

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

КЛЕВАН ВАДИМ ИГОРЕВИЧ

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СОСТАВНЫХ
ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ
СТАЛИ И ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО
ШПОНА**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор А. Г. Черных

Санкт-Петербург – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, КОМБИНИРОВАННЫХ ИЗ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ДРЕВЕСИНЫ И СТАЛИ.....	14
1.1 Общая характеристика и опыт применения составных деревянных и металлодеревянных конструкций	16
1.2 Анализ исследований несущих балок, комбинированных из материалов на основе древесины и стали.....	32
1.3 Конструкция металлодеревянных балок с применением гофрированной стали, древесины и однонаправленного клееного шпона.....	36
1.4 Выводы по главе 1.....	44
ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА.....	47
2.1 Определение зависимости изогнутой оси металлодеревянной балки от упругих свойств швов сплачивания ее элементов.....	47
2.2 Определение характера НДС элементов изгибаемых металлодеревянных балок.....	59
2.3 Исследование НДС в случае системы сосредоточенных сил.....	82
2.4 Выводы по главе 2.....	94
ГЛАВА 3. РАБОТА СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК	96

3.1	Определение упругих свойств швов сплачивания стенки из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона.....	96
3.2	Определение характера распределение напряжений в поясах и стенке металлодеревянных балок при изгибе.....	101
3.3	Исследование несущей способности и характера разрушения составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона.....	121
3.4	Исследование деформативности составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона	131
3.5	Выводы по главе 3.....	135
	ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК	138
4.1	Разработка конечно-элементной модели.....	138
4.2	Определение характера напряженно-деформированного состояния элементов конструкции.....	145
4.3	Сравнение результатов экспериментальных и численных исследований	148
4.4	Выводы по главе 4.....	152
	ГЛАВА 5. РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА.....	154
5.1	Анализ влияния геометрических параметров на НДС балок.....	154
5.2	Определение критериев наступления предельных состояний составных двутавровых металлодеревянных балок.....	168

5.3	Разработка усовершенствованного метода расчета составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона.....	185
5.4	Рекомендации по проектированию	188
5.5	Выводы по главе 5.....	190
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	192
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	194
	ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	220
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	229
	ПРИЛОЖЕНИЕ В	236
	ПРИЛОЖЕНИЕ Г.....	237
	ПРИЛОЖЕНИЕ Д.....	239

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В современной строительной отрасли России наблюдается устойчивая тенденция к росту объемов индивидуального жилищного строительства. Государство оказывает поддержку такому росту, в том числе через стимулирование ипотечного кредитования, развитие Дальнего Востока, Арктики и другие меры. Также ежегодно проводятся капитальные ремонты десятков тысяч многоквартирных жилых домов. Значительная часть вновь возводимых и ремонтируемых объектов содержит деревянные конструкции перекрытий и покрытий (стропильные системы, фермы и т.д.). С применением древесины возводятся инфраструктурные, спортивные, культовые здания и сооружения.

В 2020-24 гг. последовательно наблюдаются разнообразные явления, дестабилизирующие рыночную конъюнктуру в сфере применения деревянных конструкций. К ним можно отнести: существенный рост цен на клееную древесину; осложнения в обслуживании и поставках оборудования, клеев для производства КДК; уменьшение экспорта стали, лесных материалов, высокотехнологичной продукции деревообрабатывающего комплекса, включая LVL. В связи с этим создаются предпосылки для более широкого применения составных ДК, включая конструкции, комбинированные из различных материалов. Например, высокие прочностные характеристики LVL при работе его на растяжение позволяют создавать эффективные конструкции двутавровых балок с поясами из этого композиционного материала. Появились новые соединители для ДК, проведены многочисленные исследования их работы. Стоит отметить изменения форм и технологии изготовления металлических зубчатых пластин и когтевых шайб.

Однако до настоящего времени анализ напряженно-деформированного состояния элементов составных ДК на податливых связях представляет определенные сложности. Теоретические исследования в этой области широко проводились в середине XX в., соответственно, не учитывают изменившихся

тенденций, например гибридных технологий производства несущих конструкций. В нормах по проектированию ДК не рассматривается работа податливых соединений в конструкциях, комбинированных из разнородных материалов (дерево, сталь, композиты). Решение этой проблемы позволит создавать новые эффективные типы плоских и пространственных составных деревянных конструкций, а также более полно анализировать работу уже существующих. Следовательно, развитие метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL) и стенкой из гофрированной стали по предельным состояниям является актуальной и своевременной научно-исследовательской задачей, обладающей практической значимостью.

Степень разработанности темы исследования. Составные конструкции из древесины известны в практике строительства с древних времен, однако до разработки Д. И. Журавским теории касательных напряжений в балках их проектирование было возможно производить только на основании опыта. Одни из первых теоретических работ по расчету составных стержней выполнены Ф. Engesser, им дан метод определения их приведенного модуля упругости. Впоследствии развитие теории составных стержней из различных материалов проводилось R. Mises, J. Ratzerdorfer, H. Muller–Breslau, L. Gruning, J. Arnovlievic и др. Рассматривались они и в трудах С. П. Тимошенко. В области деревянных составных стержней наиболее значительные работы выполнены А. Р. Ржаницыным, П. Ф. Плешковым, В. Г. Писчиковым, А. Б. Губенко, Г. В. Свенцицким, В. М. Коченовым, М. Е. Каганом, А. В. Дятловым, В. С. Деревягиным, В. В. Пинаджаном, К. С. Завриевым, Н. Ю. Кушелевым и др. В последние годы в области составных конструкций, включая деревянные балки и плиты, выполнены исследования В. И. Колчуновым, А. В. Турковым, В. И. Жадановым, А. Г. Черных, Н. В. Ключевой, П. А. Гвозковым, П. В. Сапожниковым, Е. А. Скобелевой, С. И. Горностаевым, Я. Е. Колчиной, О. В. Калашниковой, А. В. Карельским, А. С. Черных, С. Г. Каратаевым, П. С. Ковалем,

Д. А. Украинченко, С. В. Калинин, С. В. Лисовым, J. F. Miller и др. Вместе с тем следует отметить, что составные многослойные (многоветвевые) балки, комбинированные из различных материалов, в т.ч. из профилированной стали и однонаправленного клееного шпона (LVL), других материалов на основе древесины по-прежнему остаются малоизученными, а в достаточной мере научно обоснованных методов их расчета не существует.

Цель исследования состоит в разработке метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний, наиболее полно учитывающего специфику их конструктивных решений.

Задачи исследования:

1) провести критический анализ состояния вопроса по теории и практике применения составных конструкций, комбинированных из материалов на основе древесины и стали, выявить существующие проблемы и определить цели и задачи исследований;

2) провести теоретический анализ напряженно-деформированного состояния элементов изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними;

3) разработать методику определения коэффициента жесткости швов сплачивания элементов составной металлодеревянной балки на металлических зубьях;

4) разработать методики и провести экспериментальное исследование несущей способности и деформативности изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях;

5) создать конечно-элементную модель составной двутавровой металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними для исследования влияния конструктивных параметров на НДС элементов;

б) разработать алгоритм усовершенствованного метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний с учетом податливости связей между их элементами.

Объект исследования: Составная двутавровая металлодеревянная балка перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях.

Предмет исследования: напряженно-деформированное состояние элементов изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения в части п. 3 «Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности».

Научная новизна исследования:

1) на основе развития метода расчета составных деревянных конструкций за счет применения подхода, состоящего в рассмотрении

деформирования швов по разности деформаций в отдельных ветвях выбранных сечений на элементарном участке длины, предложена расчетная модель составной балки двутаврового сечения, комбинированной из гофрированной стали (стенка) и однонаправленного клееного шпона (пояса), как трехветвевое составного стержня с упруго-податливыми связями;

2) путем физического моделирования определен коэффициент жесткости η швов сплачивания элементов составной металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа;

3) установлена зависимость условного модуля упругости E_{eb} металлодеревянной балки с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали от уровня нагрузки, учитывающего пластические деформации системы, определена зависимость модуля упругости фиктивной цельной балки аналогичного сечения E_S от ее конструктивных параметров и уровня нагрузки;

4) установлены зависимости несущей способности от размеров поясов и высоты стальной профилированной стенки составной двутавровой металлодеревянной балки на упруго-податливых связях с поясами из LVL.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в обосновании методами строительной механики составных анизотропных стержней расчетной модели для определения напряженно-деформированного состояния изгибаемой составной двутавровой металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом упругой податливости связей между ними.

Практическая значимость диссертационной работы состоит в:

1) разработке методики и определении упругих свойств швов сплачивания элементов составной металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях;

2) разработке рекомендаций по проектированию составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях.

Методология и методы исследования основываются на применении научных методов познания, классических положений строительной механики составных анизотропных стержней, статистики и планирования эксперимента, а также теории расчета строительных конструкций, зданий и сооружений из древесины и материалов на ее основе.

Положения, выносимые на защиту:

1) расчетная модель изгибаемой составной двутавровой металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях в виде составного трехслойного стержня с податливыми связями продольного сдвига и абсолютно жесткими поперечными связями;

2) результаты физического моделирования деформирования соединения поясов и стенки конструкции при действии сдвигающих усилий в швах сплачивания (значение коэффициента жесткости η шва);

3) результаты экспериментальных исследований по деформативности, несущей способности и характеру разрушения изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях;

4) метод расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними по 1 и 2 группам предельных состояний.

Степень достоверности результатов обеспечена за счет использования общепринятых определений, допущений и гипотез механики твердого деформируемого тела, современных подходов к анализу напряженно-деформированного состояния элементов деревянных конструкций, включая численные методы, поверенного аттестованного измерительного оборудования, классических подходов к планированию и статистической обработке в экспериментальных исследованиях; подтверждается приемлемой сходимостью результатов теоретических и экспериментальных исследований, включая численные.

Апробация диссертационной работы

Основные положения диссертационной работы представлены на следующих конференциях:

1) Международная научно-практическая конференция молодых ученых «Научные исследования современных проблем развития России: диалог поколений», г. Санкт-Петербург, СПбГЭУ, 19 декабря 2019 г.

2) 73-я научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2020 г.

3) Международная научно-техническая конференция «International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering» (MPCPE-2020), г. Владимир, ВлГУ им. А. Г. и Н. Г. Столетовых, 27-28 апреля 2020 г.

4) XII Международная конференция «Актуальные проблемы архитектуры и строительства», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 25-26 ноября 2020 г.

5) Международная научная конференция «Industrial and Civil Construction 2021», г. Белгород, БГТУ им. Шухова, 18-19 января 2021 г.

6) Международная научно-техническая конференция «International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in

Construction, Industrial and Production Engineering» (МРСРЕ-2021), г. Владимир, ВлГУ им. А. Г. и Н. Г. Столетовых, 26-28 апреля 2021 г.

7) LXXV Научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых учёных «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 11-14 октября 2022 г.

8) XII Международная научно-техническая конференция «Инновации в деревянном строительстве», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 20-21 апреля 2023 г.

Публикации. Материалы диссертационного исследования опубликованы в 6 печатных работах общим объемом 25,32 п.л., лично автором – 2,47 п.л., в т.ч. 4 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утвержденный ВАК РФ.

Внедрение результатов диссертационной работы. Результаты выполненных научных исследований внедрены в практической области:

- в учебный процесс по дисциплине «Спецкурс по проектированию деревянных конструкций» (для обучающихся по направлению подготовки по специальности 08.04.01 «Промышленное и гражданское строительство: проектирование») – соответствующий Акт о внедрении результатов диссертационного исследования представлен в приложении В;

- при разработке проектной документации ООО «Кровля+» на объект капитального строительства «Индивидуальный жилой дом, дер. Колтуши, Ленинградская обл.» – соответствующий Акт о внедрении результатов диссертационного исследования представлен в приложении Г;

- при разработке проектной документации ООО «Большепролет» на объект капитального строительства «Склад хранения готовой продукции» – соответствующий Акт о внедрении результатов диссертационного исследования представлен в приложении Г.

Структура и объем диссертационной работы

Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав с выводами по каждой из них, заключения, списка литературы и приложений. Объем работы

– 263 страницы машинописного текста, включая 19 таблиц и 83 рисунка, 5 приложений. Список литературы содержит 226 наименований, в том числе 64 – на иностранных языках.

Диссертационная работа выполнена при Федеральном государственном образовательном учреждении высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» (ФГБОУ ВО СПбГАСУ).

ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, КОМБИНИРОВАННЫХ ИЗ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ДРЕВЕСИНЫ И СТАЛИ

При проектировании и строительстве несущих конструкций покрытий и перекрытий зданий проблема ограниченности сортамента пиломатериалов, вызванная известными естественными пределами роста древесного ствола, может быть решена с применением различных подходов [79]. Основные из них приведены ниже:

1) создание новых материалов на основе склеивания древесины, обладающих технологичными линейными размерами (поперечное сечение, пролет), а также их соотношениями – КДК, ДПК, ОСП, фанера, LVL, PSL и т.д. [23, 25-27, 40, 74, 79, 81, 134-138];

2) возведение плоских и пространственных сквозных стержневых конструкций – стропильных и других ферм различного очертания, перекрестно-балочных систем, кружально-сетчатых сводов, сетчатых куполов и т.д. [39, 40, 47, 48, 83, 132, 134];

3) изготовление составных (многоветвевых) конструкций балок, плит, сводов, настилов на механических упруго-податливых связях различных типов [41-43, 58, 71, 72, 78, 79, 98-101, 144, 154, 156, 209].

Также возможно совмещение перечисленных выше подходов в одном конструктивном решении [48, 49, 53, 65, 67, 68, 71, 109].

Во второй половине XX в. основные тенденции исследований деревянных конструкций и развития их производства заключались в постепенном увеличении доли КДК покрытий (ферм, балок, арок, рам), а также составных несущих и ограждающих ДК заводского изготовления – ребристых панелей и плит [79, 159-161]. Одновременно происходило общее упрощение конструктивных форм и технических решений узлов [127, 132]. Указанный вектор развития в первую очередь был обусловлен

экономическими и технологическими факторами, в значительной мере изменившимися за последние десятилетия. Признание этого диктует необходимость к пересмотру не только целесообразности применения тех или иных материалов и технических решений, но зачастую и самих подходов к проектированию [24, 132]. В то же время нельзя не признать наличие проблемы общего снижения уровня квалификации рабочих кадров (плотников, монтажников), инженерно-технических работников, культуры производства работ (включая точность изготовления, монтажа, организацию складского хозяйства), перенос значительной части производственных процессов на строительную площадку, что должно негативно сказываться на надежности составных конструкций [79]. В числе положительных изменений технологии можно отметить рост применения и развитие средств малой механизации, бензо- и электроинструмента. Указанные факторы позволяют сделать вывод об актуальности выработки новых эффективных конструктивных решений ДК, а также анализа ранее не востребованных отраслью на предмет внедрения их в практику на основе современных технологических, конструктивных и экономических требований. Подобное переосмысление в предыдущие периоды уже предпринималось в СССР Г. В. Свенцицким [132], в США Т. Benson, J. F. Miller, J. A. Sobon и др. [168, 209], в Западной Европе – J. Natterer, P. Ross и др. [213].

В связи с изменяющимися условиями строительства создаются предпосылки для более широкого применения составных балочных и плитных ДК, включая конструкции, комбинированные из различных материалов (сталь, LVL, ДПК и т.д.). Следует пересмотреть возможность применения технических решений, ранее считавшихся неэффективными. Например, высокие прочностные характеристики LVL при работе его на растяжение [25, 156-161] позволяют создавать эффективные конструкции ферм практически без применения металла, в т.ч. с узлами на врезках [161], двутавровых балок с поясами из этого композиционного материала [76, 80] и др. Появились новые соединители для ДК, проведены многочисленные исследования их

действительной работы [23, 29-38, 44, 72, 79, 112, 144, 154-156, 162]. Особенно стоит отметить революционные изменения форм различных винтовых соединений [99, 100, 133, 144], а также металлических зубчатых пластин (МЗП) и когтевых шайб [38, 72, 112].

Однако до настоящего времени анализ напряженно-деформированного состояния элементов составных ДК на податливых связях представляет определенные сложности. Теоретические исследования в этой области широко проводились в середине XX в., соответственно, не учитывают прочностные свойства новых материалов на основе древесины [74, 79, 156]. В нормах по проектированию ДК [127, 143] не рассматривается работа податливых соединений в пространственных конструкциях – для случаев сложного сопротивления, нет указаний по расчету конструкций, комбинированных из разнородных материалов (древесина, сталь, бетон, композиты), не решены многие проблемы оценки напряженного состояния и конструктивной надежности.

1.1 Общая характеристика и опыт применения составных деревянных и металлодеревянных конструкций

Составные конструкции из древесины известны в практике строительства с древних времен, однако до разработки Д. И. Журавским теории касательных напряжений в балках [54] их проектирование было возможно производить только на основании опыта. При этом применялись разнообразные конструктивные решения (рисунки 1.1-1.5).

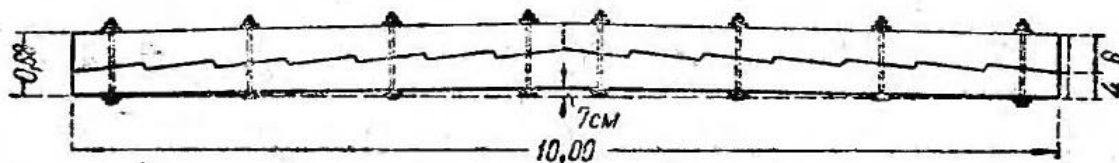


Рисунок 1.1. Составная балка с соединением элементов на врубках.

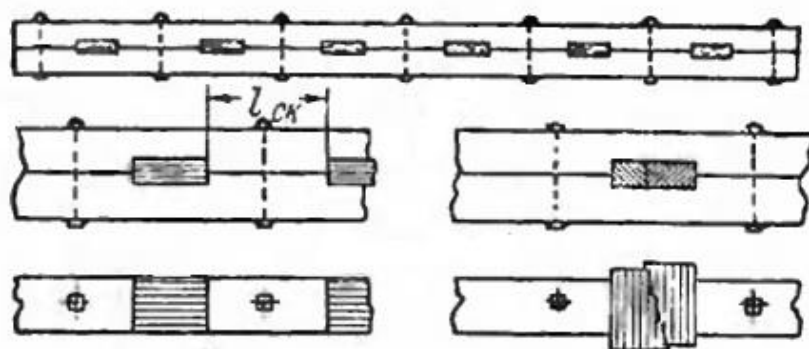


Рисунок 1.2. Составная балка с соединением элементов на шпонках.

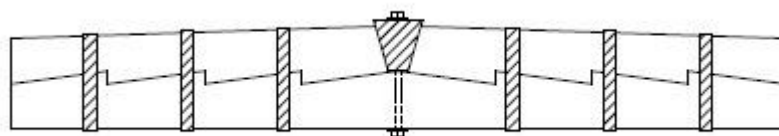


Рисунок 1.3. Составная двускатная на врубках с чугуным клином и бондарными обручами [209].



Рисунок 1.4. Составная двускатная балка на шпонках [209].



Рисунок 1.5. Дощато-гвоздевые балки в покрытии промышленного здания.

Выделяют следующие основные способы сплачивания элементов деревянных конструкций на механических упруго-податливых связях [132]:

- 1) врубки (рисунок 1.1, 1.3);
- 2) шпонки (рисунок 1.2, 1.4);
- 3) нагели разных видов.

Из указанных типов соединений нагельные наиболее многообразны по техническим решениям (гвозди, болты, деревянные нагели, металлические зубчатые пластины и др.) и возможным применяемым конструктивным формам. До появления и широкого внедрения в практику строительства клееных деревянных конструкций существенная часть промышленных и гражданских зданий и сооружений большого пролета или высоты возводилась с применением, например, дощато-гвоздевых конструкций (рисунок 1.5), а также криволинейных составных из досок, сплоченных нагелями – в виде арок Делорма (рисунок 1.6), арок Эми (рисунок 1.7).

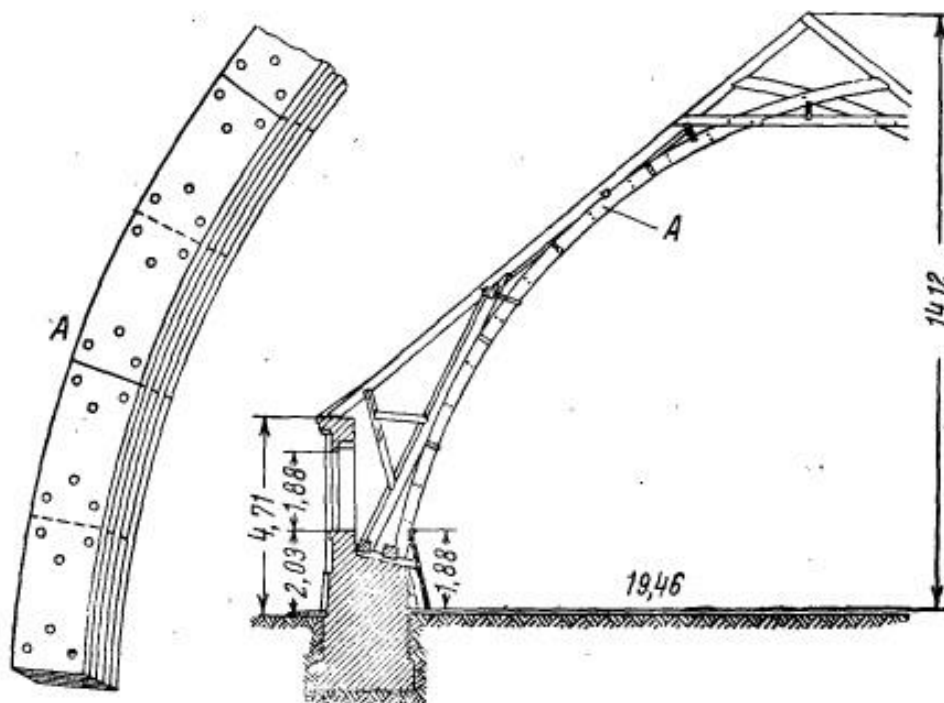


Рисунок 1.6. Арка Делорма.

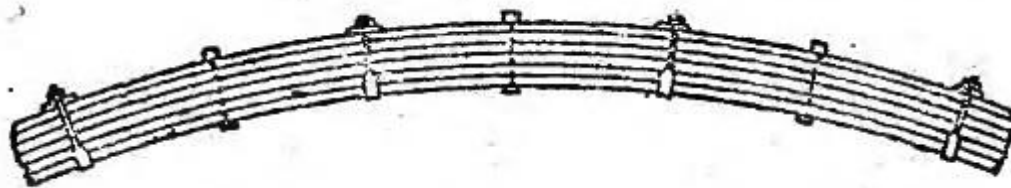


Рисунок 1.7. Дощатая арка системы Эми.

Конструктивные решения составных балок и арок на нагелях предоставляют широкие возможности для строительства, вместе с тем они весьма трудоемки в изготовлении и при ремонте. Развитие методов оценки их НДС позволило существенно повысить надежность при снижении материалоемкости и увеличении перекрываемых пролетов. Особенно важно это для элементов конструкций, находящихся в условиях сложного сопротивления, а также при анализе устойчивости [124, 130, 131], учете анизотропии [96-97]. Одни из первых теоретических работ по расчету составных стержней выполнены Ф. Engesser, в которых обоснован метод определения приведенного модуля упругости составных конструкций [186].

Впоследствии развитие теории составных стержней из различных материалов проводилось R. Mises, J. Ratzerdorfer, H. Muller-Breslau, L. Gruning, J. Arnovlievic и др. [163, 169, 189, 210, 211] Рассматривались они и в трудах С. П. Тимошенко, В. З. Власова [20, 21, 146]. Выполненные в области составных деревянных стержней работы А. Р. Ржаницына, П. Ф. Плешкова, В. Г. Писчикова, А. Б. Губенко, Г. В. Свенцицкого, В. М. Коченова, М. Е. Кагана, А. В. Дятлова, В. С. Деревягина, В. В. Пинаджана, К. С. Завриева, Н. Ю. Кушелева и других крупных отечественных ученых и инженеров позволили создавать деревянные мосты пролетами до 80 м и более; антенные мачтовые сооружения из бревен высотой до 200 м; деревянные оболочки градирен со сплошной стенкой и другие тому подобные сооружения [40, 46, 90, 101, 106, 123, 124, 130-132, 135, 151].

Отдельно следует отметить конструктивное решение для составных деревянных балок из брусев, предложенное в 1932 г. В. С. Деревягиным,

которое заключалось в замене традиционных шпонок, работающих на скалывание, пластинчатыми нагелями, работающими на изгиб [209]. Важной особенностью конструкции была высокая технологичность ее изготовления, которая достигалась за счет применения цепнодолбежных станков для устройства пазов под нагели (рисунок 1.8). Ввиду малых значений касательных напряжений в центральной части пролета, постановка пластинчатых нагелей в этой зоне балки не требуется.

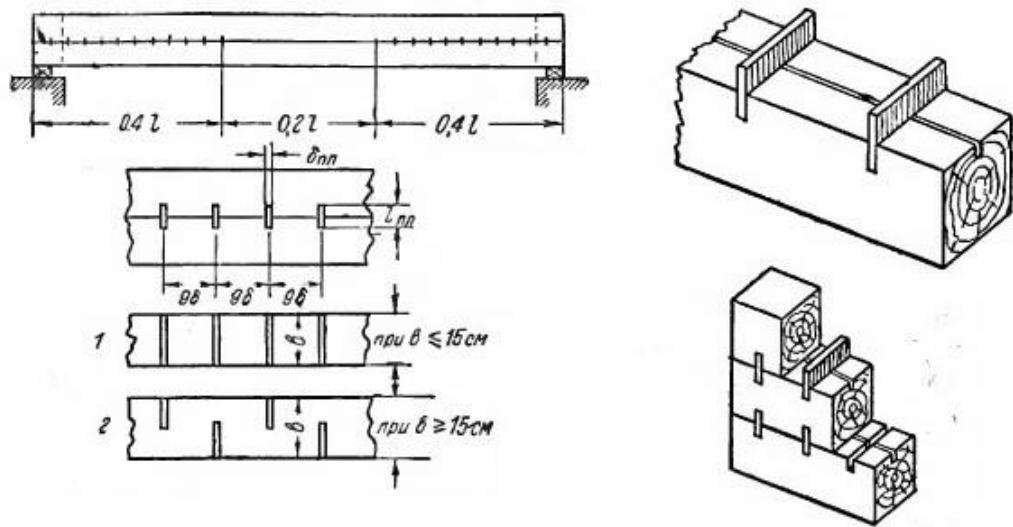


Рисунок 1.8. Конструкция балки Деревягина.

В балках Деревягина допускалось сплачивать по высоте 2-3 бруса, т.е. не более двух швов. Таким образом, обеспечивались характерные размеры сечений примерно до 600 мм. Это позволяло применять данное решение не только непосредственно для балок, но и для изготовления элементов более сложных сборных конструкций, в том числе с применением металла. Например, в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко были разработаны типовые конструкции металлодеревянных треугольных арок и ферм с верхними поясами, составными из брусьев на пластинчатых нагелях (рисунок 1.9).

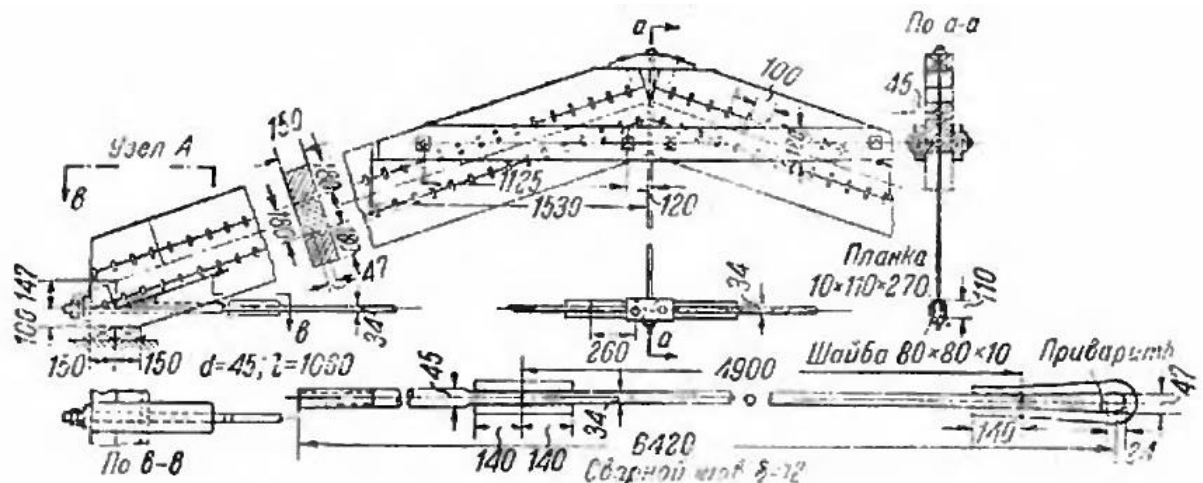


Рисунок 1.9. Металлодеревянная треугольная арка с верхним поясом из балок
Деревягина.

В последние годы в области составных конструкций, включая деревянные и металлодеревянные балки и плиты, выполнены исследования В. И. Колчуновым, К. П. Пятикрестовским, Е. Н. Серовым, Р. Б. Орловичем, П. А. Дмитриевым, А. В. Турковым, В. И. Жадановым, В. И. Линьковым, А. Г. Черных, Б. В. Лабудиным, Н. В. Ключевой, П. А. Гвозковым, П. В. Сапожниковым, Е. А. Скобелевой, С. И. Горностаевым, Я. Е. Колчиной, О. В. Калашниковой, А. В. Карельским, А. С. Черных, С. Г. Каратаевым, В. Г. Котловым, М. А. Колесниковой, П. С. Ковалем, Е. В. Даниловым, Д. А. Украинченко, С. В. Калинин, А. А. Актугановым, С. В. Лисовым, Т. П. Черновой, Н. Л. Тишковым, J. F. Miller, A. Aspila, A.A. Chiniforush, H.R. Valipour, M. Chybiński, A. Hassanieh, R. J. Leichti и др. [3-16, 22, 28, 40-44, 47-53, 56-72, 74-80, 82-89, 92-93, 98-101, 113-122, 133, 147-148, 150-152, 154, 162, 164, 166-167, 171-176, 178-181, 188, 190-195, 199-206, 209, 212, 214-225].

