59,752	26,89
4	Материалы							
4.1	Болты строительные с гайками и шайбами	1т	298,76	0,0025	т	70656,78	0,747	52773,55
4.2	Кислород технический газообразный	1т	298,76	2,5	м ³	18,5	746,900	13817,65
4.3	Пропан-бутан, смесь техническая	1т	298,76	0,8	кг	381,85	239,008	91265,20
4.4	Пиломатериалы хвойных пород.	1т	298,76	0,037	м ³	2796,61	11,054	30914,06
4.5	Шлифкруги	1т	298,76	0,05	шт	24,32	14,938	363,29
4.6	Канатка горячекатаная, в мотках	1т	298,76	0,00003	т	17916,99	0,009	160,59
4.7	Гвозди строительные	1т	298,76	0,00001	т	21186,44	0,003	63,30
4.8	Швеллеры №40, сталь марки СТ0	1т	298,76	0,00194	т	21949,15	0,580	12721,60
4.9	Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	1т	298,76	0,00031	т	42478,82	0,093	3934,20
4.10	Растворитель марки Р-4	1т	298,76	0,0006	т	34110,17	0,179	6114,45
4.11	Канат двойной свивки типа ТК	1т	298,76	0,0187	10 м	277,97	5,587	1552,97
Всего								1 581 719,94
Накладные расходы, 106%ФОТ								823 699,50
Сметная прибыль, 85%ФОТ								660 513,75
Итого								3 065 933,18
Итого в ценах II квартала 2009г.(i=6,08)								18 640 873,76

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТИПОВ ЛМК

В таблице Б.1 приведен расход стали на 1 м^2 зданий из легких металлоконструкций (без стенового ограждения) согласно источнику [118].

Учитывая то, что расчетная нагрузка на конструкции, представленные в таблице Б.1, имеет разброс значений от 2,7 до 3,67 кПа, для качественного анализа по рекомендациям [49] будем использовать удельный показатель веса, определенный как отношение удельного расхода стали к расчетной нагрузке на конструкции $k=g/q$, ед. Удельные показатели веса конструкций представлены в таблице Б.2.

В таблице Б.3 представлены сведения о трудозатратах на изготовление и монтаж ЛМК согласно источнику [118].

Затраты на железнодорожный транспорт определены по формуле [13]:

$$Z_{mp} = \frac{T_{жд}}{k} \cdot l^x, \quad (\text{Б.1})$$

где $T_{жд}$ - железнодорожный тариф;

k - коэффициент загрузки вагона;

l - расстояние до места доставки;

x - уменьшение тарифа по мере увеличения расстояния.

$$k = \frac{G_{сп}}{Q}, \quad (\text{Б.2})$$

где $G_{сп}$ - вес груза;

Q - грузоподъемность вагона.

Таблица Б.1 - Расход стали на м² ЛМК [59, 118]

Тип ЛМК	Характеристика	Пролет L, м	Шаг B, м	Расчетная нагрузка q, кПа	Удельный расход стали, кг/м ²					
					рама	шагер (строп. и подстроп. констр, связи)	прогоны	настил	колонны, фахверк и связи	общий
Молодечно	сер. 1.460.3-14/90 / Ленпроектстальконструкция	24	4	3,67	-	20,13	-	9,9	-	30,03
		24	6	3,6	-	19,2	-	11,2	-	30,4
Канск	сер. 1.420.3-15 / ЦНИИПСК им. Мельникова	18	6	2,74	34,1 / 25*	-	20,9 / 10,8			55 / 35,8
	шифр 11-2537 КМ / ЦНИИПСК им. Мельникова	18	12	2,94	28,1 / 20*	-	20 / 15,1			48,1 / 35,1
Рама переменной жесткости	шифр 828 КМ; шифр 982 ТР, шифр 941 / ЦНИИСК им. Кучеренко, ЦНИИ проектлегконструкция	24	6	3,14	27,45	-	7,71	-	1,07	36,24
Кисловодск	шифр $\frac{351}{02} \times 0,3$; шифр 167.02.00.00.00 / ЦНИИпроектлегконструкция	18 (30)	18 (30)	3,43	-	37,14				37,14
Орск	ТПР 400-0-26.84 / Гипроспецлегконструкция	24	6	2,7	21,6	-	17,57			39,17

* Для рамы "Канск" перед чертой указан расход стали для однопролетной рамы, после черты - четырехпролетной.