Статическое и динамическое деформирование составных деревянных и металлодеревянных балок исследованы В. И. Колчуновым, А. В. Турковым, П. А. Гвозковым, О. В. Калашниковой [22, 58, 82, 84-89, 150-152]. Указанные работы имеют большое теоретическое значение, не смотря на то, что в них не рассматривались конструктивные решения металлодеревянных балок, применяемые на практике. В. И. Жаданов, В. Г. Котлов, А. А. Актуганов,

В. А. Грачев, С. В. Калинин, А. В. Карельский, Н. Л. Тишков, J. F. Miller и др. предложили оригинальные конструкции составных деревянных и металлодеревянных балок, в т.ч. двутавровых с криволинейными стенками [3-16, 28, 50-52, 56, 59-64, 72, 113-122, 147-148, 209]. Исследовано НДС балок, даны рекомендации по их проектированию и расчету.

Исследованием пространственных составных конструкций из древесины, материалов на ее основе (LVL, CLT и т.п.), а также стали занимались К. П. Пятикрестовский, Р. Б. Орлович, А. Г. Черных, В. И. Жаданов, И. С. Инжутов, Б. В. Лабудин, Д. А. Украинченко, М. А. Колесникова, Т. П. Чернова, П. С. Коваль и др. Предложены оригинальные конструктивные решения и выполнен анализ напряженно-деформированного состояния существующих конструкций ребристых плит, блок-ферм и т.д. [47-49, 78-79, 109, 154, 156, 162].

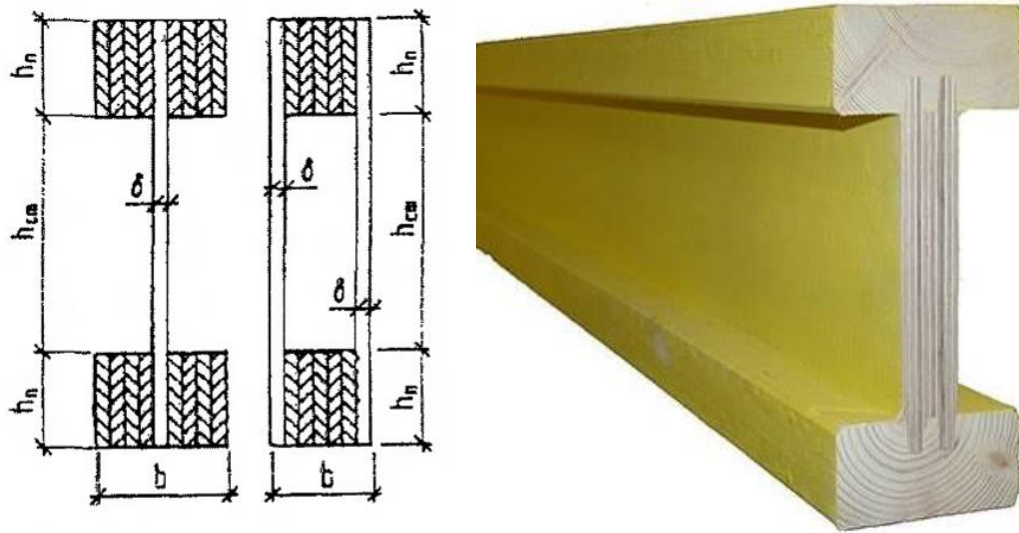
П. А. Дмитриев исследовал работу клеефанерных балок с фанерной волнистой стенкой [40-44]. Е. Н. Серовым в качестве решения по усилению исторических конструкций – памятников деревянного зодчества предложено создание составных балок путем постановки наклонно ввинченных стержней по направлению главных растягивающих напряжений при изгибе [133-137]. Напряженное состояние наклонных металлических стержней в деревянных элементах составного сечения и моделирование их работы с применением теории А. Р. Ржаницына рассмотрены в трудах В. И. Линькова [98-101].

Как было показано ранее, элементы составных конструкций на податливых связях могут изготавливаться из одного материала или из различных. Например, для балок двутаврового сечения характерно применение в качестве поясов цельной или клееной древесины, однонаправленного LVL [159], в качестве стенки – фанеры с вертикальным или горизонтальным направлением волокон во внешних слоях [134], ОСП и перекрестно-клееного LVL (рисунок 1.10). Также изготавливают балки коробчатого сечения, имеющие двойную стенку.

а

б

в



з



Рисунок 1.10 – Конструкция тонкостенных деревянных балок в различном исполнении: *a* – двутавровая клефанерная со сквозным пропуском стенки через пояса; *б* – коробчатая клефанерная со сквозным пропуском стенки через пояса; *в* – клефанерная с «глухим» пазом; *з* – со стенкой из ОСП.

Определение нормальных напряжений в элементах балочных конструкций, составных из двух различных материалов, согласно [40, 146] производится по формуле:

$$\sigma_{x,i} = \frac{M \cdot E_i \cdot y}{E_i \cdot I_i + E_j \cdot I_j}, \quad (1.1)$$

где M – изгибающий момент в плоскости большей жесткости, Нмм;

E_i – модуль упругости материала рассматриваемого слоя, Н/мм²;

E_j – модуль упругости материала другого слоя, Н/мм²;

I_i – момент инерции сечения рассматриваемого слоя относительно нейтральной оси, мм⁴;

I_j – момент инерции сечения другого слоя относительно нейтральной оси, мм⁴;

y – ордината точки, для которой определяются напряжения (до нейтральной оси), мм.

В случае распространенных в строительстве двутавровых (симметричных) балок с поясами из древесины (или LVL) и стенкой из фанеры или ОСП [40, 143, 165, 170, 177, 184, 194, 198, 202-203, 226] нейтральная ось проходит посередине сечения, и в формуле (1.1) становится $E_i=E_d$ ($E_i=E_{LVL}$), $E_j=E_f$ ($E_j=E_{ОСП}$), а $y=0,5h$. Тогда максимальные нормальные напряжения в поясах равны:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,\Pi} &= \frac{0,5M \cdot E_d \cdot h}{E_d \cdot I_{\Pi} + E_f \cdot I_c} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\Pi} + I_c \cdot E_f / E_d} = \\ &= \frac{0,5M \cdot h}{I_{\text{пр.д}}} = \frac{M}{W_{\text{пр.д}}}, \end{aligned} \quad (1.2)$$

аналогично

$$\sigma_{x,\Pi} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\Pi} + I_c \cdot E_{ОСП} / E_{LVL}} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\text{пр.LVL}}} = \frac{M}{W_{\text{пр.LVL}}}, \quad (1.3)$$

где E_d , E_f , $E_{ОСП}$, E_{LVL} – модули упругости древесины вдоль волокон, фанеры вдоль волокон внешних слоев, ОСП, LVL вдоль волокон соответственно, Н/мм²;

h – полная высота поперечного сечения, мм;

I_{Π} – момент инерции сечения пояса относительно нейтральной оси, мм⁴;

I_c – момент инерции сечения стенки относительно нейтральной оси, мм⁴;

$I_{\text{пр.д}}, I_{\text{пр.LVL}}$ – момент инерции сечения балки, приведенный к древесине и LVL соответственно, мм⁴;

$W_{\text{пр.д}}, W_{\text{пр.LVL}}$ – момент сопротивления сечения балки, приведенный к древесине и LVL соответственно, мм³.

Максимальные нормальные напряжения в стенке балки будут равны:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,c} &= \frac{0,5M \cdot E_{\phi} \cdot h}{E_d \cdot I_{\Pi} + E_{\phi} \cdot I_c} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\Pi} \cdot E_d / E_{\phi} + I_c} = \\ &= \frac{0,5M \cdot h}{I_{\text{пр.}\phi}} = \frac{M}{W_{\text{пр.}\phi}}, \end{aligned} \quad (1.4)$$

а также

$$\sigma_{x,\Pi} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\Pi} \cdot E_{\text{LVL}} / E_{\text{ОСП}} + I_c} = \frac{0,5M \cdot h}{I_{\text{пр.ОСП}}} = \frac{M}{W_{\text{пр.ОСП}}}, \quad (1.5)$$

где $I_{\text{пр.}\phi}, I_{\text{пр.ОСП}}$ – момент инерции сечения балки, приведенный к фанере и ОСП соответственно, мм⁴;

$W_{\text{пр.}\phi}, W_{\text{пр.ОСП}}$ – момент сопротивления сечения балки, приведенный к фанере и ОСП соответственно, мм³.

Расчет таких балок по предельным состояниям 1 группы по нормальным напряжениям выполняется по формулам [143] следующим образом:

- нижний пояс – как центрально-растянутый элемент по прочности;
- верхний пояс – как центрально-сжатый элемент по устойчивости из плоскости изгиба;
- стенка – по прочности в растянутой зоне с дополнительным

коэффициентом $m_{\phi}=0,6$, учитывающим возможное снижение прочности фанеры в местах стыков из-за непрочности.

Также выполняются проверки по 1 и 2 группам предельных состояний [40, 134, 143]:

- прочности при скалывании по вертикальным клеевым швам между поясом и стенкой в опорном сечении

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\Pi}}{I_{\text{пр.}\phi} \cdot h_{\Pi} \cdot n_{\text{ш}}} \leq R_{\phi.\text{ск}}^{\text{р}}, \quad (1.6)$$

где Q – поперечная сила, Н;

$R_{\phi.\text{ск}}^{\text{р}}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию по клеевым швам между слоями шпона, Н/мм²;

S_{Π} – статический момент сечения пояса относительно нейтральной оси, мм³;

h_{Π} – толщина пояса, мм;

$n_{\text{ш}}$ – количество швов между поясом и стенкой;

- прочности стенки на срез

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{пр.}\phi}}{I_{\text{пр.}\phi} \cdot \sum \delta_{\phi}} \leq R_{\phi.\text{ср}}^{\text{р}}, \quad (1.7)$$

где $S_{\text{пр.}\phi}$ – статический момент сечения балки, приведенный к фанере, мм³;

$\sum \delta_{\phi}$ – суммарная толщина фанерных стенок, мм;

$R_{\phi.\text{ср}}^{\text{р}}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу, Н/мм²;

- прочности стенки на действие главных растягивающих напряжений

$$0,5 \left(\sigma_{\text{ст}} + \sqrt{\sigma_{\text{ст}}^2 + 4\tau_{\text{ст}}^2} \right) \leq R_{\text{ф.р}\alpha}^{\text{р}} \cdot m_{\text{ф}}, \quad (1.8)$$

где $\sigma_{\text{ст}}$, $\tau_{\text{ст}}$ – нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки пояса, Н/мм²;

$R_{\text{ф.р}\alpha}^{\text{р}}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , Н/мм²;

α – угол, вычисляемый по формуле

$$\alpha = 0,5 \cdot \arctg(-2\tau_{\text{ст}}/\sigma_{\text{ст}}); \quad (1.9)$$

- устойчивости стенки (при $h_{\text{ст}}/\delta > 50$)

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{k_{\text{н}} (100\delta/h_{\text{ст}})^2} + \frac{\tau_{\text{ст}}}{k_{\tau} (100\delta/h_{\text{рас}})^2} \leq 1, \quad (1.10)$$

где $k_{\text{н}}$, k_{τ} – коэффициенты, определяемые графически (по [143]) в зависимости от отношения $a/h_{\text{ст}}$;

$h_{\text{ст}}$ – высота стенки между внутренними гранями полок, мм;

$h_{\text{рас}}$ – расчетная высота стенки, равная

$$h_{\text{рас}} = \min \left\{ \begin{array}{l} a \\ h_{\text{ст}} \end{array} \right., \quad (1.11)$$

где a – расстояние между ребрами жесткости, мм;

- прогибов балки с учетом приведенной жесткости

$$EI_{\text{пр}} = E_{\text{п}} I_{\text{п}} + E_{\text{с}} I_{\text{с}}. \quad (1.12)$$

Перспективным решением для покрытий и перекрытий представляется применение балок с волнистой фанерной стенкой [40, 182, 196-197, 207-208]. В этом случае не требуется постановка ребер жесткости, а устойчивость стенки обеспечивается ее формой в плане. Для клефанерных балок данного типа могут применяться различные конструктивные решения соединения пояса и стенки [40]:

- с синусоидальными пазами клиновидного сечения (рисунок 1.11, а);
- с прямолинейными пазами (рисунок 1.11, б);
- со сквозным пропуском стенки через волнообразно распиленные пояса (рисунок 1.11, в).

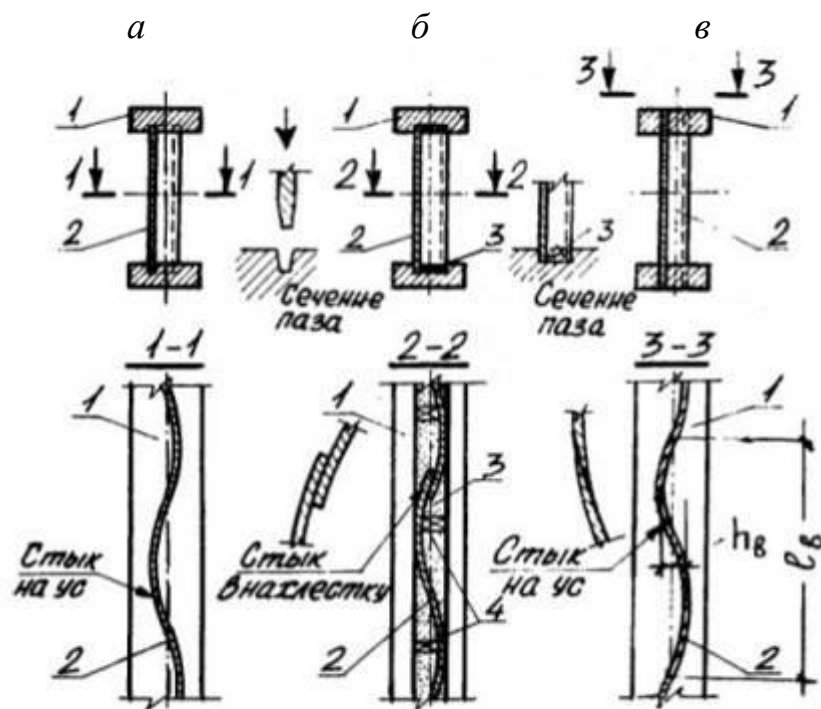


Рисунок 1.11 – Конструкция балок с волнистой стенкой: а – с пазами клиновидного сечения; б – с прямолинейными пазами; в – со сквозной стенкой; 1 – полки; 2 – стенка; 3 – мастика; 4 – бобышки-фиксаторы.

При изгибе клефанерных балок с волнистой стенкой нормальные напряжения воспринимаются только поясами. Это обусловлено высокой деформативностью гофрированного листа в направлении, перпендикулярном

образующей волн, т.е. вдоль балки. Таким образом, в сжатой зоне длина волны в стенке сокращается, а в растянутой – увеличивается. В результате исследований работы балок данного типа выявлено, что в качестве их расчетной модели следует принимать двухветвевой составной стержень на упруго-податливых связях [40-44]. Причем, сдвиговые и поперечные связи обеспечивает сама стенка, а в расчетах учитывается ее податливость с помощью коэффициентов k_w и $k_{ж}$ [143]. Коэффициент податливости для определения момента сопротивления сечения вычисляется по формуле:

$$k_w = \frac{1}{1 + B \cdot h_{п}/h}, \quad (1.13)$$

где B – величина, которая характеризует податливость стенки и определяется следующим выражением:

$$B = \frac{\pi^2 E_{п}}{G_c} \cdot \frac{S_{п}}{\delta_{\phi} l^2}, \quad (1.14)$$

где $E_{п}$ – модуль упругости материала поясов, Н/мм²;

G_c – модуль сдвига материала стенки, Н/мм²;

l – пролет балки, мм.

Верхний пояс проверяется как центрально-сжатый элемент по устойчивости из плоскости изгиба, а нижний – по прочности как центрально-растянутый. Момент сопротивления при этом умножается на коэффициент k_w по формуле (1.13) и вычисляется следующим образом

$$W_{пр} = k_w \cdot W = k_w \cdot \frac{2I}{h}, \quad (1.15)$$

где I – момент инерции цельного сечения без учета работы стенки, мм⁴, определяемый по формуле:

$$I = \frac{b \cdot (h^3 - [h - 2h_{\Pi}]^3)}{12}, \quad (1.16)$$

где b – ширина полки, мм.

Прочность соединений стенки и поясов по касательным напряжениям проверяют по условию:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\Pi}}{2I_{\Pi} \cdot t} \leq R_{\text{ск}}^{\text{p}}, \quad (1.17)$$

где t – глубина паза, мм.

Для волнистой стенки необходимо выполнять проверку устойчивости:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{пр}}}{I_{\Pi} \cdot \delta} \leq \varphi_{\text{ст}} R_{\text{ф.ср}}^{\text{p}}, \quad (1.18)$$

где $S_{\text{пр}}$ – приведенный статический момент половины сечения балки относительно ее нейтральной оси, мм³, определяемый по формуле:

$$S_{\text{пр}} = S + \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{д}}} \cdot \frac{\delta \cdot (h - 2h_{\Pi})^2}{8}; \quad (1.19)$$

$\varphi_{\text{ст}}$ – коэффициент устойчивости стенки, вычисляемый:

$$\varphi_{\text{ст}} = \frac{k_1 k_2}{\lambda_{\text{ст}}^2}, \quad (1.20)$$

где k_1 – коэффициент, зависящий от числа слоев и сорта фанеры;
 k_2 – коэффициент, зависящий от отношения высоты волны к длине волн
 стенки балки [40];
 $\lambda_{\text{ст}}$ – гибкость волнистой стенки:

$$\lambda_{\text{ст}} = \frac{h_{\text{ст}}}{\sqrt{\delta h_{\text{в}}}}, \quad (1.21)$$

где $h_{\text{в}}$ – высота волны стенки, мм.

Если соблюдается условие

$$k_1 k_2 > \lambda_{\text{ст}}^2, \quad (1.22)$$

то коэффициент устойчивости стенки следует принимать $\varphi_{\text{ст}}=1$.

При расчетах по 2 группе предельных состояний вычисленные значения прогибов без учета дополнительных деформаций от сдвига f_0 необходимо делить на коэффициент податливости жесткостных характеристик $k_{\text{ж}}$ [143], определяемый по формуле:

$$k_{\text{ж}} = \frac{1}{1 + B}. \quad (1.23)$$

Таким образом, расчет клефанерных балок с волнистой стенкой производится в предположении упругой податливости стенки (вследствие деформирования гофр), но не позволяет учесть деформации, происходящие в швах соединения стенки и поясов. Фактически это не приводит к ошибке в

результатах вычислений, т.к. жесткость стенки в направлении, перпендикулярном образующей волн, существенно ниже жесткости швов сплачивания. Однако металлодеревянные балки со стенкой из гофрированной стали, более целесообразно изготавливать с соединением стенки и поясов при помощи сопряжений нагельного типа – зубьев, шипов, болтов и т.п. Пренебрежение податливостью нагельных соединений является ошибкой. Кроме того, использование классического метода расчета по приведенному сечению [143] приводит к необходимости деления модуля упругости материала поясов на модуль упругости стенки, что для гофрированного листа, обладающего высокой деформативностью, не может дать корректного результата. Поэтому исследования составных металлодеревянных балок представляют отдельный вопрос для рассмотрения и являются актуальной темой для разработки метода расчета НДС.

1.2 Анализ исследований несущих балок, комбинированных из материалов на основе древесины и стали

Применение металлодеревянных конструкций может компенсировать многие конструктивные недостатки древесины. В частности, можно указать на невысокие прочностные показатели пиломатериалов и клееных элементов при растяжении под различными углами относительно волокон, включая продольное направление, по сравнению со сжатием. Согласно [143] для чистой древесины (стандартных образцов) отношение предела прочности при растяжении вдоль волокон $R_{p,ч}^{BP}$ к пределу прочности при сжатии вдоль волокон $R_{с,ч}^{BP}$ составляет

$$\frac{R_{p,ч}^{BP}}{R_{с,ч}^{BP}} = \frac{100}{44} = 2,27,$$

в то же время аналогичное отношение для пиломатериалов из сосны:

$$\text{- 1 сорта} - \frac{R_p^{BP}}{R_c^{BP}} = \frac{34}{33} = 1,03,$$

$$\text{- 2 сорта} - \frac{R_p^{BP}}{R_c^{BP}} = \frac{25}{31} = 0,81.$$

Указанное обстоятельство приводит к увеличению размеров поперечных сечений растянутых элементов, повышению требуемой их сортности и т.п. Следует отметить, что для LVL – композиционного многослойного материала клееного из однонаправленного шпона такой проблемы не существует, т.к. отношение пределов прочности при растяжении и сжатии вдоль волокон для него равно 1,04 [143, 159, 161]. Замена деревянных растянутых элементов конструкций на аналогичные элементы из LVL, других композиционных материалов или стали исключает необходимость увеличения размеров их поперечных сечений.

Другой фактор, способствующий применению металлодеревянных конструкций, заключается в высокой относительной жесткости стальных элементов. Отношение модулей упругости стали и древесины вдоль волокон составляет

$$\frac{E_{ст}}{E_{д}} = \frac{206}{10} = 20,6,$$

а для LVL

$$\frac{E_{ст}}{E_{д}} = \frac{206}{12} = 17,2.$$

Следовательно, это позволяет разрабатывать эффективные конструктивные решения для различного рода шпренгельных систем, а также управляемых систем с регулируемым НДС [79].

Кроме того, применение стали совместно с ДК создает предпосылки для проектирования простых в изготовлении и монтаже узлов конструкций, обладающих при этом высокой надежностью. Также металлодеревянные конструкции возможно изготавливать механизированным способом. Это характерно, в частности, для металлодеревянных балок. Для их создания применяется три основных конструктивных решения:

- 1) помещение металлической части в растянутую зону;
- 2) усиление составной деревянной балки металлическими накладками;
- 3) двутавровая или коробчатая конструкция с деревянными поясами и металлической стенкой.

С. В. Калининым и В. И. Жадановым [51-53, 59-67, 69, 70] предложена конструкция деревометаллических балок коробчатого сечения со стенками, выполненными из стального профилированного листа с горизонтальным расположением гофр (рисунок 1.12). Теоретически и экспериментально исследовано НДС балок, даны рекомендации по их проектированию и расчету.

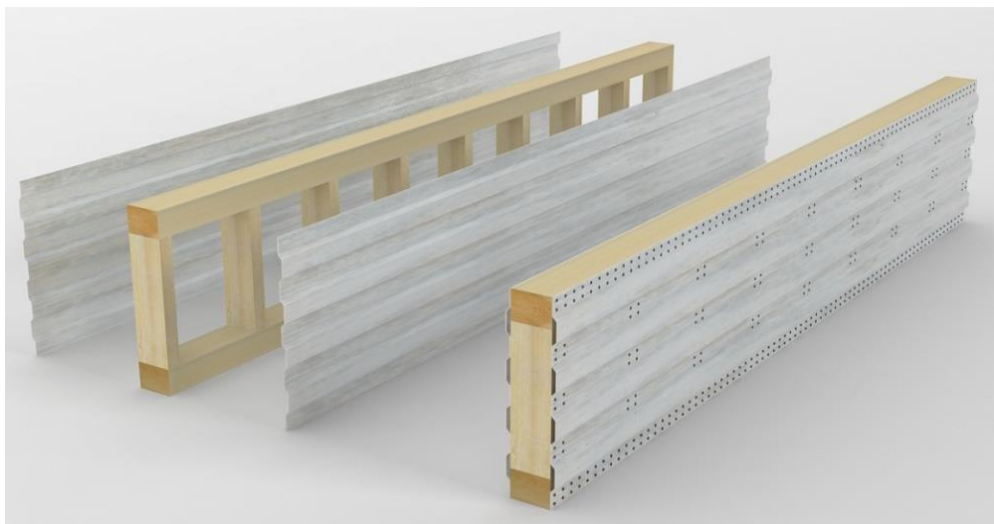


Рисунок 1.12 – Общий вид деревометаллических балок коробчатого сечения.

А. А. Актугановым, В. Г. Котловым [3-16, 92, 93] выполнены опытно-конструкторские разработки, а также исследовано НДС и устойчивость тонкостенных металлодеревянных двутавровых балок с ребрами жесткости в

виде полупоцилиндрических гофров (рисунок 1.13).



Рисунок 1.13 – Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с ребрами жесткости в виде полупоцилиндрических гофров (в процессе испытания) [12]

Численные, аналитические и экспериментальные исследования автора показали, что тонкостенные металлодеревянные двутавровые балки возможно рассчитывать как балки с гибкой упругой стенкой, а в закритической стадии – как ферму с параллельными поясами.

Необходимо отметить, что металлическая гофрированная стенкой с поперечным расположением гофр обладает существенно большей устойчивостью по сравнению со стенками представленных выше конструкций (с параллельным расположением гофр и с ребрами жесткости в виде полупоцилиндрических гофров). Наиболее распространенный способ соединения такой стенки с поясами – при помощи металлических зубьев, что позволяет обеспечить равномерность передачи усилий по длине шва.

1.3 Конструкция металлодеревянных балок с применением гофрированной стали, древесины и однонаправленного клееного шпона

Гибридные тонкостенные конструкции со стенкой из гофрированной стали впервые начали применяться в авиастроении в начале XX в. [28], а впоследствии широко распространились в строительной отрасли, включая жилищное, промышленное, инфраструктурное строительство [1, 17-19, 45, 102-104, 110-111, 125-126, 145]. Первоначально балки с гофрированными стенками изготавливались составными стальными. При этом по сравнению с прокатными и составными двутаврами обычной конструкции, для которых толщина стенки из условия прочности на срез, как правило, обеспечена с существенным запасом, возникающим ввиду необходимости выполнения условия местной устойчивости, гофрированная стенка существенно более гибкая ($\lambda_{cr}=200\div 600$). Профилированный лист работает как оболочка, жесткость которой значительно больше, ее местная устойчивость лучше обеспечена при отсутствии необходимости в ребрах жесткости [18]. Теоретически, а также на основе экспериментальных исследований, проводившихся, начиная с 1930-х гг., установлено, что для балок с гофрированной стенкой при изгибе характерно возникновение существенных нормальных напряжений σ_x только в поясах и в стенке вблизи швов соединения, а также распределение касательных напряжений τ_{xy} в стенке, близкое к равномерному [18]. Необходимо рассматривать общую устойчивость стенки и местную устойчивость стенки гофра [2, 73, 91, 95, 107-108, 139, 149].

Производство металлодеревянных балок с поясами из древесины и со стенкой из поперечно гофрированной стали, соединенными при помощи металлических зубьев, освоено в 70-е гг. в Западной Европе и США, а впоследствии их конструкция усовершенствована в СССР в Центральном научно-исследовательском, проектном и конструкторско-технологическом

институте легких металлических конструкций [12, 22]. В настоящее время балки данной конструкции известны под названием HTS и Nail-Web (далее нейл-веб) [187]. Гофры могут быть прямоугольной, треугольной, трапециевидальной, полуцилиндрической (волнистой, синусоидальной и т.д.) формы [1, 18, 55]. Стенка двутавра изготавливается из гофрированного стального листа, пояса – из древесины, а в последние годы существуют решения с применением LVL. Направление профиля – вертикальное (перпендикулярное оси балки). Соединение поясов и стенки между собой выполняется путем запрессовки в волокнистую ткань древесины поясов металлических зубьев, представляющих собой выступающие части стенки [75, 80, 187]. Общий вид конструкции показан на рисунке 1.14.

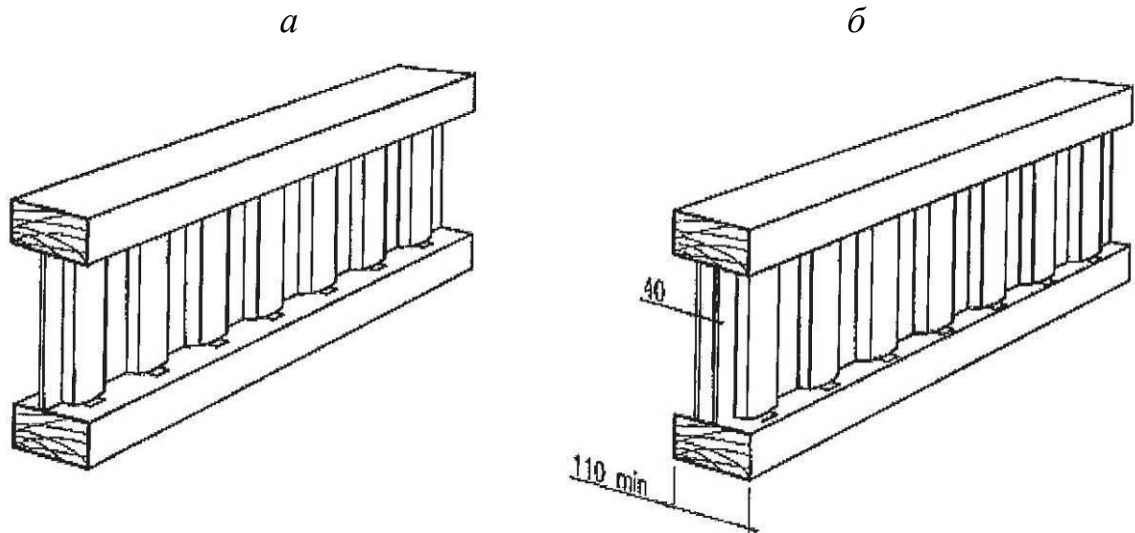


Рисунок 1.14 – Общий вид металлодеревянных двутавровых балок типа нейл-веб; *а* – с одинарной стенкой; *б* – с двойной стенкой.

Соединение деревянных поясов балки при помощи стальных зубьев по существу является вариантом нагельного соединения на МЗП. Зубья в данном случае представляют собой пространственно-искривленные пластинки, поэтому их жесткость не может быть определена стандартным расчетным путем. Необходимо отметить, что связи расположены с равным шагом по всей длине стержня, следовательно, шов равнопрочен на всем протяжении. Конструкция стенки балок типа нейл-веб и узел постановки зуба стенки в

древесину пояса приведены на рисунке 1.15 [187].

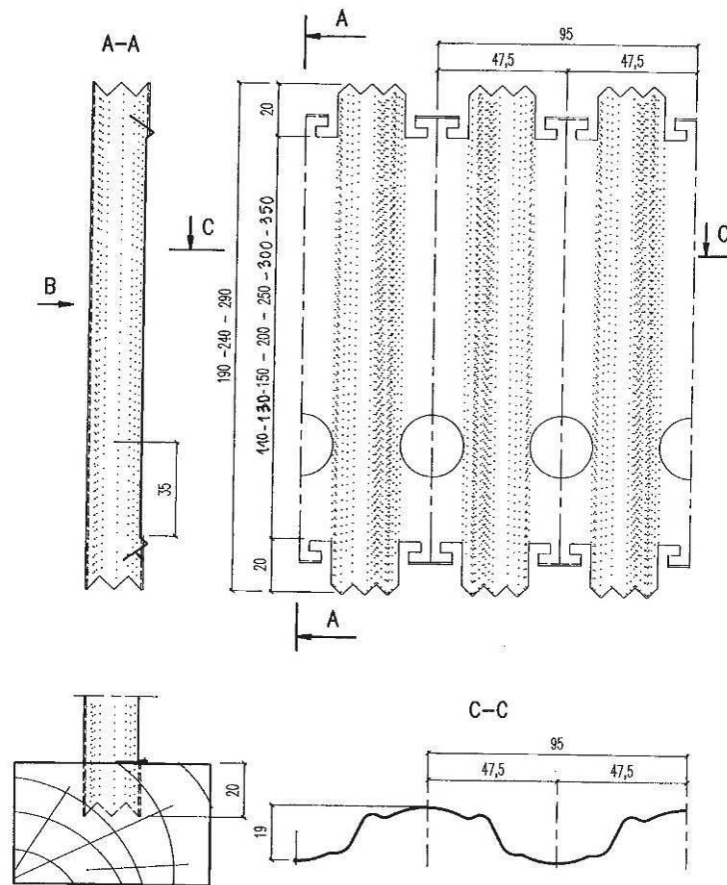


Рисунок 1.15 – Конструкция стенки балок типа нейл-веб.

Длина балок составляет до 13,5 м. Размеры поперечного сечения изготавливаемых балок – приведены в таблице 1.1. Стандартные значения несущей способности для указанного сортамента, вычисленные с помощью методики расчета [187], разработанной Европейским комитетом по стандартизации (CEN) – в таблице 1.2.

28	HTS 270/62-97		97			56	HTS 370/62-72	374	72	250	62		-
----	---------------	--	----	--	--	----	---------------	-----	----	-----	----	--	---

Таблица 1.2 – Несущая способность и приведенная жесткость металлодеревянных балок с гофрированной стенкой [187]

№ п/п	Марка	$M_k, \text{кН}\cdot\text{м}$	$V_k, \text{кН}$	$F_{k(50 \text{ mm})}, \text{кН}$	$EI_{\text{eff}}, 10^9 \times \text{Н}\cdot\text{мм}^2$	№ п/п	Марка	$M_k, \text{кН}\cdot\text{м}$	$V_k, \text{кН}$	$F_{k(50 \text{ mm})}, \text{кН}$	$EI_{\text{eff}}, 10^9 \times \text{Н}\cdot\text{мм}^2$	№ п/п	Марка	$M_k, \text{кН}\cdot\text{м}$	$V_k, \text{кН}$	$F_{k(50 \text{ mm})}, \text{кН}$	$EI_{\text{eff}}, 10^9 \times \text{Н}\cdot\text{мм}^2$
1	HTS 180/36-60	5,36	5,61	18,0	215	29	HTS 270/62-122	24,46	9,98	36,6	1222	57	HTS 370/62-97	29,22	14,31	29,1	2222
2	HTS 180/36-72	6,20	5,61	21,6	251	30	HTS 270/62-148	28,65	10,01	44,4	1377	58	HTS 370/62-122	35,16	14,34	36,6	2584
3	HTS 195/36-60	5,96	6,24	18,0	268	31	HTS 270/72-72	17,99	9,63	21,6	874	59	HTS 370/62-148	41,10	14,36	44,4	2908
4	HTS 195/36-72	6,90	6,24	21,6	313	32	HTS 270/72-97	22,97	9,69	29,1	1075	60	HTS 390/72-72	27,70	14,83	21,6	2144
5	HTS 200/36-60	6,14	6,42	18,0	285	33	HTS 270/72-110	25,47	9,72	33,0	1167	61	HTS 390/72-97	35,24	14,87	29,1	2629
6	HTS 200/36-72	7,11	6,43	21,6	332	34	HTS 270/72-122	27,75	9,74	36,6	1245	62	HTS 390/72-110	39,02	14,88	33,0	2849
7	HTS 200/46-46	5,98	7,17	13,8	245	35	HTS 290/46-60	11,58	11,23	18,0	764	63	HTS 390/72-122	42,44	14,90	36,6	3035
8	HTS 200/46-60	7,41	7,18	18,0	306	36	HTS 290/46-72	13,40	11,23	21,6	886	64	HTS 390/72-148	49,65	14,94	44,4	3394
9	HTS 200/46-72	8,58	7,19	21,6	355	37	HTS 290/46-97	17,03	11,24	29,1	1114	65	HTS 420/62-72	26,55	16,51	21,6	2407
10	HTS 200/46-97	10,92	7,21	29,1	447	38	HTS 290/46-122	20,48	11,26	36,6	1314	66	HTS 420/62-97	33,74	16,53	29,1	2977
11	HTS 215/46-46	6,60	7,91	13,8	300	39	HTS 290/72-72	19,58	10,48	21,6	1045	67	HTS 420/62-122	40,58	16,54	36,6	3460
12	HTS 215/46-60	8,17	7,92	18,0	375	40	HTS 290/72-97	24,97	10,53	29,1	1285	68	HTS 420/62-148	47,42	16,57	44,4	3892
13	HTS 215/46-72	9,46	7,93	21,6	435	41	HTS 290/72-110	27,69	10,56	33,0	1394	69	HTS 440/72-72	31,82	17,04	21,6	2845
14	HTS 215/46-97	12,04	7,95	29,1	547	42	HTS 290/72-122	30,15	10,58	36,6	1487	70	HTS 440/72-97	40,46	17,06	29,1	3487

15	HTS 220/36-60	6,85	7,17	18,0	356	43	HTS 290/72-148	35,36	10,64	44,4	1666	71	HTS 440/72-110	44,78	17,08	33,0	3777
16	HTS 220/36-72	7,93	7,17	21,6	415	44	HTS 320/62-72	19,44	12,09	21,6	1276	72	HTS 440/72-122	48,69	17,09	36,6	4023
17	HTS 220/36-97	10,08	7,18	29,1	529	45	HTS 320/62-97	24,73	12,12	29,1	1580	73	HTS 440/72-148	49,95	17,45	44,4	4327
18	HTS 230/62-72	13,04	8,11	21,6	555	46	HTS 320/62-122	29,78	12,14	36,6	1838	74	HTS 470/62-72	30,12	18,73	21,6	3109
19	HTS 240/46-60	9,30	9,02	18,0	489	47	HTS 320/62-148	34,84	12,17	44,4	2069	75	HTS 470/62-97	38,27	18,75	29,1	3843
20	HTS 240/46-72	10,77	9,02	21,6	567	48	HTS 340/46-72	16,06	13,46	21,6	1277	76	HTS 470/62-122	46,02	18,76	36,6	4467
21	HTS 240/46-97	13,69	9,04	29,1	714	49	HTS 340/46-97	20,39	13,47	29,1	1605	77	HTS 470/62-148	53,76	18,78	44,4	5022
22	HTS 240/46-122	16,47	9,05	36,6	842	50	HTS 340/46-122	24,52	13,47	36,6	1893	78	HTS 490/72-72	35,96	19,25	21,6	3647
23	HTS 245/62-72	14,21	8,83	21,6	665	51	HTS 340/72-72	23,62	12,64	21,6	1544	79	HTS 490/72-97	45,70	19,28	29,1	4468
24	HTS 250/62-72	14,55	9,05	21,6	700	52	HTS 340/72-97	30,07	12,68	29,1	1895	80	HTS 490/72-110	50,57	19,29	33,0	4839
25	HTS 250/62-97	18,54	9,08	29,1	868	53	HTS 340/72-110	33,31	12,71	33,0	2054	81	HTS 490/72-122	54,98	19,30	36,6	5154
26	HTS 250/62-122	22,37	9,12	36,6	1012	54	HTS 340/72-122	36,24	12,73	36,6	2190	82	HTS 490/72-148	64,26	19,33	44,4	5757
27	HTS 270/62-72	15,94	9,91	21,6	846	55	HTS 340/72-148	42,44	12,77	44,4	2451			-			
28	HTS 270/62-97	20,30	9,94	29,1	1049	56	HTS 370/62-72	22,98	14,29	21,6	1796			-			

Рассмотрим методику расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из древесины (или LVL), стенкой из гофрированной стали и соединением элементов при помощи металлических зубьев по [187]. Вычисляется приведенная жесткость по формуле

$$[EI]_{joist,eff} = E_f I_{eff}, \quad (1.24)$$

где $[EI]_{joist,eff}$ – приведенная жесткость балки, Н·мм²;

E_f – модуль упругости материала поясов вдоль волокон, Н/мм²;

I_{eff} – приведенный момент инерции сечения, мм⁴, определяемый по формуле:

$$I_{eff} = 2 \cdot I_f + 2 \cdot \gamma A_f a^2, \quad (1.25)$$

где I_f – момент инерции сечения пояса относительно собственных осей симметрии, мм⁴;

A_f – площадь поперечного сечения пояса, мм²;

a – расстояние от центра тяжести пояса до нейтральной оси балки, мм;

γ – величина, определяемая по формуле:

$$\gamma = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_f A_f s}{K_i l_{eq}^2} \right]^{-1}, \quad (1.26)$$

где s – расстояние между зубьями стенки, внедренными в древесину поясов, т.е. длина волны гофрированного листа, мм;

K_i – линейная жесткость швов соединения стенки и поясов, принимаемая равной: для расчетов по 1 группе предельных состояний $K_i = K_u$; для расчетов по 2 группе предельных состояний $K_i = K_{ser}$;

l_{eq} – эквивалентный пролет балки в соответствии с EN 1995-1-1 равный:

- для разрезных балок $l_{eq}=l \geq 10h$;
- для неразрезных балок $l_{eq}=0,8l \geq 10h$;
- для консолей $l_{eq}=2l \geq 10h$.

Максимальный изгибающий момент, возникающий в балке с учетом условий опирания и нагружения не должен превышать величины, определяемой по формулам

$$M_k = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{k,m} = \frac{k_{h,m} \cdot f_{m,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a + h_f / 2}, \\ M_{k,t} = \frac{k_{h,t} \cdot f_{t,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a}, \\ M_{k,c} = \frac{k_c \cdot f_{c,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a} \end{array} \right\}, \quad (1.27)$$

где M_k – нормативное значение максимально допустимого изгибающего момента для балки, Н·мм;

$M_{k,m}$ – нормативное значение изгибающего момента в сжато-изгибаемом поясе балки, Н·мм;

$M_{k,c}$ – нормативное значение изгибающего момента в сжатом поясе балки, Н·мм;

$M_{k,t}$ – нормативное значение изгибающего момента в растянутом поясе балки, Н·мм;

$k_{h,m}$ – коэффициент, учитывающий высоту поперечного сечения (пояса) для изгибаемых элементов, определяемый по EN 1995-1-1;

$k_{h,t}$ – коэффициент, учитывающий высоту поперечного сечения (пояса) для растянутых элементов, определяемый по EN 1995-1-1;

k_c – коэффициент устойчивости центрально-сжатого элемента, определяемый по EN 1995-1-1;

$f_{m,0,k}$ – нормативное сопротивление материала поясов изгибу вдоль

волокон, Н/мм²;

$f_{t,0,k}$ – нормативное сопротивление материала поясов растяжению вдоль волокон, Н/мм²;

$f_{c,0,k}$ – нормативное сопротивление материала поясов сжатию вдоль волокон, Н/мм².

Максимальная перерезающая сила, возникающая в балке с учетом условий опирания и нагружения не должна превышать величины, определяемой по формуле

$$V_k = \frac{f_{v,joint,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot A_f \cdot a}, \quad (1.28)$$

где V_k – поперечная сила, Н;

$f_{v,joint,k}$ – нормативное сопротивление шва сдвигу на единицу длины соединения стенки и поясов, Н/мм.

Приведенная методика расчета составных двутавровых металлодеревянных балок [187] обладает следующими основными недостатками:

1) отсутствуют рекомендации по определению внутренних усилий, напряжений и прогибов конструкции, что нельзя признать корректным для случая составных конструкций на упруго-податливых связях;

2) предельные неравенства вида $M_{max} \leq M_d$, $V_{max} \leq V_d$ не вполне соответствуют методу расчета по предельным состояниям, т.к. не приводят к непосредственному учету критериев прочности материала;

3) отсутствуют рекомендации по оценке обеспечения общей устойчивости балки, а также местной устойчивости стенки;

4) отсутствует возможность оценки несущей способности конструкций, находящихся в условиях сложного сопротивления;

5) отсутствует возможность учета физической нелинейности деформирования конструкции.

Указанные недостатки не позволяют рекомендовать рассмотренную методику расчета в практике проектирования зданий и сооружений.

1.4 Выводы по главе 1

Анализ состояния вопроса по теории и практике применения составных конструкций, комбинированных из материалов на основе древесины и стали, позволяет сделать следующие выводы:

1) совместное применение стали, древесины и композиционных материалов на ее основе позволяет устранять многие конструктивные недостатки пиломатериалов и КДК, в частности для балочных конструкций;

2) для покрытий и перекрытий эффективно применение балок с волнистой (поперечно гофрированной) стенкой, т.к. в этом случае не требуется постановка ребер жесткости, а устойчивость стенки обеспечивается ее формой в плане;

3) существующие методы расчета для балок с волнистой фанерной стенкой основаны на допущении об упругой податливости стенки, возникающей вследствие деформирования гофр, и не позволяют учитывать дополнительные сдвиги в швах соединения стенки и поясов; указанное обстоятельство, а также тот факт, что для соединения металлической стенки и деревянных поясов, как правило, применяются соединения нагельного типа, обладающие существенной податливостью, создает необходимость разработки собственных подходов для анализа НДС элементов металлодеревянных балок с гофрированной стальной стенкой;

4) для двутавровых балок с применением материалов на основе древесины целесообразно нижний (растянутый) пояс изготавливать из материалов, расчетное сопротивление которых растяжению вдоль волокон близко к расчетному сопротивлению сжатию вдоль волокон;

конструкционные пиломатериалы и клееная многослойная древесина не позволяют удовлетворить данной рекомендации, однако, эта задача конструирования может быть успешно решена с использованием композиционного многослойного материала клееного из однонаправленного шпона (LVL), для которого отношение пределов прочности при растяжении и сжатии вдоль волокон равно 1,04;

5) составные двутавровые металлодеревянные балки с поясами из LVL или древесины, стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях (типа нейл-веб) являются одним из наиболее эффективных и надежных типов металлодеревянных балок; они изготавливаются полностью механизированным способом, а вследствие того, что зубья расположены равномерно и часто, шов сплачивания элементов равнопрочен на всем протяжении;

б) существующая методика расчета балок типа нейл-веб основана на методе приведенного сечения, и обладает такими недостатками как отсутствие рекомендаций по определению внутренних усилий, возникающих в конструкции с учетом податливости связей между ее элементами, отсутствие непосредственного учета критериев прочности применяемых материалов, отсутствие возможностей для учета нелинейности деформирования и т.д.

На основании вышеизложенного целью исследования является разработка метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний, наиболее полно учитывающего специфику их конструктивных решений.

Для достижения поставленной цели исследования необходимо решить следующие задачи:

1) критический анализ состояния вопроса по теории и практике применения составных конструкций, комбинированных из материалов на

основе древесины и стали, выявить существующие проблемы и определить цели и задачи исследований;

2) теоретический анализ напряженно-деформированного состояния элементов изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними;

3) разработка методики определения коэффициента жесткости швов сплачивания элементов составной металлодеревянной балки на металлических зубьях;

4) разработать методики и провести экспериментальное исследование несущей способности и деформативности изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях;

5) создать конечно-элементную модель составной двутавровой металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними для исследования влияния конструктивных параметров на НДС элементов;

6) разработать алгоритм усовершенствованного метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний с учетом податливости связей между их элементами.

ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА

2.1 Определение зависимости изогнутой оси металлодеревянной балки от упругих свойств швов сплачивания ее элементов

Рассмотрим составной стержень (балку) двутаврового сечения, комбинированный из стали и древесины либо материалов на её основе, например, однонаправленного клееного шпона (LVL). Стенка такого двутавра изготавливается из гофрированной стали (с вертикальным направлением профиля), а пояса – из древесины. Соединение элементов между собой обеспечивается внедрением в тело древесины металлических зубьев – частей стенки [75, 80, 187]. Общий вид конструкции показан на рисунке 2.1, *а*. Построим дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня, работающего по расчетной схеме однопролетной шарнирно опертой балки, подверженной поперечному изгибу, под действием силы $q(x)$ – см. рисунок 2.1, *б*.

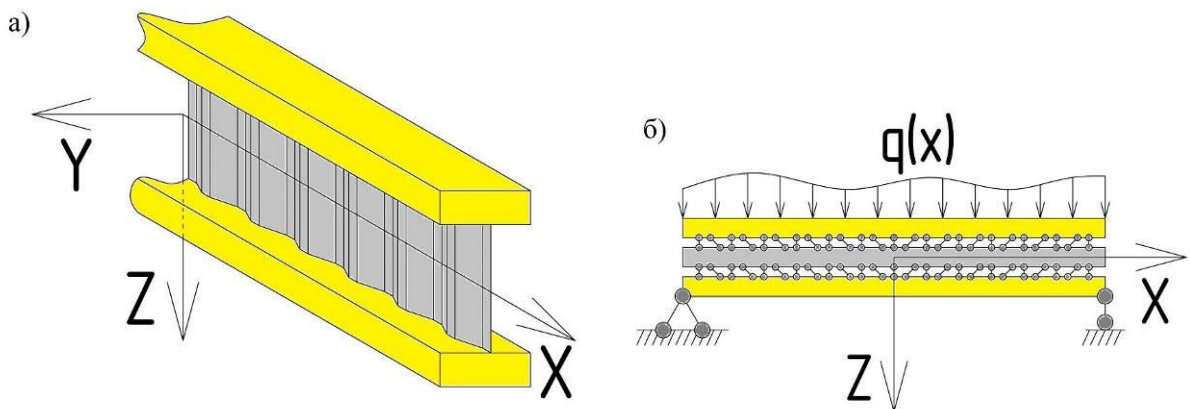


Рисунок 2.1 – Составной комбинированный стержень;

а – общий вид конструкции; *б* – расчетная схема.

Соединение деревянных поясов рассматриваемой балки при помощи металлических зубьев – упруго-податливое, нагельного типа (рисунок 2.2). Причем, связи обладают одинаковой жесткостью и расположены с равным шагом по всей длине стержня. Благодаря относительно большому количеству зубьев, дискретные связи могут рассматриваться как равномерно распределенные с приведенной эквивалентной жесткостью [124]. Под действием поперечной силы $q(x)$ в швах возникают касательные напряжения $\tau(x)$, соответственно, в связях – сдвигающие усилия T . Древесина под действием усилия T сминается вдоль волокон (или под некоторым углом к ним в случае зубьев сложной пространственной формы), стальные связи – изгибаются. При выходе в предельное состояние происходит скалывание древесины между отдельными связями. Несущая способность связей, в том числе для балок с поясами из однонаправленного клееного шпона может определяться по теории расчета нагельных соединений [75, 124]. Деформативность будет определяться изгибной жесткостью связей с учетом уплотнения среды (древесина, LVL и т.п.), что приводит к необходимости определения коэффициентов постели для каждого отдельного характерного случая [29-39].

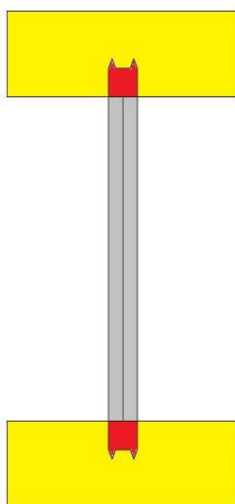


Рисунок 2.2 – Соединение ветвей стержня металлическими зубьями.

Стержень может рассматриваться как составной трехветвевой. Ветви, взятые по-отдельности, представляют собой цельные стержни. Следовательно, справедливы основные допущения элементарной теории изгиба балок [130, 131]:

- 1) гипотеза плоских сечений;
- 2) отсутствие взаимного давления продольных слоев друг на друга;
- 3) объемные силы могут не учитываться;
- 4) прогибы малы по сравнению с размерами поперечных сечений;
- 5) работа происходит в упругой стадии.

В наиболее общей постановке задачи при рассмотрении стержня, испытывающего воздействия в различных плоскостях, составной стержень должен обладать следующей системой связей между ветвями, обеспечивающей их совместную работу [124, 130-131]:

- 1) связи продольного сдвига, препятствующие взаимному продольному смещению ветвей вдоль оси X (тип I);
- 2) связи поперечного смещения, препятствующие взаимному смещению ветвей вдоль оси Y (тип II);
- 3) связи поперечного смещения, препятствующие взаимному смещению ветвей вдоль оси Z (тип III);
- 4) угловые связи, препятствующие взаимному повороту поперечных сечений отдельных ветвей, одного относительно другого в плоскости YOZ (тип IV).

В случае плоского составного стержня целесообразно принимать во внимание только связи I и III типов [106, 130-131]. В дальнейшем будем называть их продольными (по оси X) и поперечными (по оси Z). Усилия в связях [124, 130-131]:

$$T = \eta \delta, \quad (2.1)$$

где T – сдвигающее усилие в шве составного стержня, Н/мм;

η – коэффициент жесткости шва, Н/мм²;

δ – сдвиг в шве, мм.

При этом коэффициент жесткости шва определяется на основе экспериментальных данных – по линейной части диаграммы на рисунке 2.3.

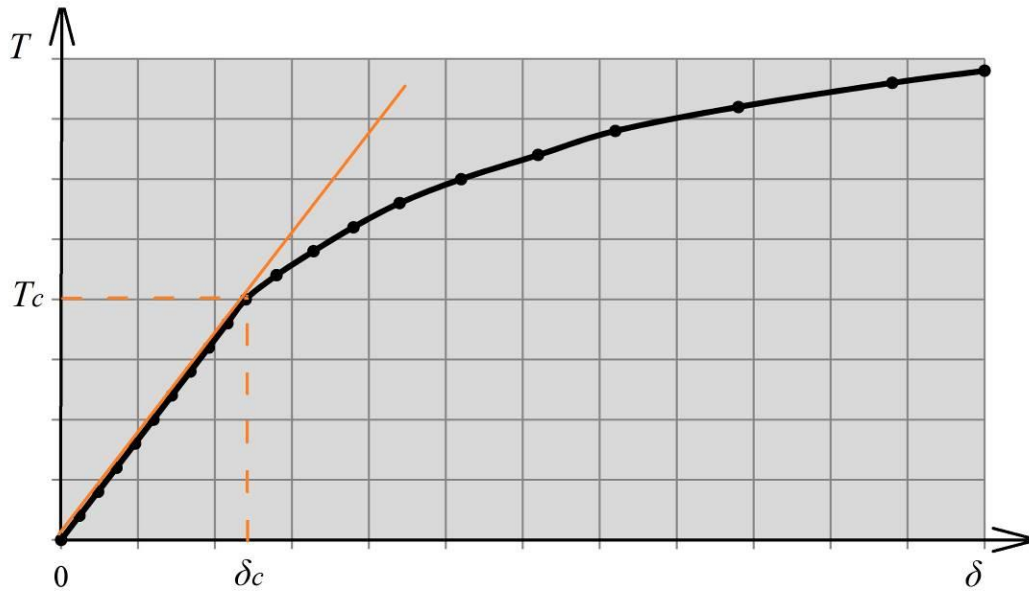


Рисунок 2.3 – Экспериментальная зависимость сдвиговых деформаций в стержне от усилий в связях.

Выражение, по которому выполняется расчет коэффициента жесткости:

$$\eta = \frac{T_c n_c}{\delta_c}, \quad (2.2)$$

где T_c – сдвигающее усилие в шве составного стержня, приходящееся на один соединительный элемент, Н;

n_c – количество связей на единицу длины шва, мм⁻¹;

δ_c – сдвиг связи, мм.

Рассмотрим распределение нормальных напряжений в двух поперечных сечениях составного стержня, расположенных друг от друга на расстоянии dx по длине элемента (рисунок 2.4).

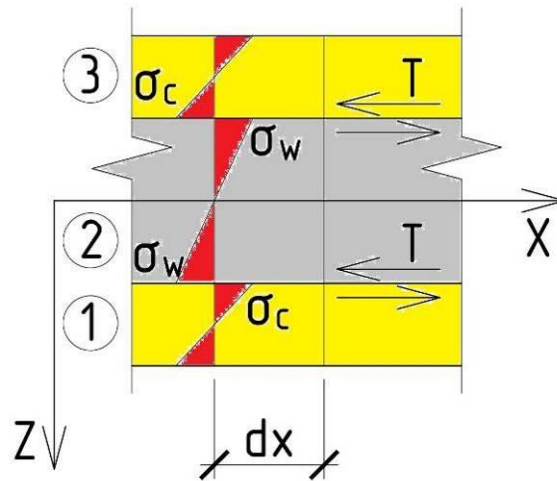


Рисунок 2.4 – Участок dx балки.

На основе закона Гука можно записать разность деформаций в ветвях составного стержня для выбранных сечений на участке dx . Приращение сдвига равняется разности удлинений крайних волокон по обеим сторонам шва [130-131]:

$$d\delta = \left(\frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) dx, \quad (2.3)$$

где σ_w – крайние нормальные напряжения в стенке, МПа;

σ_c – крайние нормальные напряжения в поясах, МПа;

E_w – модуль упругости стенки, МПа;

E_c – модуль упругости материала пояса, МПа.

Иначе

$$\frac{d\delta}{dx} = \frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c}. \quad (2.3^*)$$

Продифференцировав (2.1) по dx , можно записать соотношение

$$\frac{dT}{dx} = \eta \cdot \frac{d\delta}{dx}. \quad (2.4)$$

Следовательно, с учетом (2.3*)

$$\frac{dT}{dx} = \eta \cdot \left(\frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right). \quad (2.5)$$

Рассмотрим внешний момент, как сумму момента в цельной балке и добавочных моментов от сдвигов в швах.

$$M(x) = M_S + M_A, \quad (2.6)$$

где $M(x)$ – изгибающий момент в составном стержне, Нмм;

M_S – изгибающий момент в фиктивной цельной балке, Нмм;

M_A – добавочный изгибающий момент от сдвига в швах отдельных ветвей, Нмм.

Добавочные моменты от отдельных ветвей:

$$M_A = \sum_{i=1}^n M_i = M_1 + M_2 + M_3, \quad (2.6^*)$$

где M_1, M_2, M_3 – добавочные изгибающие моменты от сдвига в швах отдельных ветвей, 1, 2 и 3-ей соответственно, Нмм.

Аналогично прогибы можно рассматривать следующим образом

$$z(x) = z_S + z_A, \quad (2.7)$$

где $z(x)$ – прогиб составного стержня, мм;

z_S – прогиб фиктивной цельной балки под действием момента M_S , мм;

z_A – добавочный прогиб отдельных ветвей под действием M_A , мм.

Известна зависимость

$$M(x) = -EI \frac{d^2 z}{dx^2}.$$

Значит, можно записать

$$\left. \begin{aligned} M_S &= -E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2}, \\ M_i &= -E_i I_i \frac{d^2 z_A}{dx^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

где E_S – модуль упругости фиктивной цельной балки, МПа;

I_S – момент инерции фиктивной цельной балки, мм⁴;

E_i – модуль упругости i -ой ветви, МПа;

I_i – момент инерции i -ой ветви, мм⁴.

Тогда выражение (2.6) приобретет вид

$$\begin{aligned}
 -M(x) &= -M_S - \sum_{i=1}^n M_i = \\
 &= E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} + \sum_{i=1}^n E_i I_i \frac{d^2 z_A}{dx^2}.
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

Ввиду наличия двух осей симметрии сечения (при условии одинаковости поясов и швов между поясами и стенкой), можно переписать (2.9) следующим образом:

$$E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} + (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^2 z_A}{dx^2} = -M(x),
 \tag{2.10}$$

где E_w – модуль упругости стенки, МПа;

I_w – момент инерции стенки, мм⁴;

I_c – момент инерции пояса, мм⁴.

Для бесконечно малого участка длины балки dx (рисунок 2.4) может быть записана система уравнений:

$$\left. \begin{aligned}
 T_1 dx &= F_c d\sigma_1, \\
 T_2 dx &= F_c d\sigma_1 + F_w d\sigma_2
 \end{aligned} \right\},
 \tag{2.11}$$

где T_1 – сдвигающее усилие в первом шве составного стержня, Н;

F_c – площадь поперечного сечения пояса, мм²;

F_w – площадь поперечного сечения стенки, мм².