Затраты на железнодорожный транспорт при прочих равных условиях (пункт отправления, пункт назначения, железнодорожный тариф, грузоподъемность вагона) напрямую зависят от веса груза, помещаемого в вагон. Коэффициенты загрузки вагона конструкциями разного типа приведены в таблице Б.4.

Таблица Б.2 – Удельные показатели веса основных ЛМК

Тип ЛМК	Удельные показатели веса, ед.	
	от	до
Молодечно	0,091	0,1
Канск	0,119	0,201
Рама переменной жесткости	0,113	0,128
Кисловодск	0,105	0,118
Решетчатые рамы	0,093	0,106
Орск	0,145	-

Таблица Б.3 - Трудозатраты на изготовление и монтаж основных ЛМК

Тип ЛМК	Трудозатраты, чел. час/м.кв.		
	Изготовление	Монтаж	Всего
Молодечно	0,44	0,562	1,0
Канск	0,58	1,21	1,79
Орск	0,7	1,11	1,81
Кисловодск	0,77	1,38	2,15

Таблица Б.4 - Коэффициенты загрузки вагона для разного типа конструкций

Тип ЛМК	Коэффициент загрузки вагона
Молодечно	0,12
Кисловодск	0,5
рамные конструкции	1,0

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2361982

**МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ НЕСУЩАЯ КОНСТРУКЦИЯ
ПОКРЫТИЯ**

Патентообладатель(ли): *Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Тюменский государственный архитектурно-строительный университет" (ГОУВПО "ТюмГАСУ") (RU)*

Автор(ы): *с.м. на обороте*

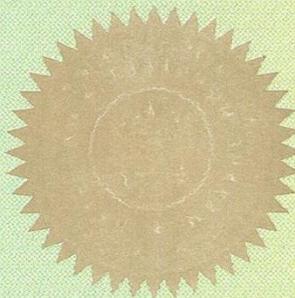
Заявка № 2007143425

Приоритет изобретения **23 ноября 2007 г.**

Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Российской Федерации **20 июля 2009 г.**

Срок действия патента истекает **23 ноября 2027 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности, патентам и товарным знакам



Б.П. Симонов

Автор(ы): *Пронозин Яков Александрович (RU), Бай Владимир Федорович (RU), Корсун Наталья Дмитриевна (RU), Еренчинов Сергей Александрович (RU), Зазуля Юрий Владимирович (RU)*

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ,
ПАТЕНТАМ И ТОВАРНЫМ ЗНАКАМ

(19) **RU**⁽¹¹⁾ **2 361 982**⁽¹³⁾ **C1**(51) МПК
E04B 7/00 (2006.01)(12) **ФОРМУЛА ИЗОБРЕТЕНИЯ К ПАТЕНТУ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(21), (22) Заявка: 2007143425/03, 23.11.2007

(24) Дата начала отсчета срока действия патента:
23.11.2007

(45) Опубликовано: 20.07.2009 Бюл. № 20

(56) Список документов, цитированных в отчете о
поиске: SU 1506970 A1, 07.01.1991. SU 907191 A,
28.02.1982. SU 953129 A, 23.08.1982. SU 553338
A, 05.04.1977.Адрес для переписки:
625001, г. Тюмень, ул. Луначарского, 2,
ГООУВПО "ТюмГАСУ"

(72) Автор(ы):

Пронозин Яков Александрович (RU),
Бай Владимир Федорович (RU),
Корсун Наталья Дмитриевна (RU),
Еренчинов Сергей Александрович (RU),
Зазуля Юрий Владимирович (RU)

(73) Патентообладатель(и):

Государственное образовательное
учреждение высшего профессионального
образования "Тюменский государственный
архитектурно-строительный университет"
(ГООУВПО "ТюмГАСУ") (RU)

RU
2 3 6 1 9 8 2
C 1

(54) **МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ НЕСУЩАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОКРЫТИЯ**

(57) Формула изобретения

1. Металлическая несущая конструкция покрытия, включающая двускатную малоуклонную балку, подкосы, надколенники, затяжку и узлы соединения, отличающаяся тем, что применена балка переменной жесткости, которая на участках наибольшей жесткости опирается на подкосы с образованием консолей, концы которых соединены с верхними концами надколенников, нижние концы подкосов и надколенников соединены в узлах опирания конструкции на колонны и связаны затяжкой.