Для любого волокна нормальные напряжения могут быть найдены по формуле:

$$\sigma = -E_S z_i \frac{d^2 z_S}{dx^2}, \quad (2.12)$$

где z_i – расстояние до волокна, мм.

Следовательно, нормальные напряжения в центрах тяжести отдельных ветвей будут равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= -E_S z_1 \frac{d^2 z_S}{dx^2}, \\ \sigma_2 &= 0, \\ \sigma_3 &= -E_S z_1 \frac{d^2 z_S}{dx^2} = \sigma_1 \end{aligned} \right\}. \quad (2.13)$$

Согласно (2.5)

$$\left. \begin{aligned} \frac{dT_1}{dx} &= \eta_1 \cdot \left(\frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right), \\ \frac{dT_2}{dx} &= \eta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \end{aligned} \right\}, \quad (2.14)$$

где $\eta_{1,2}$ – коэффициенты жесткости 1-го и 2-го швов соответственно, Н/мм².

Тогда с учетом (2.13) можно записать

$$\frac{\sigma_w}{E_w} - \frac{\sigma_c}{E_c} = z_1 \frac{d^2 z_A}{dx^2}. \quad (2.15)$$

Тогда

$$\left. \begin{aligned} \frac{dT_1}{dx} &= z_1 \eta_1 \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2}, \\ \frac{dT_2}{dx} &= z_1 \eta_2 \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

Так как сечение имеет две оси симметрии, то

$$\eta_1 = \eta_2 = \eta. \quad (2.17)$$

Тогда

$$\begin{aligned} \frac{dT_1}{dx} &= \frac{dT_2}{dx} = \frac{dT}{dx}, \\ T_1 &= T_2 = T. \end{aligned} \quad (2.18)$$

Следовательно, (2.11) с учетом (2.18) будет иметь вид

$$T_1 = F_c \frac{d\sigma_1}{dx}. \quad (2.19)$$

Значит

$$\frac{dT_1}{dx} = F_c \frac{d^2 \sigma_1}{dx^2}. \quad (2.20)$$

Таким образом, имеем

$$z_1 \eta \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} = F_c \frac{d^2 \sigma_1}{dx^2}. \quad (2.21)$$

С учетом (2.13) можем записать

$$\frac{d^2 \sigma_1}{dx^2} = -E_S z_1 \frac{d^4 z_S}{dx^4}. \quad (2.22)$$

Тогда

$$z_1 \eta \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} = -F_c E_S z_1 \frac{d^4 z_S}{dx^4}. \quad (2.23)$$

Иначе

$$E_S F_c \frac{d^4 z_S}{dx^4} = -\eta \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2}. \quad (2.24)$$

Перепишем

$$\frac{d^4 z_S}{dx^4} = -\frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2}. \quad (2.25)$$

Дважды продифференцируем выражение (2.10) по x :

$$E_S I_S \frac{d^4 z_S}{dx^4} + (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z_A}{dx^4} = q(x). \quad (2.26)$$

С учетом (2.25)

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z_A}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z_A}{dx^2} = q(x). \quad (2.27)$$

Учитывая (2.7)

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{d^2 z_S}{dx^2} + \frac{d^2 z_A}{dx^2}. \quad (2.28)$$

Или

$$\frac{d^2 z_A}{dx^2} = \frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{d^2 z_S}{dx^2}. \quad (2.29)$$

Кроме того

$$\frac{d^4 z_A}{dx^4} = \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{d^4 z_S}{dx^4}. \quad (2.30)$$

Отсюда

$$\begin{aligned} & (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z}{dx^2} - \\ & - (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z_S}{dx^4} + \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} = q(x). \end{aligned} \quad (2.31)$$

По (2.25)

$$\begin{aligned} & (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z}{dx^2} + \\ & + (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} + \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} = q(x). \end{aligned} \quad (2.32)$$

Перепишем

$$\begin{aligned} & (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z}{dx^2} + \\ & + \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} + E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} \right] = q(x). \end{aligned} \quad (2.33)$$

Исходя из (2.10), выполним преобразование

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot E_S I_S \frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot M = q(x). \quad (2.34)$$

Или

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \left(E_S I_S \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right) = q(x). \quad (2.35)$$

Полученное выражение (2.35) – это линейное неоднородное дифференциальное уравнение изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов, выведенное в общем виде на основе теории составных стержней [124, 130-131]. Для последующего анализа напряженно-деформированного состояния элементов данной конструкции необходимо найти решение уравнения (2.35).

2.2 Определение характера НДС элементов изгибаемых металлодеревянных балок

Представим уравнение изгиба металлодеревянной балки (2.35) следующим образом

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{\eta M}{E_S F_c} - \frac{d^2 M}{dx^2}. \quad (2.36)$$

Поиск решения линейного неоднородного дифференциального уравнения изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов (2.36) будем искать в форме суммы общего решения соответствующего однородного и частного решения самого неоднородного уравнений:

$$z(x) = z^o(x) + z^*(x). \quad (2.37)$$

где $z(x)$ – решение линейного неоднородного дифференциального уравнения изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов;

$z^o(x)$ – общее решение линейного однородного уравнения;

$z^*(x)$ – частное решение линейного неоднородного уравнения.

Соответствующее линейное однородное уравнение

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = 0. \quad (2.38)$$

Тогда характеристическое уравнение будет

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \lambda^4 - \frac{\eta I_S}{F_c} \lambda^2 = 0, \quad (2.39)$$

где λ – корни характеристического уравнения.

Запишем (2.39) в форме произведения

$$\lambda^2 \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \lambda^2 - \frac{\eta I_S}{F_c} \right] = 0. \quad (2.40)$$

Следовательно, имеем

$$\begin{aligned} \lambda^2 &= 0, \\ \text{либо} \\ (E_w I_w + 2E_c I_c) \lambda^2 - \frac{\eta I_S}{F_c} &= 0, \end{aligned} \quad (2.41)$$

то есть

$$\lambda^2 = \frac{\eta I_S}{F_c (E_w I_w + 2E_c I_c)}.$$

Таким образом, корни характеристического уравнения будут вещественные и различные (два корня будут равными).

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= 0, \\ \lambda_2 &= 0, \\ \lambda_3 &= \sqrt{\frac{\eta I_S}{F_c (E_w I_w + 2E_c I_c)}} = \xi, \\ \lambda_4 &= -\sqrt{\frac{\eta I_S}{F_c (E_w I_w + 2E_c I_c)}} = -\xi \end{aligned} \right\} \quad (2.42)$$

Кратность корней $\lambda_{1,2}$ равна 2, $\lambda_{3,4} - 1$.

Общее решение линейного однородного уравнения

$$z^o(x) = a_1 e^{\lambda_1 x} + a_2 e^{\lambda_2 x} + a_3 e^{\lambda_3 x} + a_4 e^{\lambda_4 x}, \quad (2.43)$$

где a_1, a_2, a_3, a_4 – произвольные постоянные.

Учитывая (2.42), кратности корней, перепишем

$$z^o(x) = a_1 e^{\lambda_1 x} + a_2 x e^{\lambda_1 x} + a_3 e^{\lambda_3 x} + a_4 e^{-\lambda_3 x}. \quad (2.44)$$

Подставляя значения корней, получим

$$z^o(x) = a_1 + a_2 x + a_3 e^{\xi x} + a_4 e^{-\xi x}. \quad (2.45)$$

Из определения гиперболических функций известно

$$\left. \begin{aligned} e^{\xi x} &= \operatorname{ch} \xi x + \operatorname{sh} \xi x, \\ e^{-\xi x} &= \operatorname{ch} \xi x - \operatorname{sh} \xi x \end{aligned} \right\}. \quad (2.46)$$

Тогда

$$z^o(x) = a_1 + a_2 x + a_3 (\operatorname{ch} \xi x + \operatorname{sh} \xi x) + a_4 (\operatorname{ch} \xi x - \operatorname{sh} \xi x). \quad (2.47)$$

Пусть

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= A, \\ a_2 &= C, \\ a_3 + a_4 &= B, \\ a_3 - a_4 &= D \end{aligned} \right\}. \quad (2.48)$$

Тогда окончательно (2.47) приобретает вид

$$z^o(x) = A + B \operatorname{ch} \xi x + Cx + D \operatorname{sh} \xi x. \quad (2.49)$$

Для поиска постоянных интегрирования A, B, C, D в выражении (2.49) необходимо рассматривать четыре граничных условия (по два на каждом краю стержня). В составных стержнях они имеют особенности по сравнению с цельными, связанные с возможной спецификой конструктивного исполнения опорных узлов [124, 130]. Однако примем, что по концам стержня отсутствуют дополнительные связи, препятствующие взаимному смещению ветвей стержня относительно друг друга. Стержень нагружен только поперечной нагрузкой (см. рисунок 2.1). Тогда первое граничное условие назначается в зависимости от положения конца стержня, а второе – в зависимости от наличия на конце стержня внешнего момента.

В случае если край стержня свободно опирается на жесткую опору, граничное условие записывается как:

$$z = 0. \quad (2.50)$$

Для свободного края стержня:

$$Q = \frac{dM}{dx} = -E_S I_S \frac{d^3 z_S}{dx^3} - (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^3 z_A}{dx^3} = P, \quad (2.51)$$

где P – сосредоточенная поперечная сила на конце стержня, Н.

При отсутствии P :

$$E_S I_S \frac{d^3 z_S}{dx^3} + (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^3 z_A}{dx^3} = 0. \quad (2.52)$$

Согласно (2.10) можно записать

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{1}{E_S I_S} \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^2 z_A}{dx^2} + M \right]. \quad (2.53)$$

Имея в виду (2.29), перепишем

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{1}{E_S I_S} \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{d^2 z_S}{dx^2} \right) + M \right]. \quad (2.54)$$

Раскроем выражения в скобках

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} - \frac{M}{E_S I_S}. \quad (2.55)$$

Сгруппируем слагаемые:

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} \left[1 - \frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S} \right] = -\frac{1}{E_S I_S} \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \quad (2.56)$$

Или

$$\frac{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{1}{E_S I_S} \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \quad (2.57)$$

Откуда

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = \frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c - E_S I_S} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \quad (2.58)$$

Аналогично (2.53), из выражения (2.10) следует

$$\frac{d^2 z_A}{dx^2} = -\frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} + M \right]. \quad (2.59)$$

Согласно (2.28), запишем

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = \frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{d^2 z_A}{dx^2}. \quad (2.60)$$

Тогда

$$\frac{d^2 z_A}{dx^2} = -\frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{d^2 z_A}{dx^2} \right) + M \right]. \quad (2.61)$$

Раскроем выражения в скобках

$$\begin{aligned} \frac{d^2 z_A}{dx^2} = & -\frac{E_S I_S}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + \\ & + \frac{E_S I_S}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} - \frac{M}{E_w I_w + 2E_c I_c}. \end{aligned} \quad (2.62)$$

Сгруппируем слагаемые:

$$\begin{aligned} & \left[1 - \frac{E_S I_S}{E_w I_w + 2E_c I_c} \right] \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} = \\ & = -\frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \end{aligned} \quad (2.63)$$

Или

$$\begin{aligned} & \frac{E_w I_w + 2E_c I_c - E_S I_S}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \frac{d^2 z_A}{dx^2} = \\ & = -\frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \end{aligned} \quad (2.64)$$

Откуда

$$\frac{d^2 z_A}{dx^2} = \frac{1}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right]. \quad (2.65)$$

Согласно [124]

$$\eta \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\eta_0 \cdot \frac{d^3 z_S}{dx^3}, \quad (2.66)$$

где η_0 – коэффициент жесткости концевых дополнительных связей, препятствующих взаимному смещению ветвей стержня относительно друг друга, Н/мм.

Отсюда следует

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{d^3 z_S}{dx^3}. \quad (2.67)$$

Дифференцируя (2.67) по x , получим

$$\frac{d^3 z_S}{dx^3} = -\frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{d^4 z_S}{dx^4}. \quad (2.68)$$

Продифференцируем по x (2.58) – дважды и (2.65) – один раз:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^4 z_S}{dx^4} &= \frac{1}{E_w I_w + 2E_c I_c - E_S I_S} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{d^2 M}{dx^2} \right], \\ \frac{d^3 z_A}{dx^3} &= \frac{1}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right] \end{aligned} \right\} \quad (2.69)$$

Тогда (2.51) приобретает вид

$$\begin{aligned} -Q &= \frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{E_S I_S}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{d^2 M}{dx^2} \right] + \\ &+ \frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right]. \end{aligned} \quad (2.70)$$

Раскрывая выражения в скобках, запишем:

$$\begin{aligned} -Q &= \frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{E_S I_S (E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} + \\ &+ \frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{E_S I_S}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \frac{d^2 M}{dx^2} + \\ &+ \frac{E_S I_S (E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \frac{dM}{dx}. \end{aligned} \quad (2.71)$$

Перегруппируем слагаемые

$$\begin{aligned}
-Q &= \frac{1}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \times \\
&\times \left[E_S I_S (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \left(\frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{d^3 z}{dx^3} \right) + \right. \\
&\left. + E_S I_S \frac{\eta_0}{\eta} \cdot \frac{d^2 M}{dx^2} + (E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{dM}{dx} \right].
\end{aligned} \tag{2.72}$$

В случае если в системе нет концевых дополнительных связей, препятствующих взаимному смещению ветвей стержня относительно друг друга ($\eta_0=0$), выражение (2.72) приобретает вид

$$-Q = \frac{E_w I_w + 2E_c I_c}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \left[E_S I_S \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right]. \tag{2.73}$$

Это и есть граничное условие для свободного края рассматриваемой конструкции.

Второе граничное условие при отсутствии внешнего момента на краю стержня может быть получено из следующих рассуждений. Согласно (2.29), запишем (2.10) в виде

$$\begin{aligned}
E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2} + (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} - \\
-(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} = -M(x).
\end{aligned} \tag{2.74}$$

Иначе

$$\begin{aligned}
& [E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c] \cdot \frac{d^2 z_S}{dx^2} + \\
& + (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = -M.
\end{aligned} \tag{2.75}$$

Откуда

$$\begin{aligned}
\frac{d^2 z_S}{dx^2} &= -\frac{1}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \times \\
& \times \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right].
\end{aligned} \tag{2.76}$$

Дифференцируя по x , получим

$$\begin{aligned}
\frac{d^3 z_S}{dx^3} &= -\frac{1}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \times \\
& \times \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right].
\end{aligned} \tag{2.77}$$

Используя зависимость (2.66), запишем

$$\begin{aligned}
& -\frac{\eta}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M \right] = \\
& = \frac{\eta_0}{E_S I_S - E_w I_w - 2E_c I_c} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right].
\end{aligned} \tag{2.78}$$

Или

$$\begin{aligned} & (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M = \\ & = -\frac{\eta_0}{\eta} \cdot \left[(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right]. \end{aligned} \quad (2.79)$$

В случае если в системе нет концевых дополнительных связей ($\eta_0=0$), выражение (2.79) приобретает вид

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M = 0. \quad (2.80)$$

Выражение (2.80) представляет собой граничное условие для края стержня, не нагруженного внешним моментом.

Изгибающий момент в произвольно взятом сечении однопролетной шарнирно опертой по балки, имеющей начало координат в середине пролета (см. рисунок 2.1,б), определяется по формуле:

$$M(x) = \frac{q}{2} \cdot \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right). \quad (2.81)$$

Тогда (2.35), (2.36) с учетом (2.81) можно преобразовать следующим образом

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = q \cdot \left(1 + \frac{\eta l^2}{8E_S F_c} - \frac{\eta x^2}{2E_S F_c} \right). \quad (2.82)$$

Частное решение линейного неоднородного дифференциального уравнения изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов $z^*(x)$, будет зависеть от функции внешней нагрузки. Поиск его для (2.82) выполним в виде четной функции

$$z^*(x) = \varphi_1 x^2 + \varphi_2 x^4, \quad (2.83)$$

где φ_1 и φ_2 – неизвестные постоянные.

Подставим $z^*(x)$ вместо $z(x)$ в выражение (2.82) и перепишем его в такой форме:

$$(E_w I_w + 2E_c I_c) z^{*''''} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot z^{*''} = q \cdot \left(1 + \frac{\eta l^2}{8E_S F_c} - \frac{\eta x^2}{2E_S F_c} \right). \quad (2.84)$$

Раскроем (2.84) в соответствии с (2.83)

$$\begin{aligned} (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot (\varphi_1 x^2 + \varphi_2 x^4)^{''''} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot (\varphi_1 x^2 + \varphi_2 x^4)^{''} &= \\ &= q \cdot \left(1 + \frac{\eta l^2}{8E_S F_c} - \frac{\eta x^2}{2E_S F_c} \right). \end{aligned} \quad (2.85)$$

Или

$$\begin{aligned} (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot (\varphi_1 x^{2''''} + \varphi_2 x^{4''''}) - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot (\varphi_1 x^{2''} + \varphi_2 x^{4''}) &= \\ = (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot (\varphi_1 \cdot 0 + 24 \cdot \varphi_2) - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot (2 \cdot \varphi_1 + 12 \cdot \varphi_2 x^2) &= \\ = 24 \cdot (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \varphi_2 - 2 \cdot \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \varphi_1 - 12 \cdot \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \varphi_2 x^2 &= \\ = q \cdot \left(1 + \frac{\eta l^2}{8E_S F_c} - \frac{\eta x^2}{2E_S F_c} \right). \end{aligned} \quad (2.86)$$

Приравнявая коэффициенты при одинаковых степенях x , получим

$$12 \cdot \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \varphi_2 x^2 = q \cdot \frac{\eta x^2}{2E_S F_c}. \quad (2.87)$$

Следовательно

$$\varphi_2 = \frac{q}{24E_S I_S}. \quad (2.88)$$

Тогда

$$\begin{aligned} (E_w I_w + 2E_c I_c) \cdot \frac{q}{E_S I_S} - 2 \cdot \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \varphi_1 - \\ - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{qx^2}{2E_S I_S} = q \cdot \left(1 + \frac{\eta l^2}{8E_S F_c} - \frac{\eta x^2}{2E_S F_c} \right). \end{aligned} \quad (2.89)$$

Откуда φ_1 равно

$$\varphi_1 = -\frac{ql^2}{16E_S I_S} - \frac{qF_c}{2\eta I_S} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right]. \quad (2.90)$$

Таким образом, частное решение неоднородного дифференциального уравнения изгиба составной металлодеревянной балки (2.83) с учетом значений (2.88) и (2.90) приобретает следующий вид:

$$z^*(x) = \left(-\frac{ql^2}{16E_S I_S} - \frac{qF_c}{2\eta I_S} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) x^2 + \frac{qx^4}{24E_S I_S}. \quad (2.91)$$

Тогда решение (2.37) согласно (2.49) и (2.91) равно

$$z(x) = A + B \operatorname{ch} \xi x + Cx + D \operatorname{sh} \xi x + \left(-\frac{ql^2}{16E_S I_S} - \frac{qF_c}{2\eta I_S} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) x^2 + \frac{qx^4}{24E_S I_S}. \quad (2.92)$$

Слагаемые Cx и $D \operatorname{sh} \xi x$ дают несимметричные прогибы, невозможные при симметричном нагружении. Приравнивая их нулю, получим окончательно

$$z(x) = A + B \operatorname{ch} \xi x + \frac{q}{24E_S I_S} \cdot \left[x^4 - \left(\frac{3l^2}{2} + \frac{12E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) x^2 \right]. \quad (2.93)$$

Неизвестные постоянные интегрирования A и B найдем из граничных условий для рассматриваемого случая – по выражениям (2.50), (2.80). В них подставим значения x , соответствующие расстоянию от центра до края стержня (см. рисунок 2.1,б):

$$x = \pm \frac{l}{2}. \quad (2.94)$$

В соответствии с (2.50), (2.93) запишем

$$\begin{aligned} z\left(\frac{l}{2}\right) &= A + B \operatorname{ch} \frac{\xi l}{2} + \frac{q}{24E_S I_S} \cdot \left[\left(\frac{l}{2}\right)^4 - \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{3l^2}{2} + \frac{12E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 \right] = \\ &= A + B \operatorname{ch} \frac{\xi l}{2} - \frac{ql^2}{24E_S I_S} \cdot \left(\frac{5l^2}{16} + \frac{3E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) = 0. \end{aligned} \quad (2.95)$$

Для шарнирно опертой балки при отсутствии внешних моментов в опорных сечениях в граничном условии (2.80) $M=0$, следовательно, оно приобретает упрощенный вид

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = 0. \quad (2.96)$$

Или развернуто

$$\begin{aligned} z''(x) &= A'' + B \operatorname{ch} \xi x'' + \frac{q}{24 E_S I_S} \cdot \left[x^4'' - \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{3l^2}{2} + \frac{12 E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2 E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) x^2'' \right] = \quad (2.97) \\ &= B \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + \frac{qx^2}{2 E_S I_S} - \frac{ql^2}{8 E_S I_S} - \frac{q F_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2 E_c I_c)}{E_S I_S} \right] = 0. \end{aligned}$$

Подстановка (2.94) дает

$$\begin{aligned} z''\left(\frac{l}{2}\right) &= B \xi^2 \operatorname{ch} \frac{\xi l}{2} + \frac{ql^2}{8 E_S I_S} - \frac{ql^2}{8 E_S I_S} - \frac{q F_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2 E_c I_c)}{E_S I_S} \right] = \quad (2.98) \\ &= B \xi^2 \operatorname{ch} \frac{\xi l}{2} - \frac{q F_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2 E_c I_c)}{E_S I_S} \right] = 0. \end{aligned}$$

Следовательно, исходя из граничных условий, имеем

$$B = \frac{q F_c}{I_S \eta \xi^2 \operatorname{ch} \xi l / 2} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2 E_c I_c)}{E_S I_S} \right], \quad (2.99)$$

$$A = \frac{ql^2}{24E_S I_S} \cdot \left(\frac{5l^2}{16} + \frac{3E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) - B \operatorname{ch} \frac{\xi l}{2}. \quad (2.100)$$

Подставляя (2.99) в (2.100), получим выражение для A

$$A = \frac{ql^2}{24E_S I_S} \cdot \left(\frac{5l^2}{16} + \frac{3E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) - \frac{qF_c}{I_S \eta \xi^2} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right]. \quad (2.101)$$

Иначе

$$A = \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \right). \quad (2.102)$$

Подставим в (2.93) выражения для A и B

$$\begin{aligned} z(x) &= \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \right) + \\ &+ \frac{qF_c}{I_S \eta \xi^2 \operatorname{ch} \xi l / 2} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \cdot \operatorname{ch} \xi x + \\ &+ \frac{q}{24E_S I_S} \cdot \left[x^4 - \left(\frac{3l^2}{2} + \frac{12E_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \right) x^2 \right] = \quad (2.103) \\ &= \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qx^2 (2x^2 - 3l^2)}{48E_S I_S} + \\ &+ \frac{qF_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{(E_w I_w + 2E_c I_c)}{E_S I_S} \right] \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l / 2} \right] - \frac{x^2}{2} \right). \end{aligned}$$

Таким образом, выражение (2.103) представляет собой решение

линейного неоднородного дифференциального уравнения изгиба составного стержня, комбинированного из разных материалов (2.35), позволяющее определить прогиб в любой точке шарнирно опертой однопролетной балки, нагруженной равномерно распределенной силой. В нем параметр ξ вычисляется по формуле (2.42); q, l – являются исходными данными для проектирования; $F_c, E_w, E_c, I_w, I_c, I_S$ – являются варьируемыми известными величинами (геометрическими характеристиками конструкции); E_S, η – не известны. Коэффициент жесткости шва сплачивания стенки и поясов вычисляется по формуле (2.2) на основе экспериментальных данных.

Модуль упругости фиктивной цельной балки E_S зависит от конструкции составной балки (материалы стенки и поясов, соотношения их размеров, способ сопряжения между собой) и должен также определяться на основе экспериментальных данных. Для обеспечения такой возможности выполним некоторые преобразования и упрощения в выражении (2.103). При изготовлении стенки балки из гофрированной стали не имеет практического смысла учитывать ее жесткость в направлении вдоль оси балки (поперек гофров), т.к. момент инерции стенки I_w в этом случае значительно меньше моментов инерции поясов I_c и общего момента инерции сечения I_S . Причем, следует также отметить, что весьма малая толщина профилированного стального листа t_w (0,5-0,7 мм) даже для относительно большой его высоты h_w (от 150 до 1200 мм) позволяет при определении общего момента инерции сечения I_S учитывать только моменты инерции двух его поясов I_c . Таким образом, запишем

$$E_w I_w = 0, \quad (2.104)$$

$$I_S = 2 \cdot (I_c + F_c h^2), \quad (2.105)$$

где I_c - момент инерции пояса относительно оси, проходящей через его центр тяжести, мм⁴;

h^* – расстояние между центром тяжести пояса и всего сечения в целом, мм, равное

$$h^* = \frac{h_c + h_w}{2}, \quad (2.106)$$

h_c, h_w – высота поперечного сечения пояса и стенки соответственно, мм.

Тогда, подставляя (2.106) и раскрывая I_c, F_c подстановкой ширины b_c и высоты h_c поясов, получим

$$I_S = \frac{F_c \left[h_c^2 + 3(h_c + h_w)^2 \right]}{6}. \quad (2.107)$$

Расчет общего момента инерции сечения I_S по формуле (2.107) даже в случае размеров стенки $t_w=0,7$ мм и $h_w=1200$ мм, поясов $b_c=100$ мм и $h_c=45$ мм дает расхождение не более 2,8% относительно полного расчета, причем – в запас жесткости.

Согласно (2.104) перепишем выражение для параметра ξ по (2.42):

$$\xi = \sqrt{\frac{\eta I_S}{2E_c I_c F_c}}. \quad (2.108)$$

Следовательно, (2.103) можно упростить до

$$z(x) = \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qx^2(2x^2 - 3l^2)}{48E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta} \cdot \left[1 - \frac{2E_c I_c}{E_S I_S} \right] \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right] - \frac{x^2}{2} \right). \quad (2.109)$$

Таким образом, выведено линейное неоднородное дифференциальное уравнение (2.35) для изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов (LVL, гофрированная сталь), загруженной равномерно распределенной силой, учитывающее взаимные сдвиги отдельных ветвей конструкции. Для случая равномерно распределенной нагрузки найдено решение (2.109) указанного уравнения (2.35) в виде суммы общего решения соответствующего однородного уравнения (2.49) и частного решения неоднородного уравнения (2.91). Проанализированы (найжены) граничные условия балки (2.50), (2.86), (2.87). Нормальные напряжения в изгибаемом составном стержне – балке, комбинированной из стали, древесины и материалов на ее основе, будут суммироваться из напряжений от изгиба фиктивной цельной балки и дополнительных напряжений от изгиба ее отдельных ветвей. С целью разработки метода расчета составных металлодеревянных балок необходимо экспериментально-теоретическим путем определить упругие характеристики конструкции в целом – E_S , и шва сплачивания отдельных ее ветвей (стенки и полки) – в частности – коэффициент жесткости шва η .

Внутренние усилия, возникающие в элементах балки, исходя из выражения (2.109), могут быть записаны в следующем виде:

– изгибающий момент

$$M(x) = \frac{ql^2}{8} - \frac{qx^2}{2} - \frac{qE_S F_c}{\eta} \cdot \left[1 - \frac{2E_c I_c}{E_S I_S} \right] \cdot \left(\frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right), \quad (2.110)$$

– поперечная сила

$$Q(x) = -qx - \frac{qE_S F_c}{\eta} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l / 2} \cdot \left[1 - \frac{2E_c I_c}{E_S I_S} \right]. \quad (2.111)$$

Максимальные нормальные напряжения, возникающие в поясах составной двутавровой металлодеревянной балки, согласно [124] будут определяться как:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_S}{W_S} + \frac{M_c}{W_c}, \quad (2.112)$$

где W_S – момент сопротивления всего сечения, мм³;

W_c – момент сопротивления пояса балки, мм³;

M_c – добавочный изгибающий момент в поясах, возникающий от сдвигов в швах сплачивания между поясами и стенкой, Нмм.

Момент сопротивления всего сечения определяется по формуле:

$$W_S = \frac{2I_S}{2h_c + h_w}, \quad (2.113)$$

а момент сопротивления пояса

$$W_c = \frac{b_c h_c^2}{6}. \quad (2.114)$$

Аналогично выражению (2.8) можно записать:

$$\left. \begin{aligned} M_S &= -E_S I_S \frac{d^2 z_S}{dx^2}, \\ M_c &= -E_c I_c \frac{d^2 z_A}{dx^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.115)$$

Причем, согласно (2.76) с учетом (2.104)

$$\frac{d^2 z_S}{dx^2} = -\frac{1}{E_S I_S - 2E_c I_c} \cdot \left[2E_c I_c \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M(x) \right]. \quad (2.116)$$

В соответствии с (2.29), (2.116) запишем

$$\frac{d^2 z_A}{dx^2} = \frac{1}{E_S I_S - 2E_c I_c} \cdot \left[E_S I_S \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M(x) \right]. \quad (2.117)$$

Подставив в (2.115) выражения (2.116) и (2.117), получим:

$$\left. \begin{aligned} M_S &= \frac{E_S I_S}{E_S I_S - 2E_c I_c} \cdot \left[2E_c I_c \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + M(x) \right], \\ M_c &= \frac{E_S I_S}{E_S I_S - 2E_c I_c} \cdot \left[E_c I_c \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{E_c I_c}{E_S I_S} \cdot M(x) \right] \end{aligned} \right\} \quad (2.118)$$

Обозначим

$$\Delta r = \frac{E_S I_S}{E_S I_S - 2E_c I_c}. \quad (2.119)$$

С учетом (2.118), (2.119) выражение для определения максимальных нормальных напряжений в поясах составной двутавровой металлодеревянной балки (2.112) можно записать следующим образом:

$$\sigma_{\max} = \Delta r \cdot \left[\left(\frac{2}{W_S} + \frac{1}{W_c} \right) \cdot E_c I_c \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + \left(\frac{1}{W_S} + \frac{E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{1}{W_c} \right) \cdot M(x) \right]. \quad (2.120)$$

Согласно [124], сдвигающие силы в швах балки определяются по формуле:

$$T = \frac{Q_S S_c}{I_S}, \quad (2.121)$$

где S_c – статический момент сдвигающейся части сечения (пояса) относительно нейтральной оси балки, м³, определяемый выражением

$$S_c = \frac{F_c (h_c + h_w)}{2}, \quad (2.122)$$

Q_S – поперечная сила, в фиктивной цельной балке, Н, согласно (2.77), (2.104) определяемая по формуле

$$Q_S = -E_S I_S \cdot \frac{d^3 z_S}{dx^3} = \Delta r \cdot \left[2E_c I_c \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right]. \quad (2.123)$$

Формулу (2.121) для определения сдвигающих сил в швах с учетом выражения (2.123) перепишем следующим образом:

$$T = \frac{S_c}{I_S} \cdot \Delta r \cdot \left[2E_c I_c \cdot \frac{d^3 z}{dx^3} + \frac{dM}{dx} \right]. \quad (2.124)$$

Подставляя в выражение (2.124) значения по формулам (2.107), (2.119), (2.122), (2.123), получим распределение вдоль оси составной металлодеревянной балки сдвигающих сил в швах между стенкой и поясами.

Заметим также, что (2.109), пользуясь заменой (2.119) можно упростить до выражения

$$z(x) = \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qx^2(2x^2 - 3l^2)}{48E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta \Delta r} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right] - \frac{x^2}{2} \right). \quad (2.125)$$

Таким образом, для рассмотренного выше случая балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, соответствующего случаю балок перекрытия, решение уравнения изгиба окончательно получено в форме (2.125). Сдвигающие силы в швах сплачивания элементов определяются по (2.124), краевые нормальные напряжения в поясах – по (2.120).

2.3 Исследование НДС в случае системы сосредоточенных сил

Модуль упругости фиктивной цельной балки E_S невозможно определить экспериментальным путем непосредственно, так как стандартные методики [129, 185] не позволяют исключить податливость связей, а сама по себе эта величина является абстракцией. Таким образом, на основе экспериментальных данных может быть получено значение только условного модуля упругости балки в целом E_{eb} . Данная величина не позволяет определять НДС элементов конструкции согласно разработанной теории. Тем не менее, уравнение (2.125) прогибов балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, устанавливает взаимосвязь между прогибами и модулем упругости фиктивной цельной балки. При этом для экспериментальных исследований предпочтительнее схема испытаний на четырехточечный изгиб [185]. С целью

установления соответствующей взаимосвязи для данной расчетной схемы рассмотрим НДС балки, нагруженной системой сосредоточенных сил, а именно – двумя силами, симметрично приложенными в третях пролета. В средней трети возникает чистый изгиб (см. рисунок 2.5).

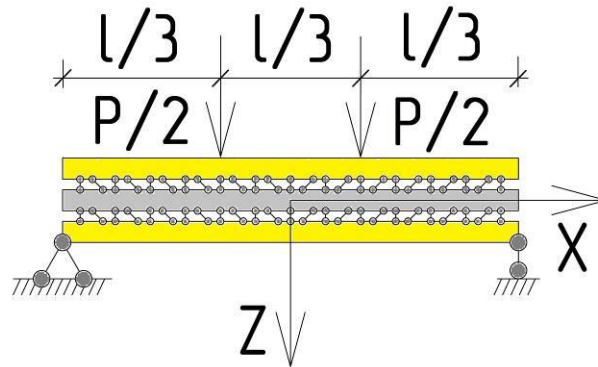


Рисунок 2.5 – Расчетная схема составного комбинированного стержня, нагруженного двумя сосредоточенными силами.

Согласно (2.36) и с учетом (2.104), запишем дифференциальное уравнение изгиба стержня

$$2E_c I_c \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{\eta M}{E_S F_c} - \frac{d^2 M}{dx^2}. \quad (2.126)$$

В случае наличия в системе только сосредоточенных сил оно приобретает вид

$$2E_c I_c \frac{d^4 z}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{\eta M(x)}{E_S F_c}. \quad (2.127)$$

Выражения для нахождения изгибающих моментов, а, следовательно, и уравнения изгиба составной балки будут различными для трех характерных ее участков:

$$\left. \begin{aligned} I - \left[-\frac{l}{2} \leq x \leq -\frac{l}{6} \right]: M^I(x) &= \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} + x \right), \\ II - \left[-\frac{l}{6} \leq x \leq \frac{l}{6} \right]: M^{II}(x) &= \frac{Pl}{6}, \\ III - \left[\frac{l}{6} \leq x \leq \frac{l}{2} \right]: M^{III}(x) &= \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} - x \right) \end{aligned} \right\}. \quad (2.128)$$

Тогда дифференциальные уравнения изгиба приобретают вид

$$\left. \begin{aligned} 2E_c I_c \frac{d^4 z^I}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z^I}{dx^2} &= \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} + x^I \right), \\ 2E_c I_c \frac{d^4 z^{II}}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z^{II}}{dx^2} &= \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \frac{Pl}{6}, \\ 2E_c I_c \frac{d^4 z^{III}}{dx^4} - \frac{\eta I_S}{F_c} \cdot \frac{d^2 z^{III}}{dx^2} &= \frac{\eta}{E_S F_c} \cdot \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} - x^{III} \right) \end{aligned} \right\}. \quad (2.129)$$

Частные решения (2.129) будем искать в виде

$$z^*(x) = -\frac{1}{E_S I_S} \cdot \iint M(x) dx^2. \quad (2.130)$$

Согласно (2.128)

$$\left. \begin{aligned} z^{*I}(x) &= -\frac{1}{E_S I_S} \cdot \iint \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} + x \right) dx^2 = -\frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l + 2x), \\ z^{*II}(x) &= -\frac{1}{E_S I_S} \cdot \iint \frac{Pl}{6} dx^2 = -\frac{Px^2 l}{12E_S I_S}, \\ z^{*III}(x) &= -\frac{1}{E_S I_S} \cdot \iint \frac{P}{2} \left(\frac{l}{2} - x \right) dx^2 = -\frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l - 2x) \end{aligned} \right\}. \quad (2.131)$$

Следовательно, общие решения будут

$$\left. \begin{aligned} z^I(x) &= A^I + B^I \operatorname{ch} \xi x + C^I x + D^I \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l + 2x), \\ z^{II}(x) &= A^{II} + B^{II} \operatorname{ch} \xi x + C^{II} x + D^{II} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2 l}{12E_S I_S}, \\ z^{III}(x) &= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi x + C^{III} x + D^{III} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l - 2x) \end{aligned} \right\} (2.132)$$

Ввиду симметрии схемы, очевидно равенство A^I и A^{III} , B^I и B^{III} , C^I и C^{III} , D^I и D^{III} , поэтому целесообразно сократить систему (2.132) до двух уравнений:

$$\left. \begin{aligned} z^{II}(x) &= A^{II} + B^{II} \operatorname{ch} \xi x + C^{II} x + D^{II} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2 l}{12E_S I_S}, \\ z^{III}(x) &= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi x + C^{III} x + D^{III} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l - 2x) \end{aligned} \right\} (2.133)$$

Найдем постоянные интегрирования A , B , C и D из граничных условий:

$$\left. \begin{aligned} x^{II} = 0: & \quad \frac{dz^{II}}{dx} = 0, & \quad \frac{d^3 z^{II}}{dx^3} = 0, \\ x^{III} = \frac{l}{2}: & \quad z^{III} = 0, & \quad \frac{d^2 z^{III}}{dx^2} = 0, \\ x^{II} = x^{III} = \frac{l}{6}: & \quad z^{II} = z^{III}, & \quad \frac{dz^{II}}{dx} = \frac{dz^{III}}{dx}, \\ & \quad \frac{d^2 z^{II}}{dx^2} = \frac{d^2 z^{III}}{dx^2}, & \quad \frac{d^3 z^{II}}{dx^3} = \frac{d^3 z^{III}}{dx^3} \end{aligned} \right\} (2.134)$$

Здесь, исходя из (2.133)

$$\left. \begin{aligned} \frac{dz^{II}}{dx} &= B^{II} \xi \operatorname{sh} \xi x + C^{II} + D^{II} \xi \operatorname{ch} \xi x - \frac{Pxl}{6E_S I_S}, \\ \frac{d^2 z^{II}}{dx^2} &= B^{II} \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + D^{II} \xi^2 \operatorname{sh} \xi x - \frac{Pl}{6E_S I_S}, \\ \frac{d^3 z^{II}}{dx^3} &= B^{II} \xi^3 \operatorname{sh} \xi x + D^{II} \xi^3 \operatorname{ch} \xi x \end{aligned} \right\} \quad (2.135)$$

а также

$$\left. \begin{aligned} \frac{dz^{III}}{dx} &= B^{III} \xi \operatorname{sh} \xi x + C^{III} + D^{III} \xi \operatorname{ch} \xi x - \frac{Px}{4E_S I_S} \cdot (l-x), \\ \frac{d^2 z^{III}}{dx^2} &= B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi x - \frac{P}{4E_S I_S} \cdot (l-2x), \\ \frac{d^3 z^{III}}{dx^3} &= B^{III} \xi^3 \operatorname{sh} \xi x + D^{III} \xi^3 \operatorname{ch} \xi x + \frac{P}{2E_S I_S} \end{aligned} \right\} \quad (2.136)$$

Подставляя (2.133), (2.135), (2.136) в (2.134), получим:

– при $x=0$

$$\begin{aligned} \frac{dz^{II}}{dx} &= B^{II} \xi \operatorname{sh} \xi x + C^{II} + D^{II} \xi \operatorname{ch} \xi x - \frac{Pxl}{6E_S I_S} \Big|_{x=0} = \\ &= C^{II} + D^{II} \xi = 0, \end{aligned} \quad (2.137)$$

$$\frac{d^3 z^{II}}{dx^3} = B^{II} \xi^3 \operatorname{sh} \xi x + D^{II} \xi^3 \operatorname{ch} \xi x \Big|_{x=0} = D^{II} \xi^3 = 0, \quad (2.138)$$

– при $x=l/2$

$$\begin{aligned}
z^{III}(x) &= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi x + C^{III} x + D^{III} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l - 2x) \Big|_{x=l/2} = \\
&= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi l/2 + C^{III} l/2 + D^{III} \operatorname{sh} \xi l/2 - \frac{Pl^3}{48E_S I_S} = 0,
\end{aligned} \tag{2.139}$$

$$\begin{aligned}
\frac{d^2 z^{III}}{dx^2} &= B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi x - \frac{P}{4E_S I_S} \cdot (l - 2x) \Big|_{x=l/2} = \\
&= B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/2 + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/2 = 0,
\end{aligned} \tag{2.140}$$

– при $x=l/6$

$$\begin{aligned}
z^{II}(x) &= A^{II} + B^{II} \operatorname{ch} \xi x + C^{II} x + D^{II} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2 l}{12E_S I_S} \Big|_{x=l/6} = \\
&= A^{II} + B^{II} \operatorname{ch} \xi l/6 + C^{II} l/6 + D^{II} \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl^3}{432E_S I_S},
\end{aligned} \tag{2.141}$$

$$\begin{aligned}
z^{III}(x) &= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi x + C^{III} x + D^{III} \operatorname{sh} \xi x - \frac{Px^2}{24E_S I_S} \cdot (3l - 2x) \Big|_{x=l/6} = \\
&= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi l/6 + C^{III} l/6 + D^{III} \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl^3}{324E_S I_S},
\end{aligned} \tag{2.142}$$

т.е.

$$\begin{aligned}
&A^{II} + B^{II} \operatorname{ch} \xi l/6 + C^{II} l/6 + D^{II} \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl^3}{432E_S I_S} = \\
&= A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi l/6 + C^{III} l/6 + D^{III} \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl^3}{324E_S I_S},
\end{aligned} \tag{2.143}$$

а также

$$\begin{aligned}\frac{dz^{II}}{dx} &= B^{II} \xi \operatorname{sh} \xi x + C^{II} + D^{II} \xi \operatorname{ch} \xi x - \frac{Px l}{6E_S I_S} \Big|_{x=l/6} = \\ &= B^{II} \xi \operatorname{sh} \xi l/6 + C^{II} + D^{II} \xi \operatorname{ch} \xi l/6 - \frac{Pl^2}{36E_S I_S},\end{aligned}\quad (2.144)$$

$$\begin{aligned}\frac{dz^{III}}{dx} &= B^{III} \xi \operatorname{sh} \xi x + C^{III} + D^{III} \xi \operatorname{ch} \xi x - \frac{Px}{4E_S I_S} \cdot (l-x) \Big|_{x=l/6} = \\ &= B^{III} \xi \operatorname{sh} \xi l/6 + C^{III} + D^{III} \xi \operatorname{ch} \xi l/6 - \frac{5Pl^2}{144E_S I_S},\end{aligned}\quad (2.145)$$

т.е.

$$\begin{aligned}B^{II} \xi \operatorname{sh} \xi l/6 + C^{II} + D^{II} \xi \operatorname{ch} \xi l/6 - \frac{Pl^2}{36E_S I_S} &= \\ = B^{III} \xi \operatorname{sh} \xi l/6 + C^{III} + D^{III} \xi \operatorname{ch} \xi l/6 - \frac{5Pl^2}{144E_S I_S},\end{aligned}\quad (2.146)$$

а также

$$\begin{aligned}\frac{d^2 z^{II}}{dx^2} &= B^{II} \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + D^{II} \xi^2 \operatorname{sh} \xi x - \frac{Pl}{6E_S I_S} \Big|_{x=l/6} = \\ &= B^{II} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/6 + D^{II} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl}{6E_S I_S},\end{aligned}\quad (2.147)$$

$$\begin{aligned}\frac{d^2 z^{III}}{dx^2} &= B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi x + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi x - \frac{P}{4E_S I_S} \cdot (l-2x) \Big|_{x=l/6} = \\ &= B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/6 + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl}{6E_S I_S},\end{aligned}\quad (2.148)$$

т.е.

$$\begin{aligned}
 & B^{II} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/6 + D^{II} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl}{6E_S I_S} = \\
 & = B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/6 + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/6 - \frac{Pl}{6E_S I_S},
 \end{aligned} \tag{2.149}$$

а также

$$\begin{aligned}
 \frac{d^3 z^{II}}{dx^3} & = B^{II} \xi^3 \operatorname{sh} \xi x + D^{II} \xi^3 \operatorname{ch} \xi x \Big|_{x=l/6} = \\
 & = B^{II} \xi^3 \operatorname{sh} \xi l/6 + D^{II} \xi^3 \operatorname{ch} \xi l/6,
 \end{aligned} \tag{2.150}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{d^3 z^{III}}{dx^3} & = B^{III} \xi^3 \operatorname{sh} \xi x + D^{III} \xi^3 \operatorname{ch} \xi x + \frac{P}{2E_S I_S} \Big|_{x=l/6} = \\
 & = B^{III} \xi^3 \operatorname{sh} \xi l/6 + D^{III} \xi^3 \operatorname{ch} \xi l/6 + \frac{P}{2E_S I_S},
 \end{aligned} \tag{2.151}$$

т.е.

$$\begin{aligned}
 & B^{II} \xi^3 \operatorname{sh} \xi l/6 + D^{II} \xi^3 \operatorname{ch} \xi l/6 = \\
 & = B^{III} \xi^3 \operatorname{sh} \xi l/6 + D^{III} \xi^3 \operatorname{ch} \xi l/6 + \frac{P}{2E_S I_S}.
 \end{aligned} \tag{2.152}$$

Из выражений (2.137) – (2.140) имеем:

$$\left. \begin{aligned}
 C^{II} + D^{II} \xi &= 0, \\
 D^{II} \xi^3 &= 0, \\
 A^{III} + B^{III} \operatorname{ch} \xi l/2 + C^{III} l/2 + D^{III} \operatorname{sh} \xi l/2 - \frac{Pl^3}{48E_S I_S} &= 0, \\
 B^{III} \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/2 + D^{III} \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/2 &= 0
 \end{aligned} \right\}. \quad (2.153)$$

а также из (2.141) – (2.152):

$$\left. \begin{aligned}
 A^{II} - A^{III} + [B^{II} - B^{III}] \operatorname{ch} \xi l/6 + [C^{II} - C^{III}] l/6 + \\
 + [D^{II} - D^{III}] \operatorname{sh} \xi l/6 &= -\frac{Pl^3}{1296E_S I_S}, \\
 [B^{II} - B^{III}] \xi \operatorname{sh} \xi l/6 + C^{II} - C^{III} + [D^{II} - D^{III}] \xi \operatorname{ch} \xi l/6 &= \\
 &= -\frac{Pl^2}{144E_S I_S}, \\
 [B^{II} - B^{III}] \xi^2 \operatorname{ch} \xi l/6 + [D^{II} - D^{III}] \xi^2 \operatorname{sh} \xi l/6 &= 0, \\
 [B^{II} - B^{III}] \xi^3 \operatorname{sh} \xi l/6 + [D^{II} - D^{III}] \xi^3 \operatorname{ch} \xi l/6 &= \frac{P}{2E_S I_S}
 \end{aligned} \right\}. \quad (2.154)$$

Из (2.153) следует:

$$\left. \begin{aligned}
 C^{II} &= 0, \\
 D^{II} &= 0, \\
 B^{III} &= -D^{III} \operatorname{th} \xi l/2, \\
 A^{III} &= \frac{Pl^3}{48E_S I_S} - C^{III} l/2
 \end{aligned} \right\}. \quad (2.155)$$

Следовательно, из (2.154) и (2.155):

$$B^{II} = D^{III} \left[\begin{array}{l} \text{th} \xi l/6 - \text{th} \xi l/2, \\ \frac{1}{\text{th} \xi l/6} - \text{th} \xi l/2 \end{array} \right] + \frac{P}{2E_S I_S \xi^3 \text{sh} \xi l/6} \left. \vphantom{\frac{1}{\text{th} \xi l/6} - \text{th} \xi l/2}} \right\}, \quad (2.156)$$

т.е.

$$D^{III} = -\frac{P \cdot \text{ch} \xi l/6}{2\xi^3 E_S I_S}. \quad (2.157)$$

Откуда

$$B^{II} = \frac{P}{2\xi^3 E_S I_S} \cdot [\text{th} \xi l/2 \cdot \text{ch} \xi l/6 - \text{sh} \xi l/6], \quad (2.158)$$

$$B^{III} = \frac{P \cdot \text{ch} \xi l/6}{2\xi^3 E_S I_S} \cdot \text{th} \xi l/2. \quad (2.159)$$

Тогда из условий (2.153) и (2.154) с учетом полученных значений произвольных постоянных по (2.155), (2.157) – (2.159) получим оставшиеся постоянные A и C :

$$\left. \begin{array}{l} A^{II} = \frac{Pl}{6E_S I_S} \cdot \left[\frac{23l^2}{216} - \frac{1}{\xi^2} \right], \\ A^{III} = \frac{Pl}{4E_S I_S} \cdot \left[\frac{5l^2}{72} - \frac{1}{\xi^2} \right], \\ C^{III} = \frac{P}{2E_S I_S} \cdot \left[\frac{l^2}{72} + \frac{1}{\xi^2} \right] \end{array} \right\}. \quad (2.160)$$

Тогда окончательно все постоянные интегрирования системы (2.132):

$$\left. \begin{aligned}
 A^I = A^{III} &= \frac{Pl}{4E_S I_S} \cdot \left[\frac{5l^2}{72} - \frac{1}{\xi^2} \right], \\
 A^{II} &= \frac{Pl}{6E_S I_S} \cdot \left[\frac{23l^2}{216} - \frac{1}{\xi^2} \right], \\
 B^I = B^{III} &= \frac{P \cdot \operatorname{ch} \xi l / 6}{2\xi^3 E_S I_S} \cdot \operatorname{th} \xi l / 2, \\
 B^{II} &= \frac{P}{2\xi^3 E_S I_S} \cdot [\operatorname{th} \xi l / 2 \cdot \operatorname{ch} \xi l / 6 - \operatorname{sh} \xi l / 6], \\
 C^I = C^{III} &= \frac{P}{2E_S I_S} \cdot \left[\frac{l^2}{72} + \frac{1}{\xi^2} \right], \\
 C^{II} &= 0, \\
 D^I = D^{III} &= -\frac{P \cdot \operatorname{ch} \xi l / 6}{2\xi^3 E_S I_S}, \\
 D^{II} &= 0
 \end{aligned} \right\} \quad (2.161)$$

Прогибы середины балки, загруженной двумя силами в третях пролета, а также прогибы в местах приложения нагрузки определяются по выражению для участка II из системы (2.132). Запишем эту формулу с учетом постоянных интегрирования по (2.161):

$$\begin{aligned}
 z(x) &= \frac{P}{2\xi^3 E_S I_S} \cdot \left(\left[\frac{23l^2}{108} - x^2 - \frac{2}{\xi^2} \right] \cdot \frac{l\xi^3}{6} + \right. \\
 &\quad \left. + \operatorname{ch} \xi x \cdot [\operatorname{th} \xi l / 2 \cdot \operatorname{ch} \xi l / 6 - \operatorname{sh} \xi l / 6] \right), \quad (2.162)
 \end{aligned}$$

где

$$-\frac{l}{6} \leq x \leq \frac{l}{6}.$$

Выразим из (2.162) модуль упругости фиктивной цельной балки E_S

$$E_S = \frac{P}{z(x)2\xi^3 I_S} \cdot \left(\left[\frac{23l^2}{108} - x^2 - \frac{2}{\xi^2} \right] \cdot \frac{l\xi^3}{6} + \right. \\ \left. + \text{ch}\xi x \cdot [\text{th}\xi l/2 \cdot \text{ch}\xi l/6 - \text{sh}\xi l/6] \right), \quad (2.163)$$

При известных прогибах $z(x)$ в каком-либо сечении величину E_S становится возможным рассчитать по формуле (2.163). Упростим ее для сечения, в которое попадает точка приложения силы – $x=l/6$:

$$E_S = \frac{P}{2\xi^3 I_S z(l/6)} \cdot \left(\frac{5l^3 \xi^3}{162} - \frac{l\xi}{3} + \right. \\ \left. + \text{ch}\xi l/6 \cdot [\text{th}\xi l/2 \cdot \text{ch}\xi l/6 - \text{sh}\xi l/6] \right). \quad (2.164)$$

Пользуясь выражением (2.164) на основе экспериментальных данных возможно получить значение модуля упругости фиктивной цельной балки E_S . В указанном выражении I_S определяется по (2.107). Полученная величина E_S может быть подставлена в (2.120), (2.124) – (2.125) в случае равномерно распределенной нагрузки для однопролетной шарнирно опертой балки, что характерно для конструкций перекрытий жилых зданий. При действии двух сосредоточенных сил в третях пролета:

$$T = \frac{S_c}{I_S} \cdot \Delta r \cdot \frac{P \text{ch}\xi x}{\xi} \cdot \frac{E_c I_c}{E_S I_S} \cdot [\text{th}\xi l/2 \cdot \text{ch}\xi l/6 - \text{sh}\xi l/6]. \quad (2.165)$$

Таким образом, получено уравнение, связывающее упругие, геометрические характеристики конструкции и сдвигающие силы в швах сплачивания ее элементов для случая двух сосредоточенных сил.

2.4 Выводы по главе 2

В результате проведенного теоретического исследования напряженно-деформированного состояния составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL) с учетом податливости связей между ними можно сделать следующие выводы:

1) предложена расчетная модель составной балки двутаврового сечения, комбинированной из гофрированной стали (стенка) и однонаправленного клееного шпона (пояса), как трехветвевое составного стержня с упруго-податливыми связями; разработанная модель может быть применена для составных металлодеревянных балок иной конструкции;

2) выведено линейное неоднородное дифференциальное уравнение изгиба составной двутавровой балки со стенкой из гофрированной стали и поясами из *LVL*, учитывающее взаимные сдвиги отдельных ветвей конструкции, на основе развития метода расчета составных деревянных стержней за счет применения подхода, состоящего в рассмотрении деформирования швов составных конструкций по разности деформаций в ветвях составного стержня для выбранных сечений на элементарном участке длины балки;

3) проанализированы граничные условия и найдено решение уравнения изгиба для случая шарнирно опертой однопролетной балки, загруженной равномерно распределенной силой; показано, что жесткостью стенки в направлении вдоль оси балки целесообразно пренебречь, т.к. при существенном упрощении расчета общего момента инерции балки I_S расхождение относительно полного расчета в этом случае составляет не более 2,8%, причем – в запас жесткости;

4) определены формулы для вычисления внутренних усилий в элементах конструкции (изгибающих моментов M , поперечных сил Q), а также сдвигающей силы T в швах сплачивания поясов и стенки, кроме того – выражение для определения максимальных нормальных напряжений σ_{\max} ; на

основе указанных выражений может быть построен метод оценки несущей способности двутавровых составных металлодеревянных балок с поясами из LVL и стенкой из стального профилированного листа;

5) получены формулы для вычисления прогибов, сдвигающей силы в швах сплачивания элементов конструкции, а также модуля упругости фиктивной цельной балки E_S для случая балки, нагруженной двумя равными силами в третях пролета; для расчета необходимо экспериментальным путем определить коэффициент жесткости η шва сплачивания поясов из LVL со стенкой из гофрированной стали и прогиб балки в сечении, в котором приложена одна из сил в зоне упругой работы балки;

б) разработана концепция развития метода расчета металлодеревянных двутавровых балок с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали требует экспериментального подтверждения в части характера деформирования, значений прогибов конструкции и возникающих в ней напряжений.

ГЛАВА 3. РАБОТА СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

Для применения разработанной расчетной модели составной балки двутаврового сечения, комбинированной из гофрированной, стали и однонаправленного клееного шпона, как трехветвевое составного стержня с упругоподатливыми связями, требуется определить показатель жесткости связи металлических и деревянных элементов, модуль упругости материалов и самой исследуемой конструкции. Таким образом, для расчета по предлагаемой методике необходимо экспериментально получить:

- условный модуль упругости составной балки;
- жесткость шва сплачивания между элементами.

Для выявления характера работы конструкции, необходимо выполнить ее испытание до разрушения с определением несущей способности, деформаций, а также напряжений в элементах балки.

3.1 Определение упругих свойств швов сплачивания стенки из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона

Одной из важнейших характеристик составной металлодеревянной балки является жесткость швов сплачивания ее поясов из LVL со стенкой из гофрированной стали η , определение которой приводится экспериментальным путем. Его величина зависит от упругих свойств материала поясов и стенки, а также конфигурации металлических зубьев, обеспечивающих работу соединения.

Для определения η был отсечен фрагмент конструкции длиной 100 мм для удобства проведения испытаний (рисунок 3.1). При этом, выбранном участке размещены по 2 зуба, внедренные в каждый деревянный пояс конструкции. Один из зубьев каждого пояса расположен вблизи края и способствует местному разрушению путем скалывания волокон, что может

нарушать чистоту показаний исследования. Для исключения данных воздействий, был выполнен дополнительный пропил стенки вблизи зуба. Таким образом в образце остаются всего 2 рабочих зуба.

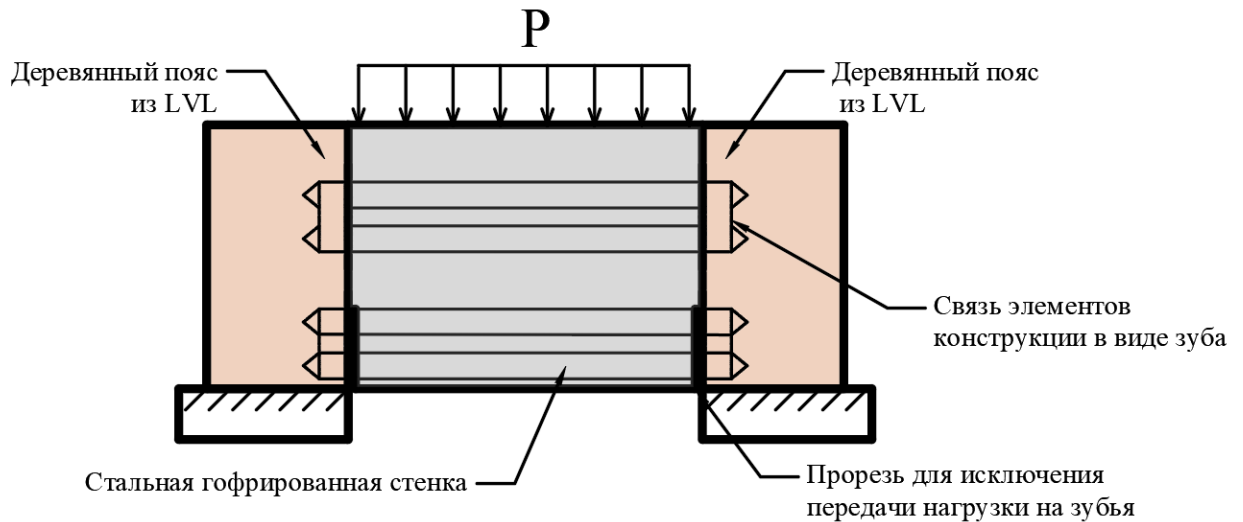


Рисунок 3.1 – Схема проведения испытаний.

Испытательная схема подразумевает приложение сжимающей нагрузки на образец. При этом возможна потеря устойчивости стенки и местные локальные деформации стального элемента. Для корректного определения смещения элементов между собой необходимо исключить дополнительные возможные деформации. Для этого выполнялось замоноличивание стенки в клеевую композицию с использованием эпоксидной смолы с отвердителем. Для форматирования при отверждении клеевой композиции предусмотрена опалубка из прозрачного акрила (см. рисунок 3.2). Чтобы не появлялось адгезии клея с поясами и не возникало дополнительных усилий связи, места возможного контакта перед заливкой смолы были обработаны вазелином. Для равномерной передачи нагрузки без возможности потерять устойчивость для стенки, заливка смолой производилась заподлицо с верхней гранью образца.