2. Металлическая несущая конструкция покрытия по п.1, отличающаяся тем, что в конструкции повышена жесткость путем предварительного напряжения за счет регулирования длин надколенников и затяжки.

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ,
ПАТЕНТАМ И ТОВАРНЫМ ЗНАКАМ

(19) **RU**⁽¹¹⁾ **2 361 982**⁽¹³⁾ **C1**(51) МПК
E04B 7/00 (2006.01)

(12) ОПИСАНИЕ ИЗОБРЕТЕНИЯ К ПАТЕНТУ

(21), (22) Заявка: 2007143425/03, 23.11.2007

(24) Дата начала отсчета срока действия патента:
23.11.2007

(45) Опубликовано: 20.07.2009 Бюл. № 20

(56) Список документов, цитированных в отчете о
поиске: SU 1506970 A1, 07.01.1991. SU 907191 A,
28.02.1982. SU 953129 A, 23.08.1982. SU 553338
A, 05.04.1977.Адрес для переписки:
625001, г. Тюмень, ул. Луначарского, 2,
ГБОУ ВПО "ТюмГАСУ"

(72) Автор(ы):

Пронозин Яков Александрович (RU),
Бай Владимир Федорович (RU),
Корсун Наталья Дмитриевна (RU),
Еренчинов Сергей Александрович (RU),
Зазуля Юрий Владимирович (RU)

(73) Патентообладатель(и):

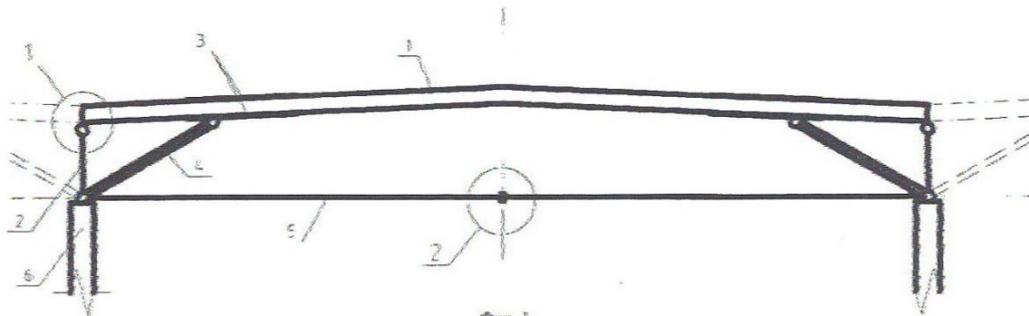
Государственное образовательное
учреждение высшего профессионального
образования "Тюменский государственный
архитектурно-строительный университет"
(ГБОУ ВПО "ТюмГАСУ") (RU)

(54) МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ НЕСУЩАЯ КОНСТРУКЦИЯ ПОКРЫТИЯ

(57) Реферат:

Изобретение относится к строительству. Технический результат изобретения заключается в снижении затрат на изготовление, транспортировку, монтаж и эксплуатацию конструкции. Конструкция содержит двускатную малоуклонную балку переменной жесткости, опертую на участках наибольшей жесткости на подкосы с образованием консолей, концы которых соединены с верхними концами надколенников. Нижние концы подкосов и надколенников соединены в узлах опирания конструкции на колонны и связаны затяжкой. Изменение

жесткости балки по длине осуществляется с учетом оптимального распределения внутренних усилий. Подбор длин и размеров участков переменной жесткости позволяет добиться оптимального распределения изгибающих моментов в балке, а угол наклона подкосов и высоты надколенников - продольных усилий в балке, подкосах и затяжке. Дополнительно в конструкции повышена жесткость за счет предварительного напряжения, осуществляемого путем регулирования длин надколенников и затяжки. 1 з.п. ф-лы, 3 ил.



Фиг. 1

RU 2 3 6 1 9 8 2 C 1

RU 2 3 6 1 9 8 2 C 1

RU 2 361 982 C1

площади эпюры моментов в балке при ее работе по неразрезной трехпролетной схеме. Подбор длины и размеров сечений накладок 3 позволяет добиться оптимального распределения изгибающих моментов в балке 1, а угол наклона подкосов 4 и высоты надколенников 2 - продольных усилий в балке 1, подкосах 4 и затяжке 5.