Рисунок 3.2 – Образец для испытания перед замоноличиванием стенки эпоксидным клеем (акриловая опалубка).

Образец был поставлен на опорные пластины, чтобы была возможность перемещения стенки отдельно от поясов конструкции (см. рисунок 3.3). Перед испытаниями фиксировалась влажность и температура воздуха, влажность поясов и вносилась в протокол испытаний (Приложение А, протокол №1) . Испытания производились с постоянной нагрузкой 2 мм/мин, при этом фиксировались усилия и соответствующие смещения. Всего было испытано 6 образцов. Все образцы были доведены до разрушения (см. рисунок 3.4). В результате проведенных опытов получена зависимость нагрузки от возникающего смещения (см. рисунок 3.5). В табличной форме результаты исследования приведены в таблице 3.1.

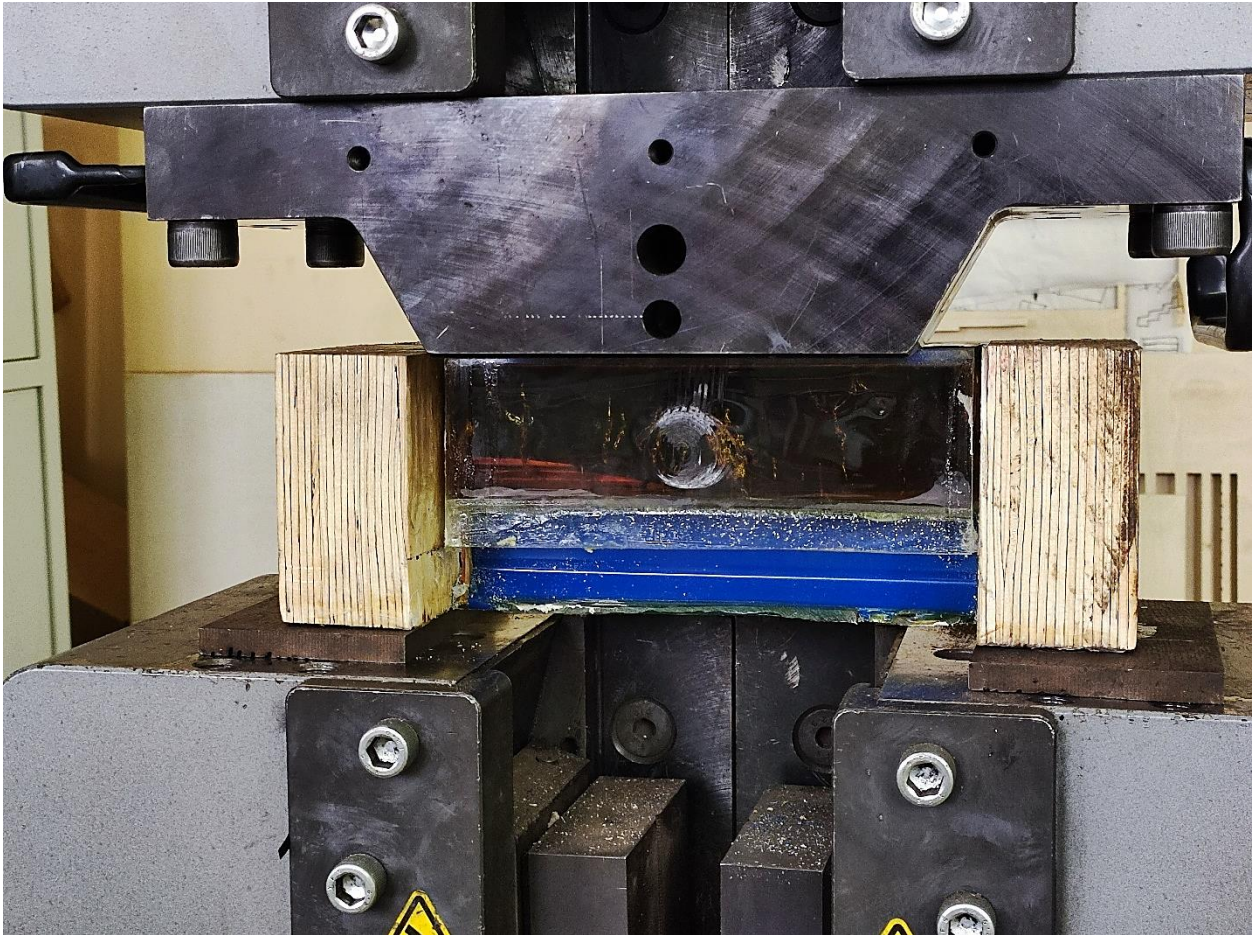


Рисунок 3.3 – Образец для испытания в испытательной машине.

Таблица 3.1 – Результаты испытаний определения жесткости связи

Нагрузка, Н	Смещение, мм							Среднеквадратичное отклонение	Коэффициент вариации
	1	2	3	4	5	6	Среднее		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500	0,05	0,048	0,06	0,0557	0,05545	0,0455	0,052442	0,005489	0,096
1000	0,08	0,0768	0,096	0,08912	0,08872	0,0728	0,083907	0,008783	0,096
2000	0,15	0,141	0,183	0,1671	0,16635	0,1365	0,157325	0,017833	0,103
2500	0,2	0,188	0,24	0,2222	0,222	0,182	0,209033	0,022606	0,099
3000	0,25	0,235	0,3	0,27775	0,27725	0,2255	0,260917	0,028715	0,100
4000	0,38	0,3572	0,456	0,42218	0,42142	0,342	0,396467	0,043835	0,101
4905	0,5	0,48	0,6	0,557	0,556	0,455	0,524667	0,055062	0,096
5000	0,52	0,4888	0,624	0,57824	0,57824	0,4732	0,543747	0,058958	0,099
6000	0,67	0,6298	0,804	0,74638	0,75174	0,6097	0,701937	0,076946	0,100
7000	0,85	0,799	1,02	0,9469	0,9452	0,7735	0,8891	0,096574	0,099
7912	1,01	0,9494	1,212	1,12514	1,12009	0,909	1,054272	0,116871	0,101
8500	1,12	1,0528	1,3552	1,24768	1,24208	1,008	1,17096	0,132667	0,103
8845	1,2	1,128	1,44	1,3368	1,3308	1,092	1,2546	0,135929	0,099



Рисунок 3.4 – Разрушенный образец после испытаний.

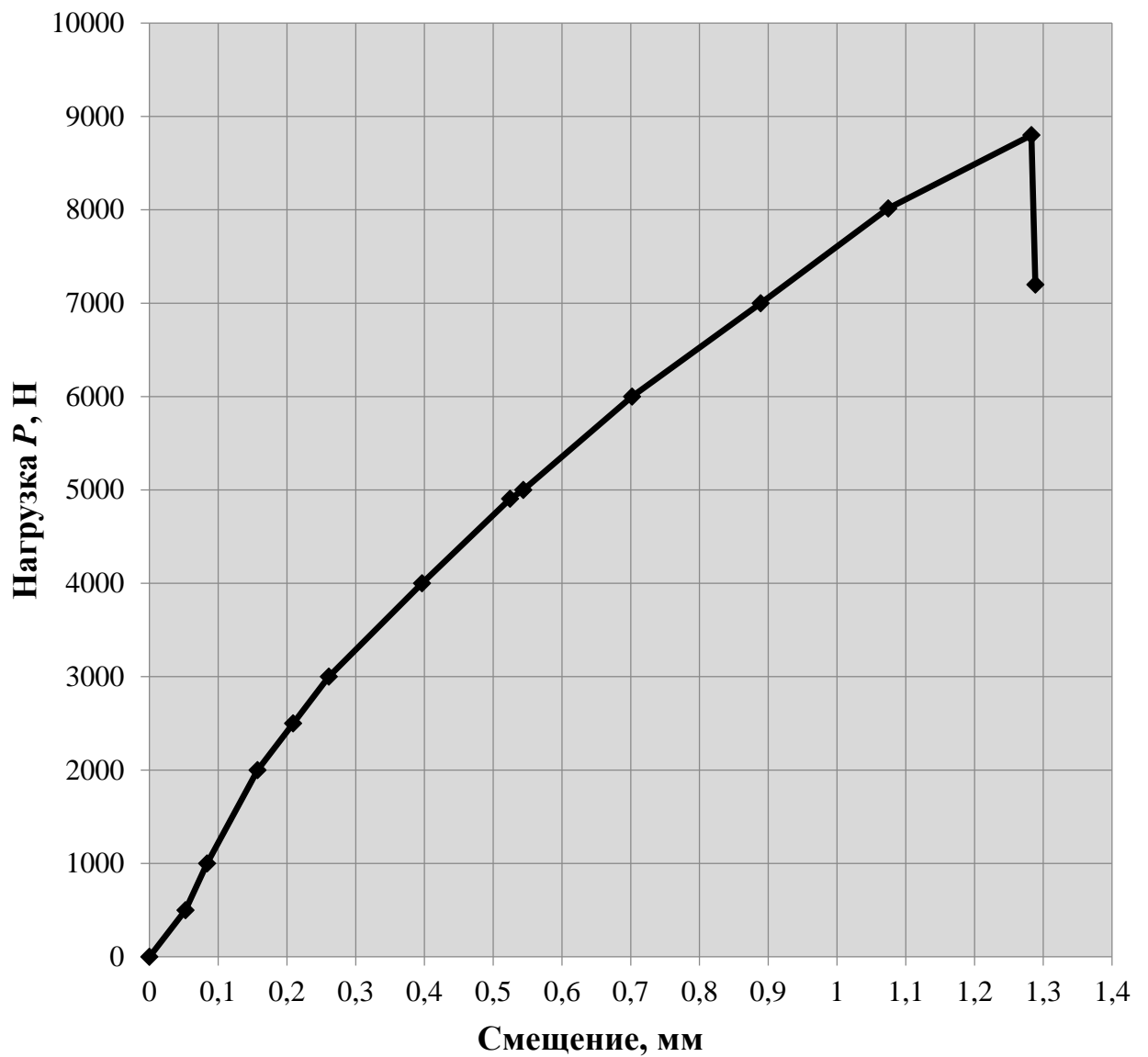


Рисунок 3.5 – Зависимость смещения от нагрузки для испытываемых образцов (2 шва сплачивания).

Разрушение образцов наступало с исчерпанием несущей способности соединения, а именно – с разрывом стального профилированного листа (стенки). При этом зависимость смещений нагружаемой средней части образца относительно неподвижных крайних частей имеет слабовыраженную нелинейность на всех этапах нагружения. Согласно выражению (2.2) и рисунку 3.5 определим коэффициент жесткости шва, с учетом количества связей в шве n_c 18,5 шт./м и количества швов $n_{ш}$ 2 шт.:

$$\eta = \eta_x n_c = 5000 \times 0,0185 = 92,5 \text{ Н/мм}^2, \quad (3.1)$$

где η_x - линейная жесткость шва, Н/мм, определяемая по формуле:

$$\eta_x = \frac{T_c}{n_{ш} \delta_c} = \frac{4000}{2 \cdot 0,4} = 5000 \text{ Н/мм}. \quad (3.1^*)$$

Экспериментально полученное значение (3.1) для коэффициента жесткости швов сплачивания стенки из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона при помощи металлических зубьев, выштампованных в стенке, может быть использовано при оценке несущей способности и деформативности конструкций двутавровых металлодеревянных балок при изгибе (выражение (2.2), (2.109), (2.162)).

3.2 Определение характера распределение напряжений в поясах и стенке металлодеревянных балок при изгибе

Для изучения работы составных металлодеревянных балок при действии статических нагрузок были проведены экспериментальные исследования. Исследования производились в лаборатории механических испытаний строительных конструкций Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета (аттестат аккредитации №

RA.RU.21CT39, внесен в реестр аккредитованных лиц 20.05.2015 г.). Центр руководствуется действующим законодательством Российской Федерации. Аттестат аккредитации испытательного центра СПбГАСУ, свидетельство об аттестации испытательной лаборатории СПбГАСУ, заключение о состоянии измерений в лаборатории СПбГАСУ, сведения о поверке и калибровке приведены в приложении Б.

Испытывались металлодеревянные балки производства компании ООО «ХТС Русланд» высотой 320 мм с поясами из LVL бруса 60x120 мм и гофрированной металлической стенкой толщиной 0,5 мм. Испытания проводились на изгиб с нагружением в третях пролета, определялись напряжения и деформации конструкции с установкой тензометрических датчиков (3 образца). Геометрические параметры испытываемой конструкции и схема испытаний рассмотрена на Рисунке 3.6.

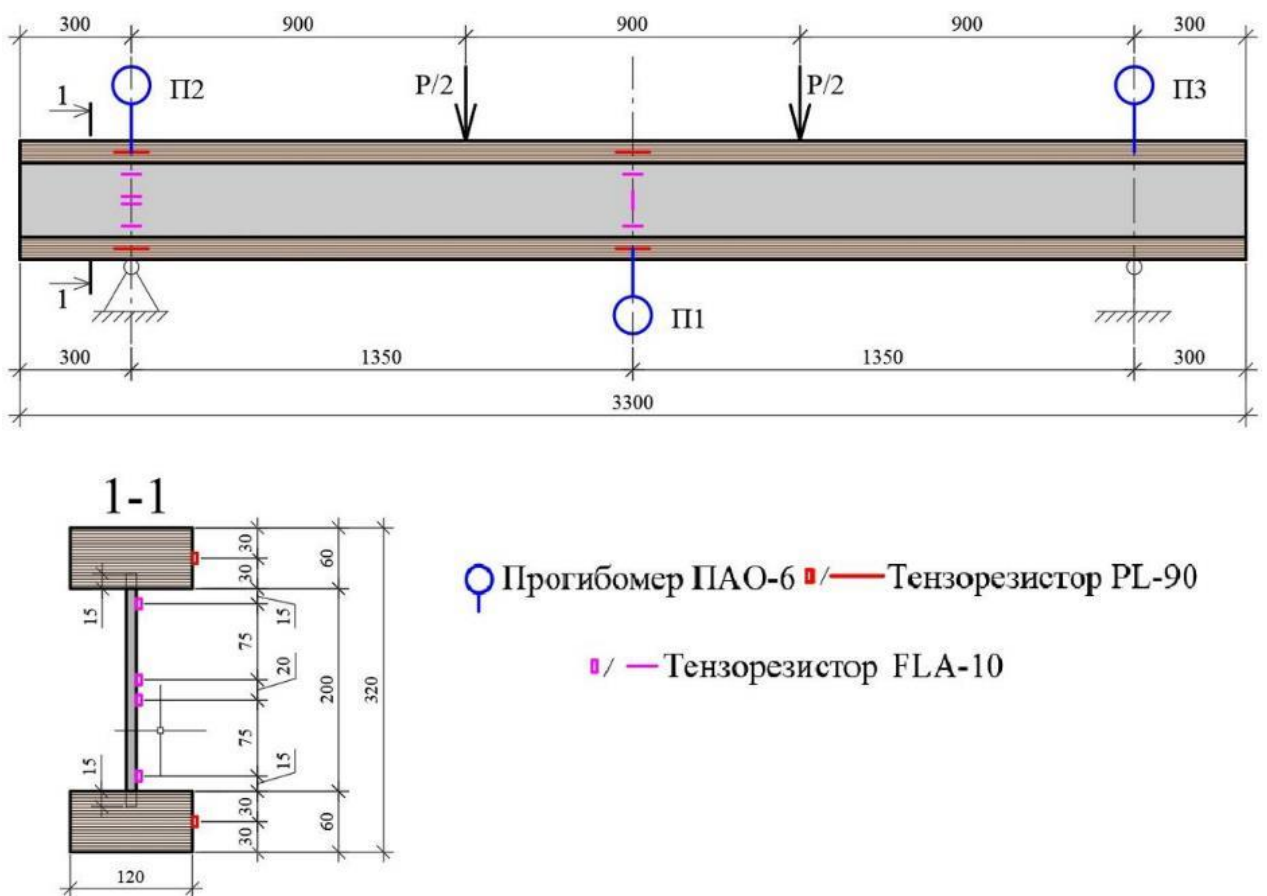


Рисунок 3.6 – Схема испытаний.

Для исследований применялись тензометрические датчики компании TML FLA-30 (Япония). Датчики монтировались в растянутом и сжатом поясах и на стенке испытываемых конструкций, по приведенным схемам испытаний (рисунок 3.7). Показания считывались при помощи портативного измерительного комплекса TDS-150, который состоит из основного модуля (TDS-150) и специальных контактных модулей (декадные модули FSW-10), что позволяет проводить измерения при помощи тензорезисторов, тензометрических датчиков. Комплекс работает от сети. При автономной работе питается от щелочных батареек. Контактные модули могут быть объединены путем последовательного соединения 50 каналов с одновременным опросом по 5 датчиков.

Результаты измерений, характеристики настройки оборудования могут сохраняться на карте памяти (CF-карта), а синхронизация и передача данных с персональным компьютером производится при помощи интерфейса USB. Для работы с высокочувствительным оборудованием требовалось создать постоянный температурный и влажностный режим, для минимизации теплового расширения. Схемы расположения датчиков приведены на рисунке 3.7.

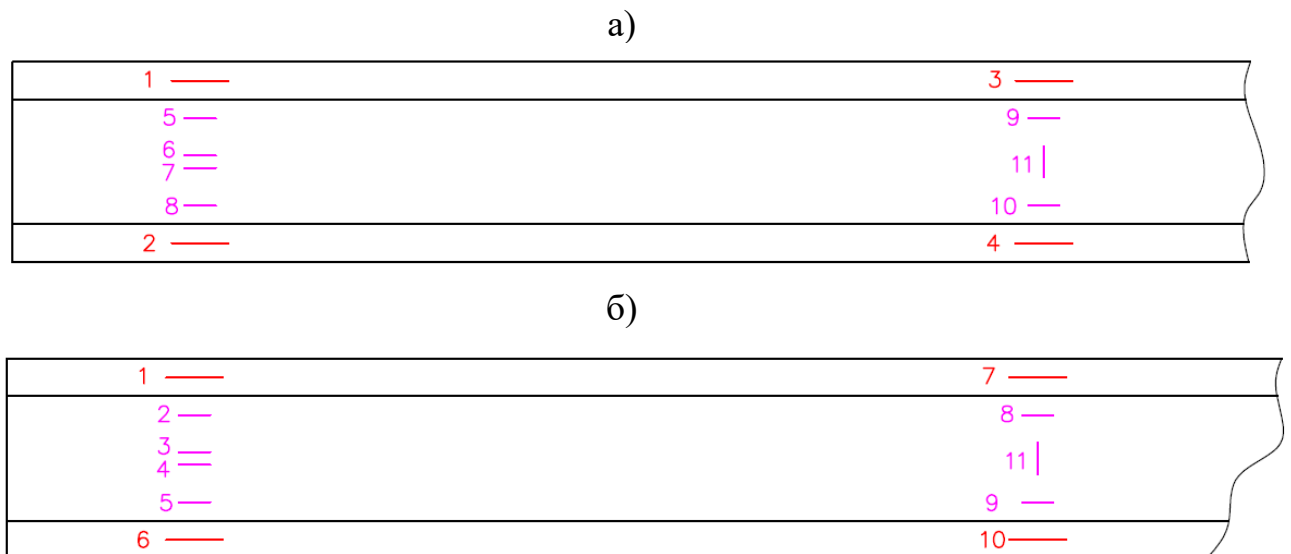


Рисунок 3.7 – Схема расположения и номера тензометрических датчиков:

а) образец №1; б) образцы №2, 3.

Кратковременные испытания проводились с использованием испытательной системы с серво-гидравлическим приводом Magnum UT-05-2000 (Рисунок 3.14). Система предназначена проведения испытаний на растяжение, сжатие в режимах статических и циклических воздействий. Технические характеристики Magnum UT-05-2000 приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Технические характеристики испытательной машины Magnum UT-05-2000

Наименование характеристики	Показатель
Максимальная нагрузка, кН	2000
Ход поршня, мм	150
Высота рабочего пространства, мм	1200
Масса, кг	10300
Габаритные размеры, мм	150x4100x2000
Расстояние между стойками, мм	800x1000
Диаметр стоек, мм	125
Максимальная высота образца на сжатие, мм	1200

Передача кратковременной нагрузки осуществлялась с использованием распределительной траверсы, по схеме четырехточечного изгиба (с передачей нагрузки на две точки в третях пролета). Нагрузка прикладывалась со скоростью 2 мм/мин до 2 кН (рисунок 3.8). На каждой ступени производилась выдержка в течение 60 секунд для снятия показаний с приборов. Для обеспечения пространственной неизменяемости (выход балки из плоскости) были предусмотрены боковые упоры, препятствующие деформациям из плоскости прикладываемой нагрузки [75]. Каждая балка доводилась до разрушения. В процессе проведения испытаний фиксировали следующие показатели:

- величина прилагаемого усилия, кН;
- величина прогиба (после каждой ступени нагружения), мм;
- характер разрушения.

На рисунках 3.8-3.13 приведены фрагменты испытательной установки в сборе с помещенным в нее образцом (балкой), включая установку и изоляцию тензорезисторов.



Рисунок 3.8 – Траверса для передачи нагрузки.



Рисунок 3.9 – Опорная часть испытываемой балки.

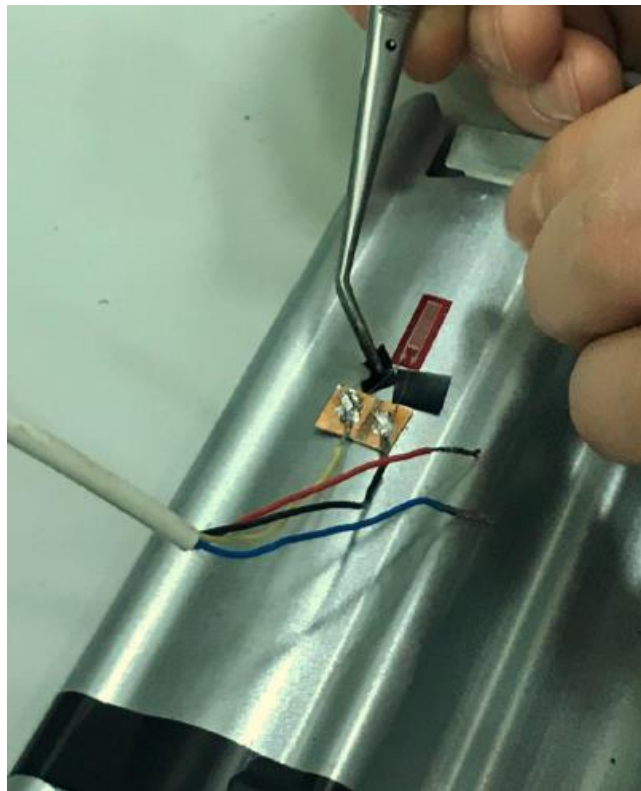


Рисунок 3.10 – Установка тензорезистора на стальную стенку балки.



Рисунок 3.11 – Прогибомер для определения величины смятия на опоре.

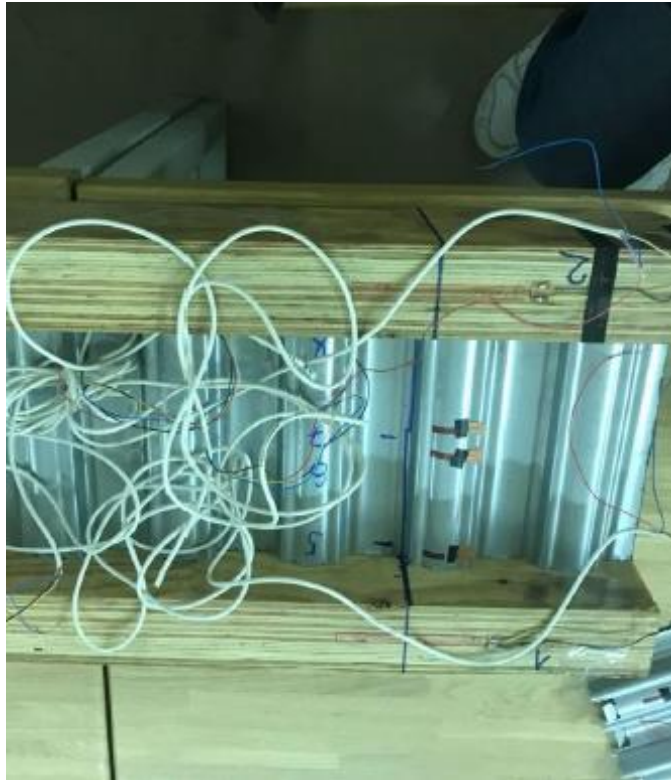


Рисунок 3.12 – Установка тензорезисторов.



Рисунок 3.13 – Тензорезисторы в опорной зоне.

Составная двутавровая балка с поясами из LVL и гофрированной стальной стенкой в момент испытаний показана на рисунках 3.14-3.15.

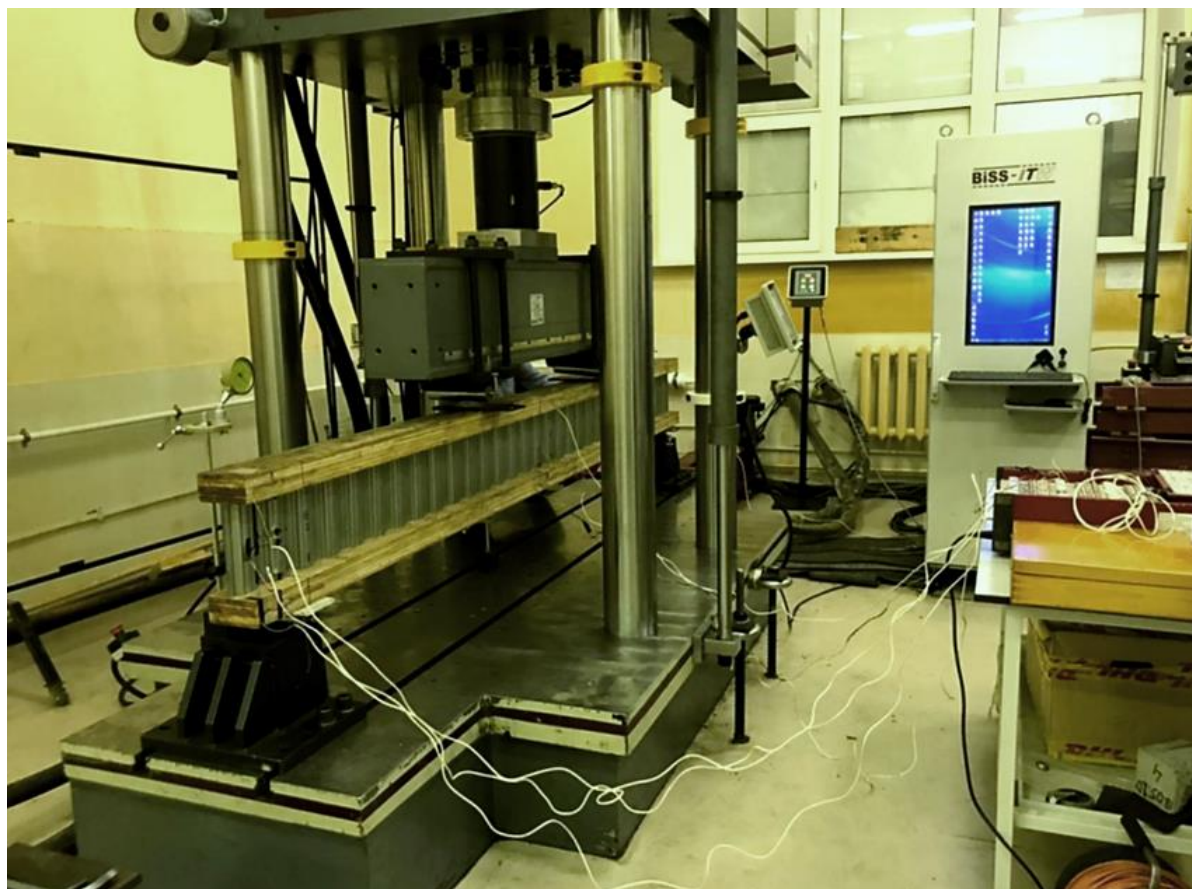


Рисунок 3.14 – Образец в испытательной установке.

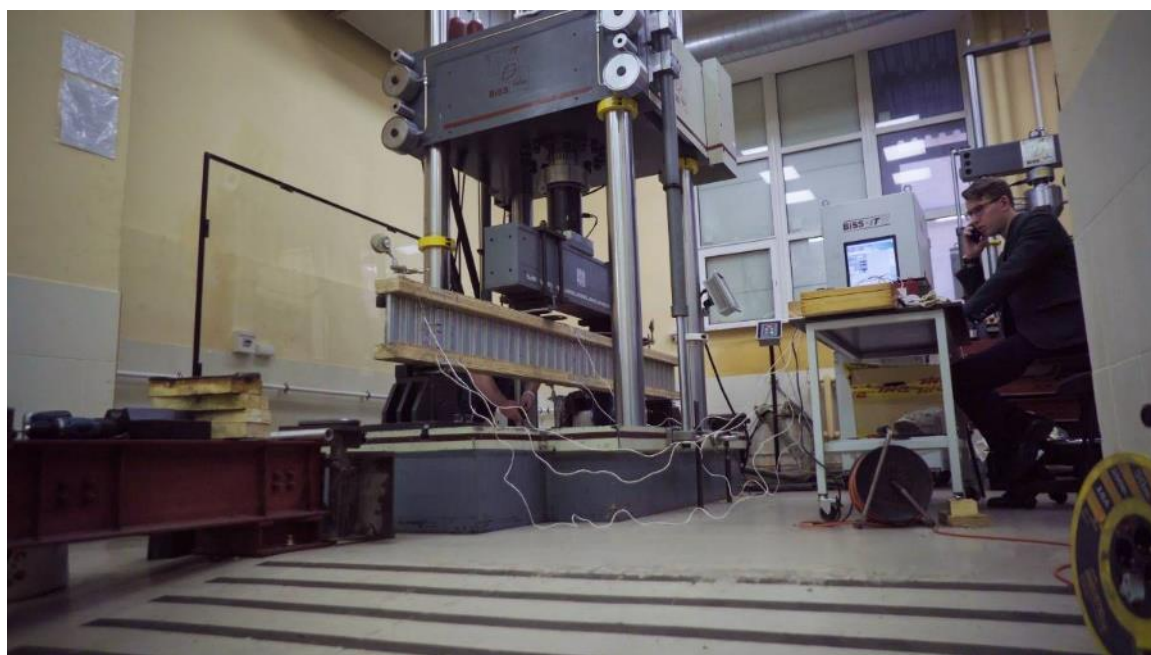


Рисунок 3.15 – Испытания составной металлодеревянной балки с гофрированной стенкой.

Характер разрушений балок приведен на рисунках 3.16-3.18.



Рисунок 3.16 – Разрыв нижнего пояса.

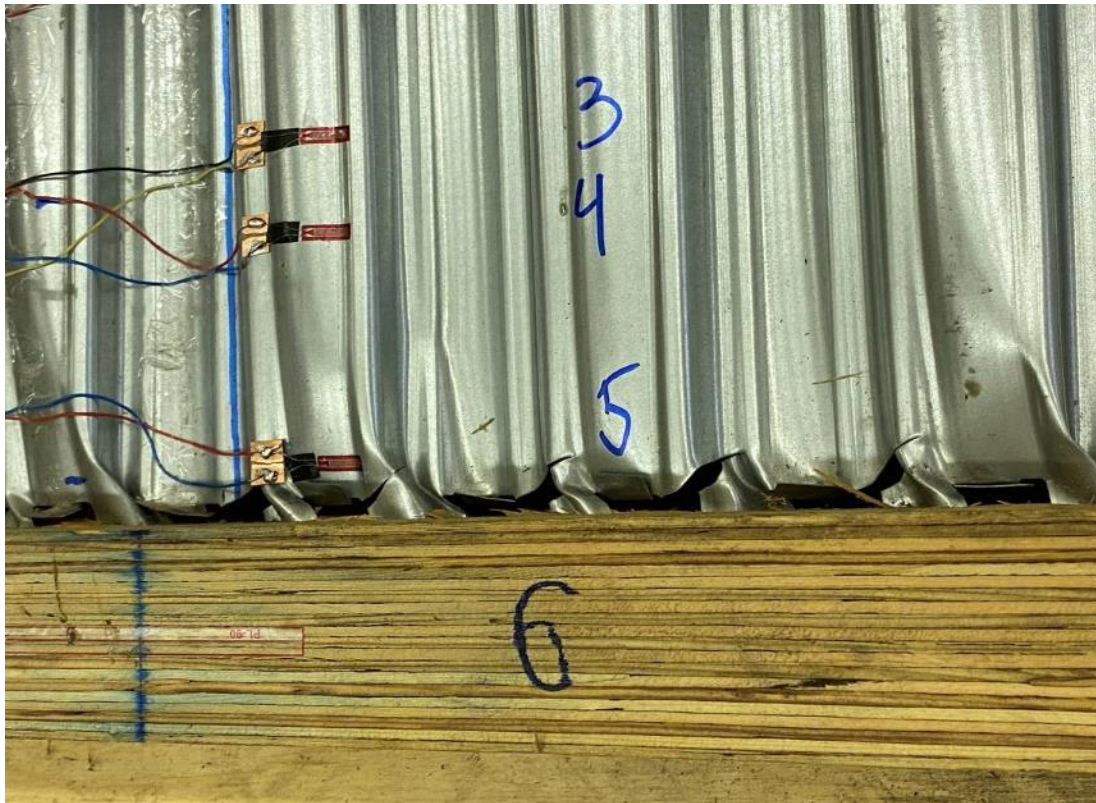


Рисунок 3.17 – Разрыв металла стенки у основания зубьев.



Рисунок 3.18 – Общий вид разрушенного образца.

Для корректной оценки показаний тензодатчиков предварительно производилась тарировка показаний с помощью измерителя деформаций TDS-150. Определялась цена деления прибора для выбранной партии по тарировочной балке. Схема измерения представлена на рисунке 3.19. Тарировочная гибкая стальная балка (1) толщиной 5,0 мм и шириной 30,0 мм закреплена по двухконсольной схеме (консоли по 220 мм, центральный пролет – 220 мм). В средней части балки установлены в сжатой и растянутой зонах тензорезисторы (3), по краям консолей закреплены подвесы (2), к которым крепится жесткая траверса (6). Посередине ее располагается нагружающее устройство (4) с подвешиваемыми гирями (5).

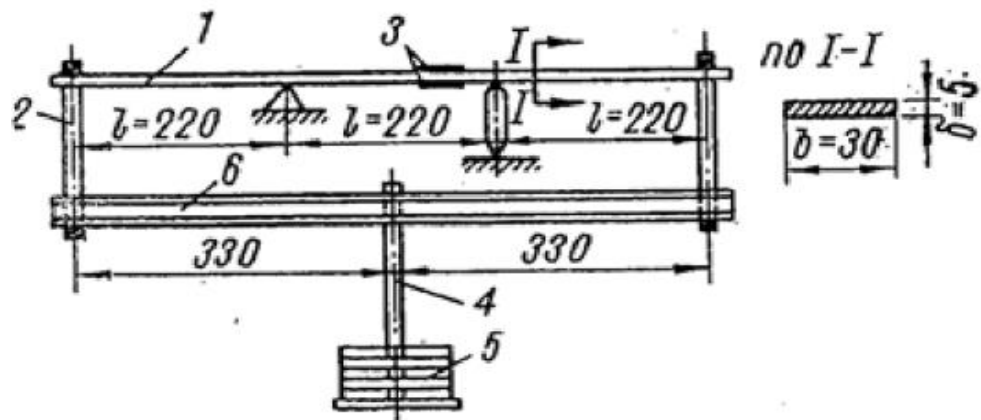


Рисунок 3.19 – Схема тарировочной балки.

Определение теоретических напряжений и относительных деформаций при шаге нагрузки 50,0 Н приведено в таблице 3.3.

Таблица 3.3 - Результаты тарировки тензодатчиков сопротивления

Нагрузка Р, Н	Отчеты и разности по шкале измерителя деформаций							
	датчик №1		датчик №2		датчик №3		датчик №4	
	С	ΔС	С	ΔС	С	ΔС	С	ΔС
50	0	0	-1	0	5	0	0	0
		224		231		221		226
100	224		230		-216		-226	
		230		242		231		235
150	454		472		-447		-461	
		243		250		241		243
200	697		722		-688		-704	
		234		242		237		237
150	463		480		-451		-467	
		235		242		232		234
100	228		238		-219		-233	
		235		242		221		233
50	-7		-4		2		0	

Средние значения разностей показаний датчиков при изменении нагрузки на 50,0 Н $\Delta C_{cp}(i)$ составляют (для датчиков 1-4 соответственно):

$$- \Delta C_{cp}(1)=233,5;$$

$$- \Delta C_{cp}(2)=241,5;$$

$$- \Delta C_{cp}(3)=230,5;$$

$$- \Delta C_{cp}(4)=234,67.$$

Следовательно, среднее значение деформации тарировочной балки при изменении нагрузки на 50,0 Н по четырем датчикам $\Delta C_{cp}=235,04$.

Момент сопротивления тарировочной балки:

$$W = bh^2/6 = 30 \cdot 5^2/6 = 125 \text{ мм}^3.$$

В зоне чистого изгиба определим момент:

$$M = PL/2 = 50 \cdot 220/2 = 5500 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Нормальные напряжения определяются:

$$\sigma = M/W = 5500/125 = 44 \text{ Н/мм}^2.$$

Относительные деформации могут быть найдены:

$$\varepsilon = \sigma/E = 44/2,1 \cdot 10^5 = 2,1 \cdot 10^{-4}.$$

Определим цену деления шкалы для измерителя деформаций:

– в относительных деформациях:

$$C_{\sigma^\varepsilon} = \varepsilon / \Delta C_{\text{сп}} = 2,1 \cdot 10^{-4} / 235,04 = 0,008935 \cdot 10^{-4};$$

– в напряжениях:

$$C_{\sigma^\sigma} = \sigma / \Delta C_{\text{сп}} = 44/235,04 = 0,1872 \text{ Н/мм}^2.$$

Обработанные данные с тензостанции представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Обработанные данные тензодатчиков

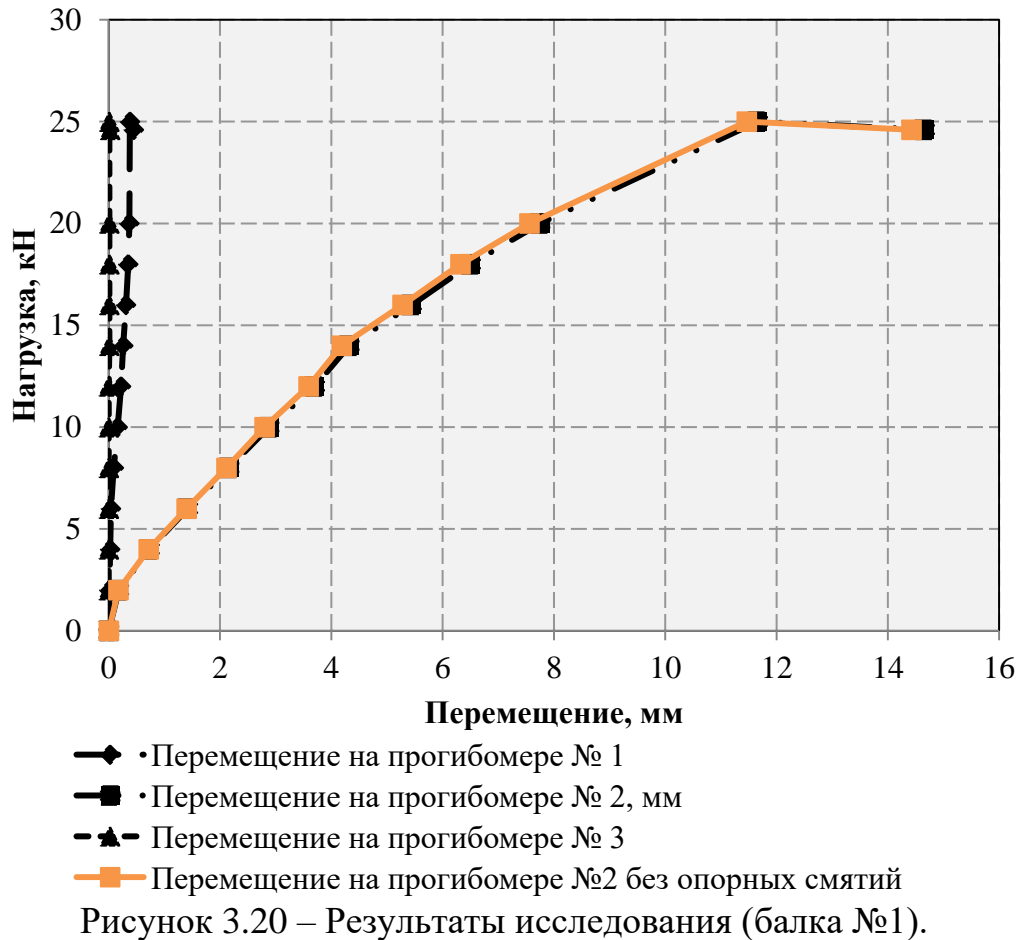
Уровень нагрузки, кН	Показания датчика										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Образец 1											
0	-5,34	5,34	-37,39	26,71	-74,79	-37,39	16,03	69,44	0	0	-21,37
2	-32,05	10,68	-208,33	208,33	-400,64	-154,91	96,15	192,31	-10,68	-10,68	-69,44
4	-48,08	21,37	-363,25	405,98	-806,62	-283,12	160,26	336,54	0	-26,71	-80,13
6	-69,44	32,05	-544,87	619,66	-1250	-411,32	235,04	400,64	0	-53,42	-96,15
8	-85,47	42,74	-715,81	817,31	-1693,38	-518,16	283,12	416,67	10,68	-90,81	-106,84
10	-122,86	58,76	-892,09	1025,64	-2222,22	-598,29	309,83	448,72	21,37	-128,21	-117,52
12	-144,23	69,44	-1052,35	1207,26	-2745,73	-646,37	309,83	534,19	42,74	-181,62	-112,18
14	-170,94	85,47	-1228,63	1410,26	-3322,65	-683,76	304,49	683,76	58,76	-235,04	-112,18
16	-192,31	106,84	-1420,94	1618,59	-3958,33	-710,47	288,46	924,15	80,13	-288,46	-112,18
18	-224,36	112,18	-1613,25	1832,26	-4754,27	-694,44	251,07	1282,05	96,15	-352,56	-112,18
20	-293,8	117,52	-2056,62	2313,03	-8621,79	-667,74	160,26	2825,85	96,15	-432,69	-106,84
25	-26,71	-101,5	74,79	-154,91	-1474,36	-90,81	-138,89	1362,18	0	-219,02	48,08
Образец 2											
0	0	0	0	5,34	-10,68	0	0	10,68	0	5,34	0
4	-21,37	-219,02	-16,03	42,74	438,03	5,34	-202,99	667,74	-384,62	293,8	-10,68
6	-42,74	-512,82	-32,05	101,5	1030,98	5,34	-373,93	966,88	-486,11	587,61	-37,39
8	-69,44	-892,09	-53,42	165,6	1741,45	5,34	-544,87	1073,72	-454,06	833,33	-69,44
10	-90,81	-1420,94	-64,1	235,04	2553,42	10,68	-715,81	1073,72	-400,64	1063,03	-80,13
12	-122,86	-2163,46	-85,47	309,83	3530,98	16,03	-918,8	1073,72	-389,96	1271,37	-90,81
14	-154,91	-2889,96	-101,5	395,3	4716,88	26,71	-1100,43	1063,03	-368,59	1474,36	-101,5
16	-181,62	-3648,5	-138,89	496,79	6057,69	37,39	-1308,76	1036,32	-347,22	1693,38	-112,18
18	-213,68	-4511,75	-181,62	587,61	7441,24	53,42	-1490,38	998,93	-325,85	1880,34	-112,18
20	-245,73	-5154,91	-219,02	683,76	8969,02	74,79	-1693,38	929,49	-304,49	2094,02	-112,18
25	-32,05	-534,19	-154,91	42,74	4407,05	-58,76	154,91	-389,96	245,73	-309,83	-33,55
Образец 3											
0	0	5,34	0	5,34	0	0	5,34	0	0	0	0
4	-26,71	-422,01	-48,08	-32,05	138,89	3,739	-213,68	-37,39	-26,71	192,31	16,03
6	-42,74	-924,15	-74,79	-26,71	277,78	9,081	-405,98	-37,39	-48,08	411,32	-26,71
8	-64,1	-1490,38	-96,15	-10,68	411,32	13,355	-582,26	-21,37	-80,13	614,32	-32,05
10	-90,81	-2104,7	-112,18	10,68	571,58	19,231	-763,89	16,03	-117,52	811,97	-48,08
12	-117,52	-2841,88	-133,55	37,39	726,5	25,107	-961,54	48,08	-165,6	1025,64	-53,42
14	-138,89	-3611,11	-144,23	85,47	886,75	30,983	-1137,82	85,47	-208,33	1217,95	-53,42
16	-160,26	-4529,91	-160,26	149,57	1036,32	38,462	-1314,1	122,86	-256,41	1426,28	-53,42
18	-186,97	-5480,77	-197,65	202,99	1191,24	44,872	-1479,7	160,26	-304,49	1618,59	-53,42
20	-219,02	-6298,08	-293,8	235,04	1378,21	52,35	-1672,01	208,33	-357,91	1826,92	-48,08
25	299,15	-8039,53	-779,91	170,94	1997,86	-72,115	-2061,97	325,85	-496,79	2280,98	-16,03

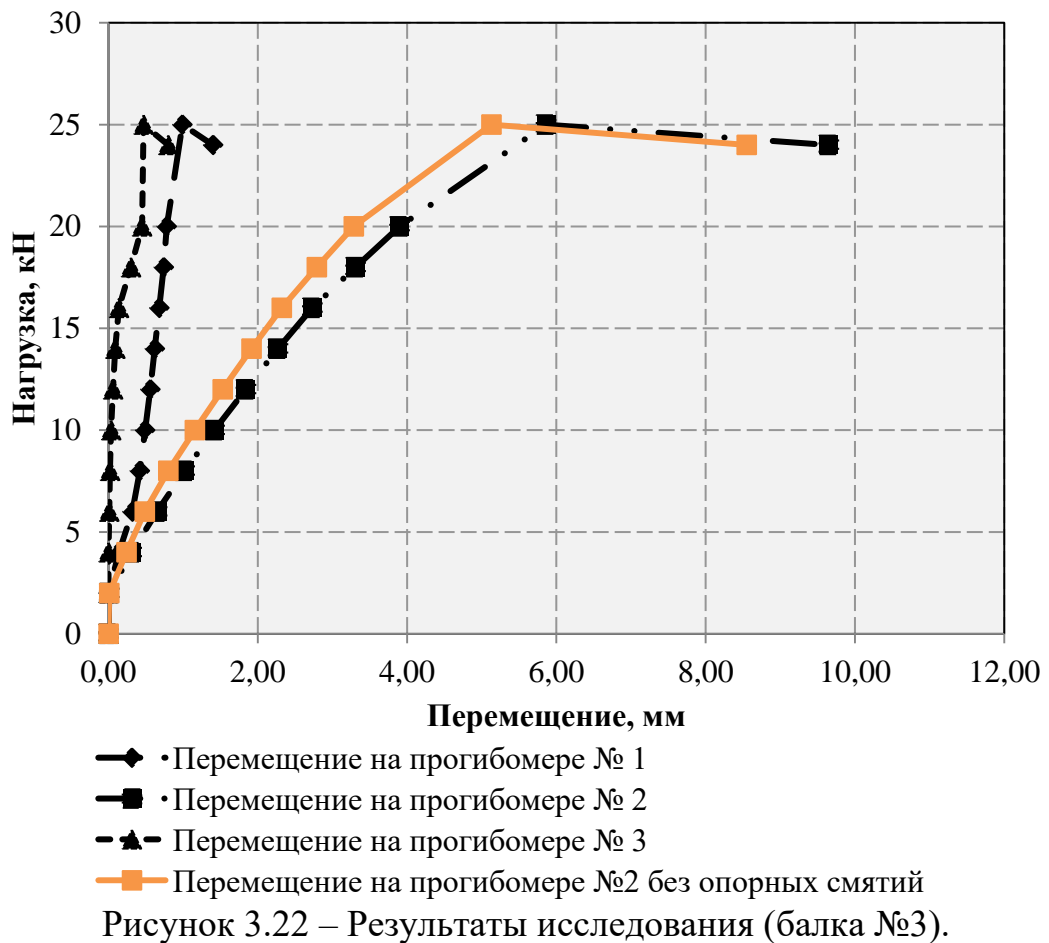
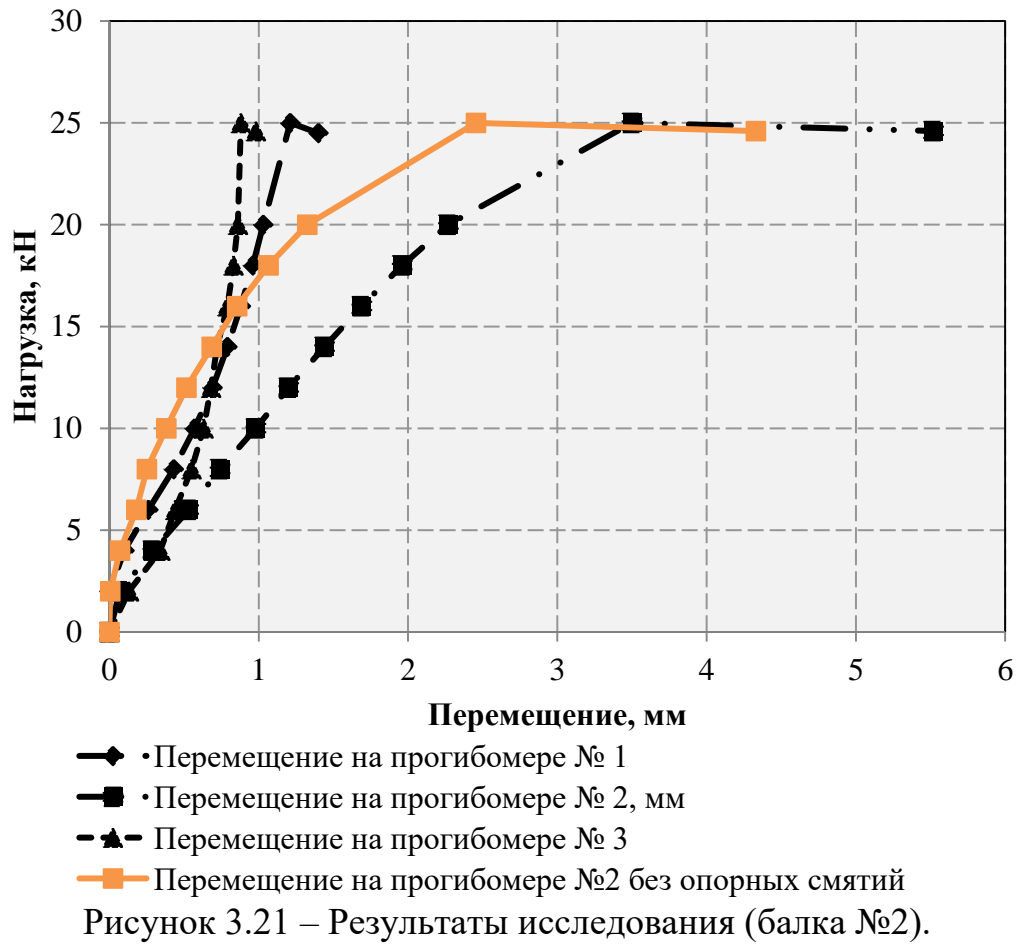
Результаты испытаний балки (прогибы в середине пролета по показаниям П2, смятие LVL на опорах и иные рыхлые деформации по показаниям П1 и П3) представлены в таблице 3.5. Данные в таблице приведены после обработки, т.е. с приведением показаний прогибомеров к нулевым значениям до начала испытания.

Таблица 3.5 – Результаты экспериментального исследования балок

Нагрузка, кН	Показания прогибомеров для балки №, мм								
	1			2			3		
	П1	П2	П3	П1	П2	П3	П1	П2	П3
0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
2	0,01	0,18	0	0	0,07	0,13	0,00	0,01	0,00
4	0,025	0,73	0	0,1	0,29	0,34	0,14	0,31	0,00
6	0,04	1,42	0	0,26	0,53	0,44	0,32	0,65	0,01
8	0,09	2,16	0	0,43	0,74	0,55	0,42	1,02	0,02
10	0,16	2,88	0	0,57	0,98	0,63	0,49	1,42	0,03
12	0,22	3,7	0	0,69	1,2	0,68	0,56	1,84	0,06
14	0,26	4,32	0,01	0,79	1,44	0,72	0,62	2,27	0,09
16	0,31	5,44	0,01	0,88	1,69	0,79	0,68	2,73	0,14
18	0,35	6,5	0,01	0,96	1,96	0,83	0,74	3,31	0,30
20	0,37	7,75	0,01	1,03	2,27	0,86	0,78	3,90	0,45
25	0,38	11,66	0,01	1,21	3,5	0,88	0,99	5,86	0,47

Графическая интерпретация данных таблицы 3.5 приведена на рисунках 3.20-3.22.





На диаграммах 3.20-3.22 значения максимальных прогибов посередине пролета, скорректированные вычитанием смятия на опорах и иных рыхлых деформаций (по показаниям П1 и П3), показаны оранжевой кривой П2*. Изменение характера деформирования балки заметно по графикам П2* в диапазоне нагрузок 14,0 – 19,5 кН – уменьшается угол наклона касательной к кривой. Вероятно, это можно объяснить влиянием деформаций сдвига в швах сплачивания поясов и стенки балки, выходящих при данном уровне загрузки за упругую зону работы. Характерно, что за точкой перегиба на кривой линейная работа конструкции в целом продолжается до разрушения. Максимальная разрушающая нагрузка для всех трех испытанных балок оказалась равна 30 ± 2 кН, что можно объяснить высокой однородностью материала поясов (LVL), разрывом которых определяется указанная величина нагрузки.

Были построены графики зависимости типа напряжение-нагрузка в поясах и стенках балок (рисунки 3.23-3.28). Первая цифра – номер образца, вторая – номер датчика (см. рисунок 3.7).

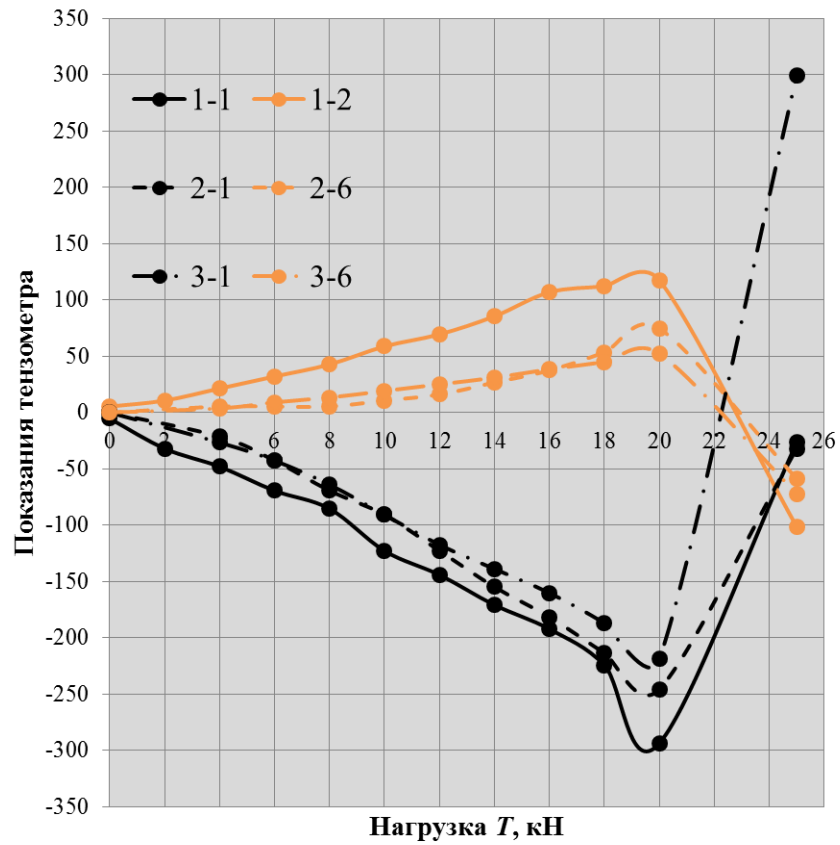


Рисунок 3.23 – Нормальные напряжения в поясах (на опоре).

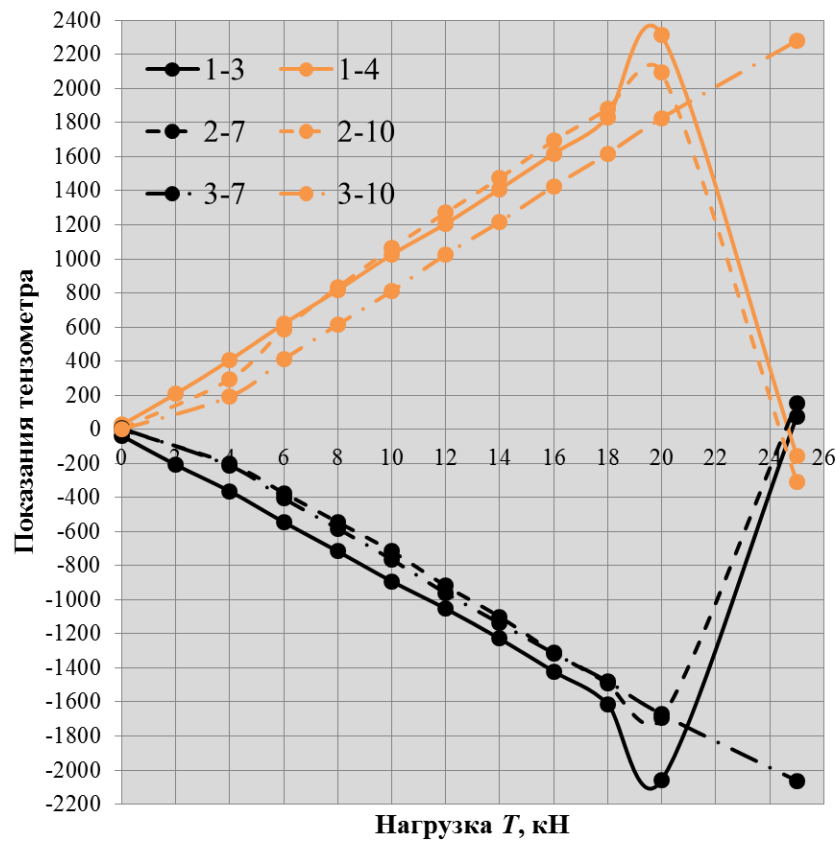


Рисунок 3.24 – Нормальные напряжения в поясах (в середине пролета).