5 Дополнительно в конструкции повышена жесткость за счет предварительного напряжения, осуществляемого путем замыкания монтажных зазоров между балкой 1 и надколенниками 2, а также между фланцами 9 затяжки 5.

Способ устройства несущей конструкции покрытия осуществляется следующим образом. Несущая конструкция полностью собирается на земле. К надколенникам 2
10 крепится балка переменной жесткости 1. Между балкой и надколенником устанавливается монтажная прокладка 7 из металлического листа. Балка переменной жесткости 1 соединяется с надколенниками 2 с помощью болтов. Устанавливаются подкосы 4 и соединяются с балкой переменной жесткости 1 и надколенниками 2 с помощью болтов или сварки. Монтируется затяжка 5, состоящая из двух одинаковых
15 элементов. Элементы затяжки 5 привариваются к узлам сопряжения надколенников 2 и подкосов 4. Между собой элементы затяжки соединяются с помощью фланцев 9 на высокопрочных болтах. Между фланцев устанавливается монтажная прокладка 8 из металлического листа. После полного монтажа конструкции на земле, вынимается монтажная прокладка 7 между надколенником 2 и балкой переменной жесткости 1 и
20 производится подтяжка конца балки 1 к надколеннику 2. При этом конструкция получает строительный подъем в пролетной части. Несущая конструкция монтируется на колонны 6 и закрепляется на оголовках колонн с помощью болтов. Из плоскости рамы устойчивость конструкции обеспечивается расчалками (первая и вторая конструкция) или связями с ранее смонтированными конструкциями (промежуточная
25 конструкция). После монтажа конструкции на проектной отметке вынимается монтажная прокладка 8 и производится натяжение высокопрочных болтов фланцевого соединения 9 контрольным усилием закручивания гаек до плотного соприкосновения пластин фланцевого соединения элементов затяжки 5. Конструкция получает предварительное напряжение, увеличивается жесткость конструкции и
30 строительный подъем в пролете.

Формула изобретения

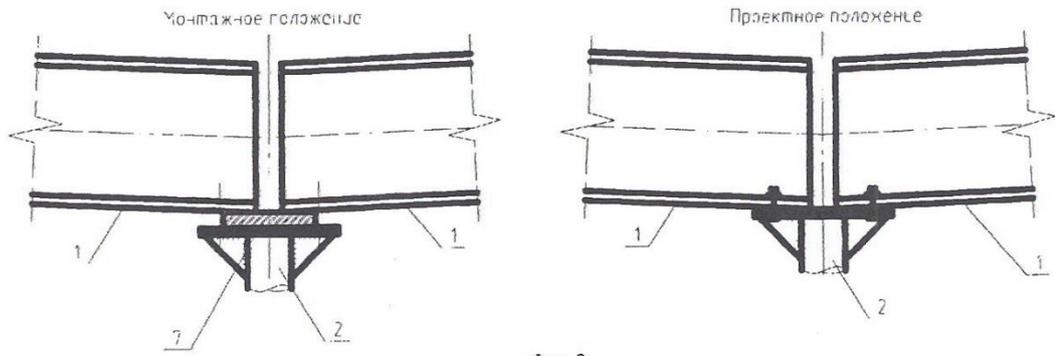
1. Металлическая несущая конструкция покрытия, включающая двускатную малоуклонную балку, подкосы, надколенники, затяжку и узлы соединения,
35 отличающаяся тем, что применена балка переменной жесткости, которая на участках наибольшей жесткости опирается на подкосы с образованием консолей, концы которых соединены с верхними концами надколенников, нижние концы подкосов и надколенников соединены в узлах опирания конструкции на колонны и связаны затяжкой.

40 2. Металлическая несущая конструкция покрытия по п.1, отличающаяся тем, что в конструкции повышена жесткость путем предварительного напряжения за счет регулирования длин надколенников и затяжки.

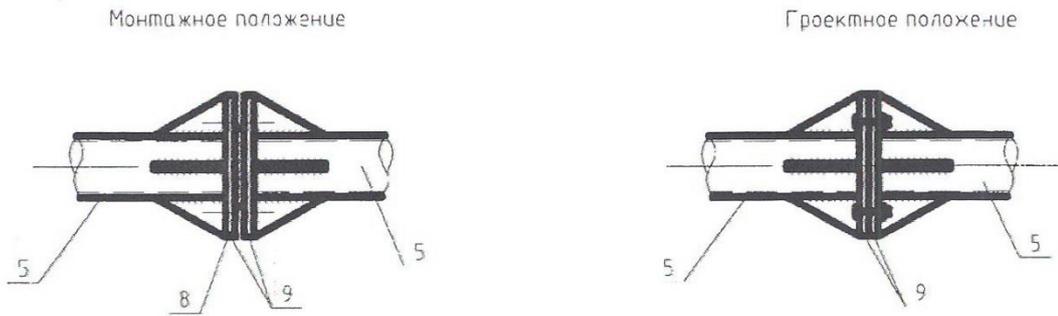
45

50

RU 2 361 982 C1



Фиг. 2



Фиг. 3

ООО «Управляющая компания «ПАРТНЕР»

Россия, 625048, г. Тюмень, ул. Холодильная, 114; тел./факс: (3452) 50-40-50, 50-40-57
E-mail: partner@partner72.ru; www.partner72.ru

ОГРН 1057200719883 ИНН 7202137547 КПП 720201001
Р/с 40702810367020103877 в Западно-Сибирском банке Сбербанка РФ по г.Тюмени
К/с 30101810800000000651 БИК 047102651



Исх. № _____

Акт о внедрении

результатов научно-исследовательской работы, выполненной соискателем
кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО
«Тюменский государственный архитектурно-строительный университет»
Корсун Натальей Дмитриевной

При строительстве объекта «Гипермаркет в Заречном микрорайоне г. Тюмени» в качестве стропильных конструкций покрытия пролетами 18 и 24 м внедрена разработанная автором стальная конструкция балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой, защищенная патентом Российской Федерации № 2361982 (опубл. 20.07.2009, Бюл. № 20. - 4 с: ил.).

Конструкция принята на основании технико-экономического анализа вариантов решений, выполненных в рамках договора на проектные работы № 331-05 от 15.06.2005 г. В сравнении с вариантов покрытия с фермами «Молодечно» (серия 1.460.3-14) предложенная конструкция позволила снизить затраты на строительство на 7,6 %.

Надежность конструкций подтверждена натурными испытаниями стропильных конструкций покрытия третьего блока здания пролетами 18 и 24 м, проведенными в мае 2006 года.

Генеральный директор
ООО «Управляющая компания «Партнер»

Г.Ю. Разницын

ООО «Управляющая компания «ПАРТНЕР»

Россия, 625048, г. Тюмень, ул. Холодильная, 114; тел./факс: (3452) 50-40-50, 50-40-57
E-mail: partner@partner72.ru; www.partner72.ruОГРН 1057200719883 ИНН 7202137547 КПП 720201001
Р/с 40702810367020103877 в Западно-Сибирском банке Сбербанка РФ по г.Тюмени
К/с 30101810800000000651 БИК 047102651**ПАРТНЕР**
УПРАВЛЯЮЩАЯ КОМПАНИЯ

Иск. № _____

Акт о внедрении
результатов научно-исследовательской работы, выполненной
соискателем кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО
«Тюменский государственный архитектурно-строительный университет»
Корсун Натальей Дмитриевной

В рамках выполнения договора на проектные работы № 32НИС/08 от 15.07.2008 г. в качестве стропильных конструкций покрытия Торгового центра в городе Нефтеюганске принята к внедрению разработанная автором стальная конструкция балки переменной жесткости с подкосами и затяжкой, защищенная патентом РФ №2361982 (опубл. 20.07.2009, Бюл. № 20. - 4 с: ил.).

Конструкция принята на основании технико - экономического анализа вариантов решений стропильных конструкций пролетами 18 и 24 м. В сравнении с фермами «Молодечно» (серия 1.460.3-14) предложенная конструкция показала следующие результаты: масса легче на 3,5 %; трудозатраты на изготовление меньше на 39%; транспортные расходы меньше на 68%; конструкция обладает высокими показателями устойчивости к коррозии.

Генеральный директор
ООО «Управляющая компания «Партнер»



Г.Ю. Разницын