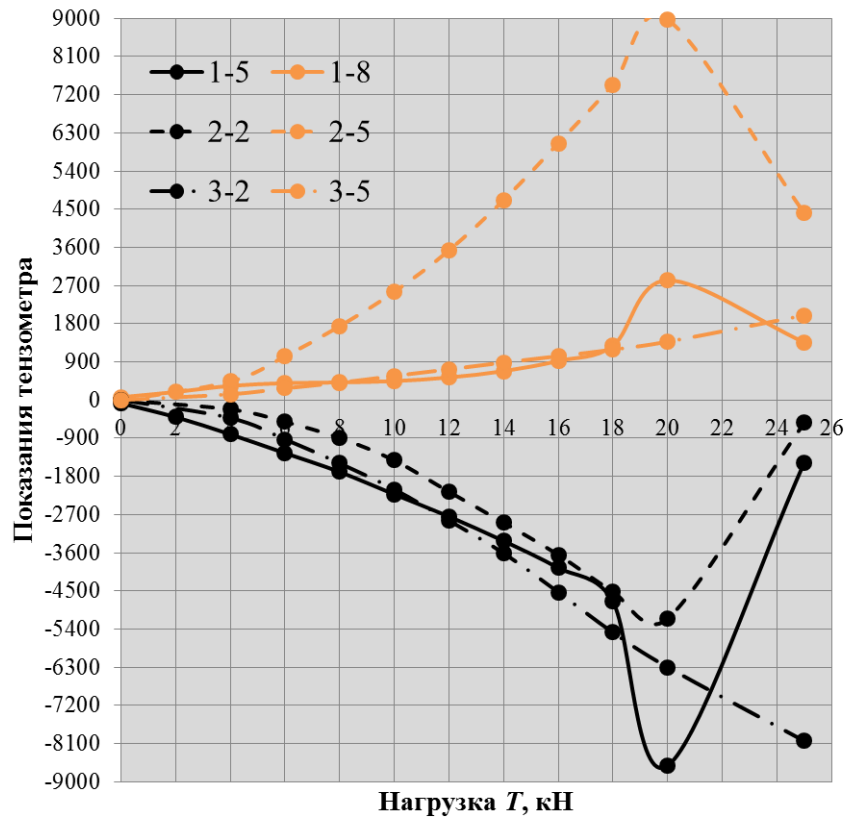


Рисунок 3.25 – Нормальные напряжения в стенке (на опоре).

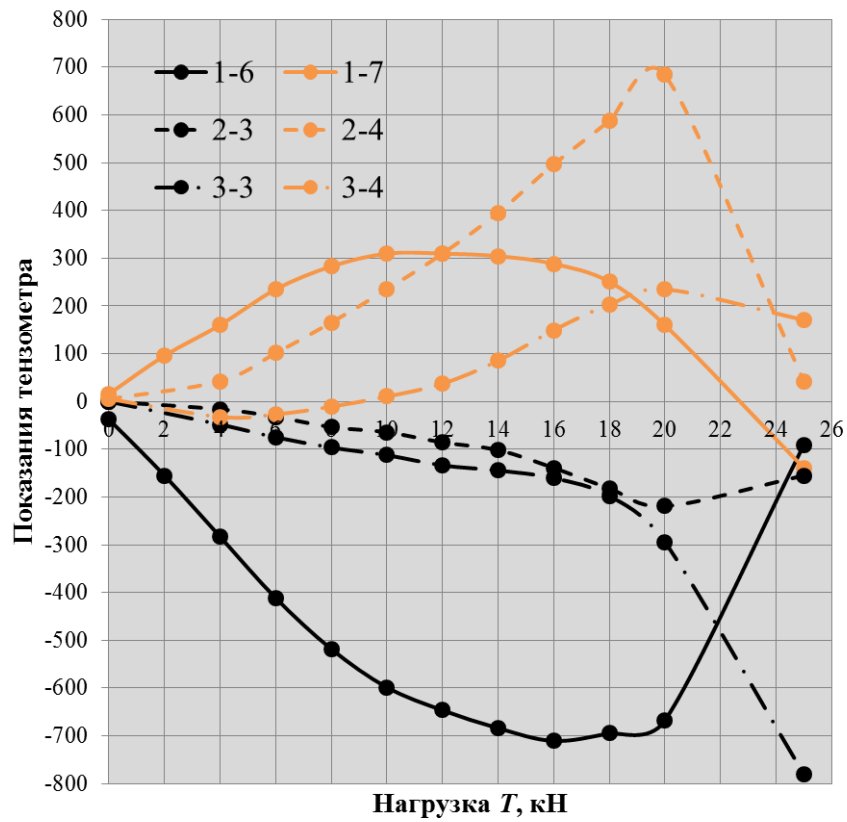


Рисунок 3.26 – Нормальные напряжения в стенке (на опоре, вблизи нейтральной линии).

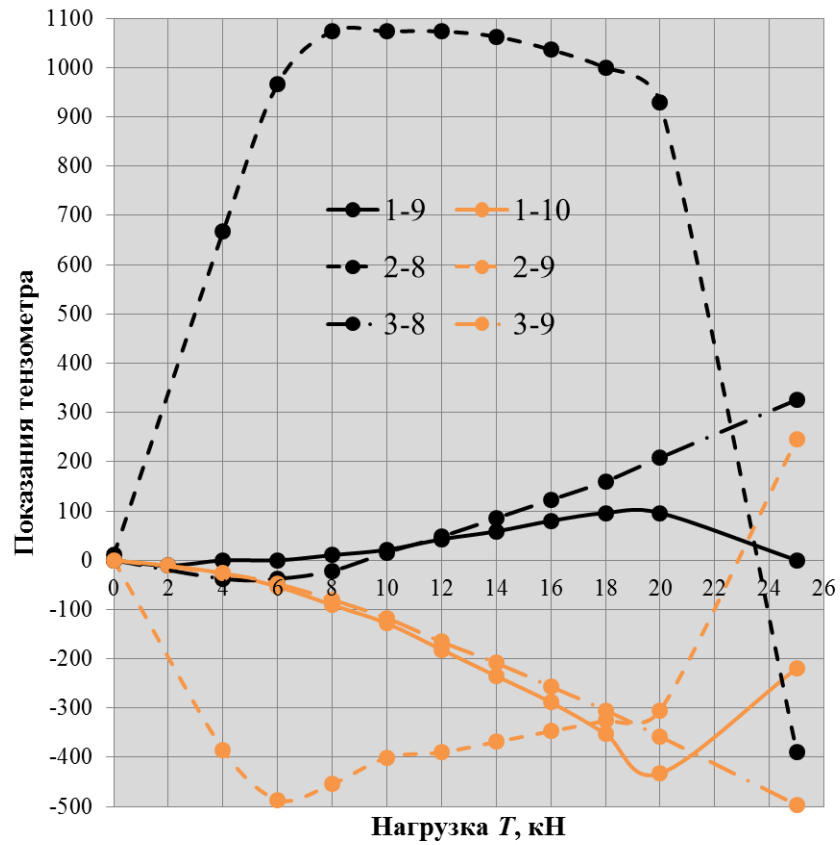


Рисунок 3.27 - Нормальные напряжения в стенке (в середине пролета).

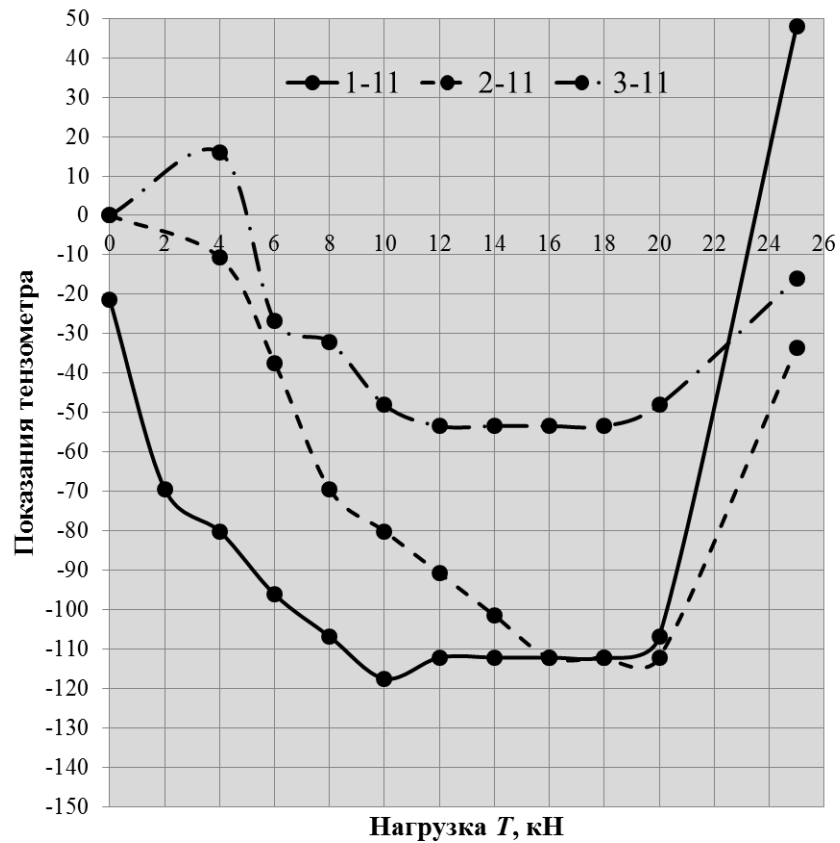


Рисунок 3.28 – Касательные напряжения в стенке (в середине пролета).

Анализ графических зависимостей 3.23-3.28 показывает, что нарастание нормальных напряжений в материале поясов балок (LVL) до разрушения происходит с зависимостью, близкой к линейной форме на опорах и в середине пролета, причем, результаты испытаний для разных балок близки друг к другу; нарастание нормальных напряжений в стальной гофрированной стенке происходит нелинейно, с разбросом значений для разных балок до 3-3,5 раз на опорах и до 11 раз – в середине пролета. Вероятно, это можно объяснить местной потерей устойчивости стенки.

3.3 Исследование несущей способности и характера разрушения составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона

С целью наиболее полного выявления характера работы составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали, объединенными на податливых связях (зубьях), было произведено исследование их несущей способности и деформативности с установкой дополнительных датчиков и измененной геометрии поперечного сечения.

Схема нагружения и размеры поперечного сечения балки представлены на рисунке 3.29.

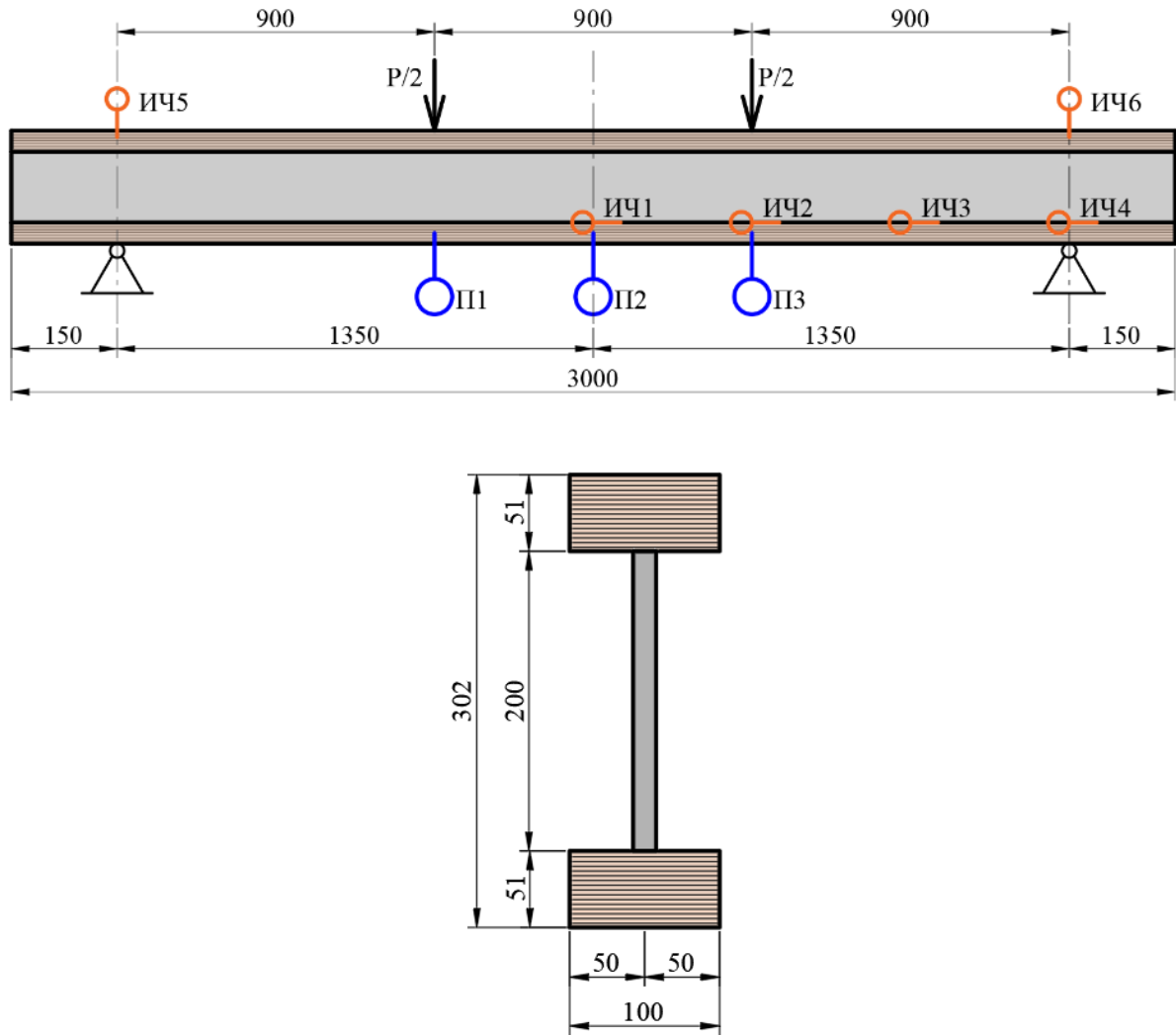


Рисунок 3.29 – Схема испытываемых составных металлодеревянных балок:

ИЧ1 – индикаторы перемещений часового типа, П1 – индикаторы перемещений тип ПАО6.

Пояса конструкции выполнены из LVL-бруса (60x120 мм) типа Ultralam-R, производства ОАО «Талион» (Россия, г. Торжок). Стенка гофрированная S 550 GD + Z, согласно DIN EN 10147 1995-08 ($t=0,5$ мм) из стали С245 [183].

По материалам отчета испытаний составных металлодеревянных балок с поясами из древесины [187] величина расчетной несущей способности для балок с близким к рассматриваемым в текущей работе геометрическим параметрам балок NW290/46-97 составляет 11,24 кН. Ожидаемая несущая

способность балок с поясами из LVL принимается не менее этой величины (11,24 кН).

Перед испытанием производилась установка датчиков. Для фиксации перемещений центральной части балки для первого этапа испытаний применялись датчики ПАОб. Данные измерители устанавливались для оценки общей деформируемости конструкции в целом. Датчики П1 и П3 использовались совместно с датчиком П2 для определения модуля упругости испытываемой балки. Индикаторы часового типа ИЧ5, ИЧ6 применялись для отслеживания деформаций смятия на опоре. ИЧ1-ИЧ4 использовались для оценки перемещений, возникающих между стенкой и нижним поясом балки.

Передача кратковременной нагрузки производилась с применением распределительной траверсы с передачей нагрузки по схеме четырехточечного изгиба (на две точки в третях пролета). Нагрузка прикладывалась со скоростью 2 мм в минуту с шагом 3 кН. На каждой ступени производилась выдержка в течение одной минуты, для возможности фиксации показаний с приборов. Чтобы обеспечить закрепление из плоскости, предусмотрены боковые упоры, препятствующие потере устойчивости конструкции (рисунок 3.30). Каждая балка доводилась до разрушения. В процессе проведения испытаний фиксировали величину прилагаемого усилия, прогиб (после каждой ступени нагружения), сдвиг стенки (после каждой ступени нагружения), разрушающую нагрузку и характер разрушения.

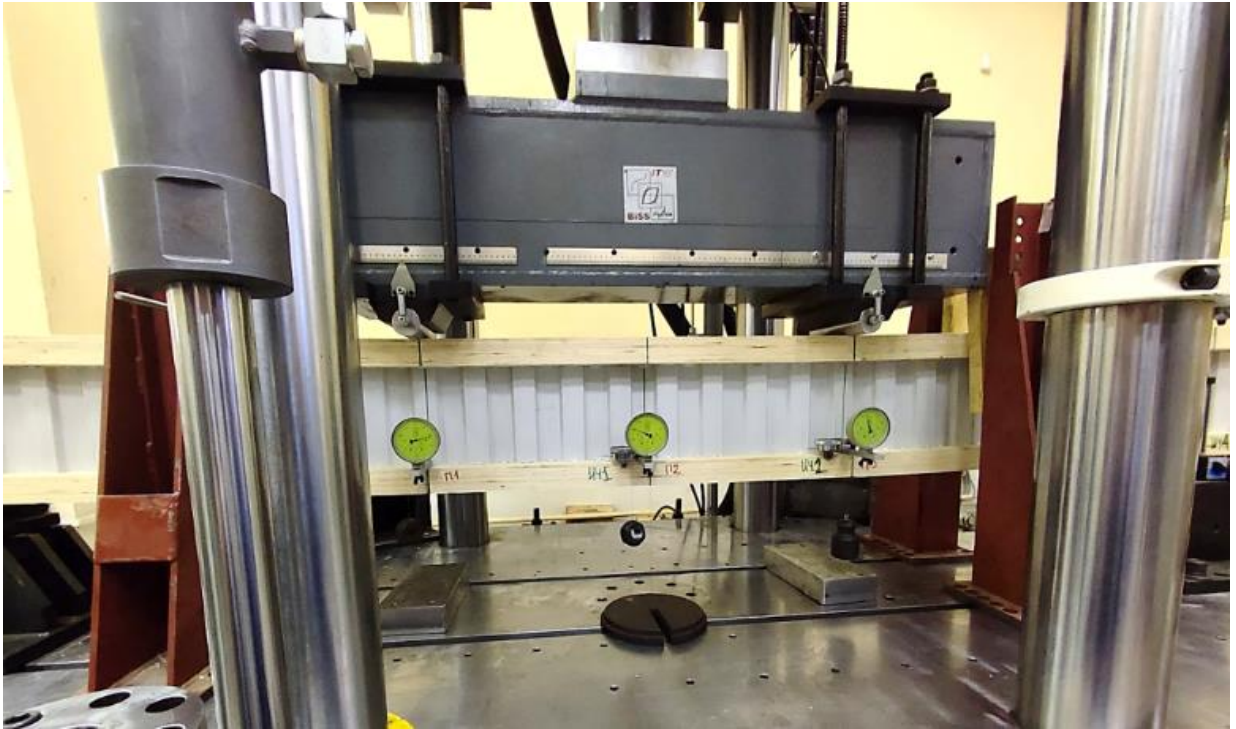


Рисунок 3.30 – Испытания составной металлодеревянной балки с гофрированной стенкой.

В процессе проведения испытаний, фиксировали первичные признаки разрушения конструкций: непрерывный рост остаточных деформаций, треск, появление складок поясов, трещины в поясах и т.д. Явным признаком разрушения конструкции принят факт непрерывного роста вертикальных перемещений с неизменным усилием, либо резкое падение прилагаемой нагрузки. Данные по изменению деформаций снимались при нагружении каждой последующей ступенью.

При испытаниях фиксировались видимые повреждения: смятие древесины в опорных зонах балки, характерное разрушение поясов из LVL, смятие и скалывание древесины в постели металлического зуба, расслаивание поясов, потеря устойчивости металлических элементов, разрывы металлической стенки, повышенный прогиб балки в целом. Иллюстрация разрушений представлена на рисунках 3.31-3.36. Была выявлена следующая последовательность появления событий:

- 1) при достижении проектного уровня нагрузки ($P = 11,24$ кН, $\delta = 3,61$ мм) балка работает нелинейно;
- 2) достижение и превышение предельных прогибов [141] ($l/200 = 2700/200 = 13,5$ мм; $P = 23,4$ кН), начинают образовываться значительные остаточные деформации;
- 3) при превышении проектных нагрузок от 215% ($P = 24$ кН, $\delta = 16,01$ мм) происходит деформация стенки и потеря устойчивости;
- 4) при нагрузке 240% ($P = 27$ кН, $\delta = 24,4$ мм) от проектных значений наблюдается скалывание вдоль волокон древесины между зубьев;
- 5) при деформациях выше $l/100$ ($\delta = 27$ мм, $P = 27,4$ кН) обнаруживаются разрывы в металлической стенке, видимые деформации смятия в гнезде зуба;
- б) при дальнейшем росте нагрузки (до $P = 30$ кН) пояса начинают воспринимать усилия изгиба и разрушаются от разрыва волокон растянутых кромок.



Рисунок 3.31 – Повреждения по материалу поясов (LVL) испытываемых балок – скалывание древесины между зубьями.



Рисунок 3.32 – Повреждения по материалу поясов (LVL) испытываемых балок – смятие древесины при контакте с зубом.



Рисунок 3.33 – Повреждения по материалу поясов (LVL) испытываемых балок – смятие поперек волокон из плоскости слоев шпона в опорных зонах и в местах приложения нагрузки.



Рисунок 3.34 – Повреждения по материалу поясов (LVL) испытываемых балок – разрушение поясов от нормальных напряжений.



Рисунок 3.35 – Повреждения по материалу стенки (сталь) испытываемых балок – разрыв металла вблизи зуба.



Рисунок 3.36 – Потеря местной устойчивости стенки.

В результате эксперимента были определены перемещения, деформации и напряжения в исследуемых балках. Средние значения результатов измерений приведены в таблице 3.6 и на рисунках 3.37-3.38.

Таблица 3.6 – Средние результаты экспериментального исследования

Уровень нагрузки, кН	Перемещения								
	П1	П2	П3	ИЧ1	ИЧ2	ИЧ3	ИЧ4	ИЧ5	ИЧ6
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,32	0,46	0,33	0,00	0,00	0,00	0,01	0,09	0,09
6	0,76	0,94	0,78	0,00	0,00	0,00	0,02	0,20	0,20
9	1,63	2,04	1,66	0,00	0,00	0,01	0,05	0,37	0,37
12	2,96	3,76	3,02	0,00	0,01	0,07	0,06	0,56	0,57
15	4,91	6,01	5,01	0,00	0,02	0,33	0,07	0,84	0,85
18	7,36	8,50	7,51	0,00	0,04	0,79	0,08	1,11	1,13
21	10,21	11,41	10,41	0,01	0,05	1,25	0,11	1,41	1,43
24	14,51	16,01	14,80	0,01	0,07	1,94	0,15	1,77	1,80
27	22,40	24,40	22,85	0,01	0,11	3,49	0,18	2,30	2,34
30	44,23	49,23	45,11	0,02	0,24	5,08	0,54	2,97	3,02

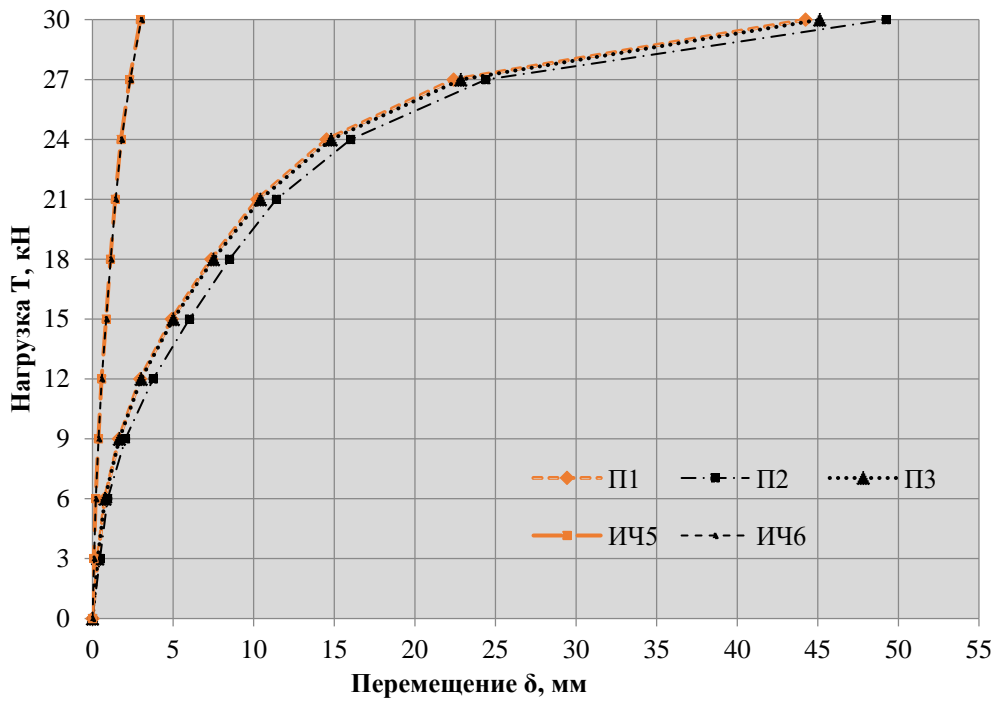


Рисунок 3.37 – Средние результаты испытания: прогибы, смятие на опорах (датчики П1, П2, П3, ИЧ5, ИЧ 6).

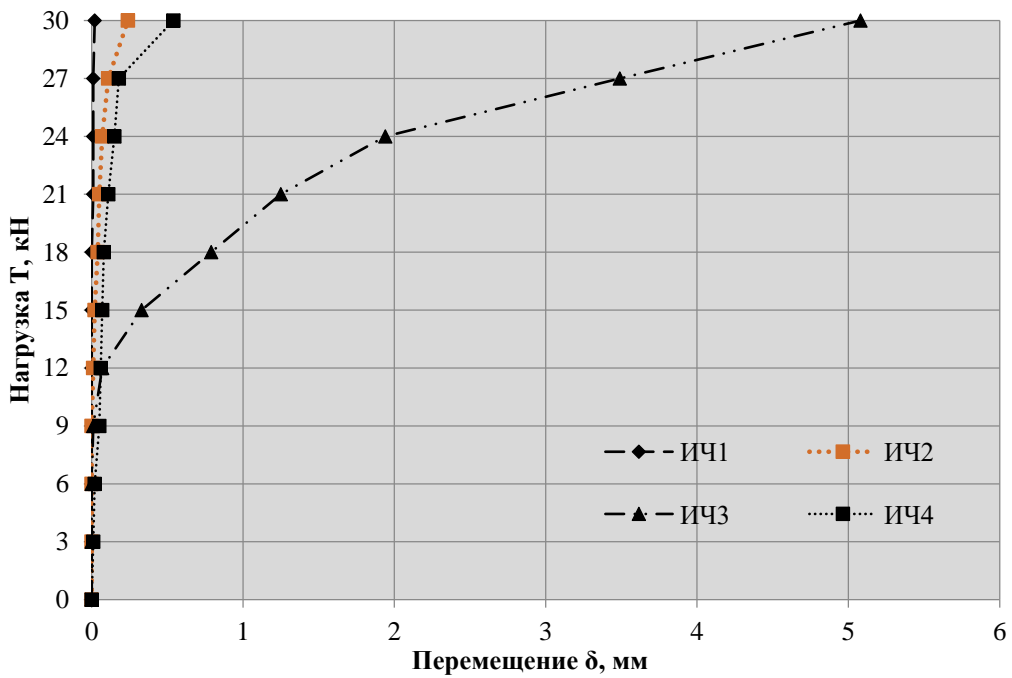


Рисунок 3.38 – Средние результаты испытания: сдвиги (датчики ИЧ1, ИЧ2, ИЧ3, ИЧ4).

Разрушение балок происходило из-за разрыва стенки в растянутой и сжатых зонах вблизи поясов, на участках наибольшего действия касательных

напряжений. Разрушающая нагрузка определена в среднем равной $30,0 \pm 2$ кН. Прогибы в середине балки нарастали непропорционально прикладываемому усилию. Разрушение балок имеет пластический характер.

Предельные прогибы для пролета 2,7 м составили 13,5 мм и были достигнуты при уровне нагрузки 22,4 кН.

Время приведенного действия нагрузки t [27]:

$$t = \frac{t_1'}{38.2} + t_2 = \frac{720}{38.2} + 25 = 43.85 \text{ сек};$$

где t_1' – время доведения нагрузки до разрушающей величины, t_2 – время, в течении которого конструкция выдерживала разрушающую нагрузку.

$$k_{\text{дл(исп)}} = 1,03 \left(1 - \frac{\lg 43,85}{17,1} \right) = 0,931.$$

Найдем коэффициент безопасности при известном коэффициенте длительной прочности для временной снеговой нагрузке $k_{\text{дл(исп)}} = 0,66$:

$$K_{\text{б(пл)}} = 1,3 \left(\frac{0,931}{0,66} \right) = 1,834.$$

Коэффициент безопасности при эксплуатационной нагрузке на перекрытия $k_{\text{дл(исп)}} = 0,66$:

$$K_{\text{б(пл)}} = 1,3 \left(\frac{0,931}{0,66} \right) = 1,834.$$

Коэффициент безопасности при постоянной нагрузке или при совместном действии постоянной и длительной временной нагрузок,

напряжение от которых превышает 80% полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок $k_{дл(исп)} = 0,53$:

$$K_{б(пл)} = 1,3 \left(\frac{0,931}{0,53} \right) = 2,28.$$

Отношение уровня разрушающей нагрузки I_t к расчетной $P_{п}$ (11,24 кН) [187] составило:

$$I_t/P_{п} = 30/11,24 = 2,67.$$

Полученное значение (2,67) больше допустимого коэффициента безопасности (2,67 > 2,28), что говорит о выполнении данного требования надежности. Для конструкций с вдавливаемыми элементами соединений, таких как металлодеревянные балки с гофрированной стенкой, следует выполнять проверку дополнительного условия надежности [129]:

$$P_{I-II}/P_{п} = 21/11,24 = 1,87 > 1,2.$$

Выполнение неравенства выше свидетельствует о том, что надежность обеспечена.

Определение длительной несущей способности может быть определено для расчетного срока эксплуатации 50 лет:

$$I_T = \frac{I_t}{B - C \lg t} = \frac{30}{2,1 - 0,12 \lg 43,85} = 15,76 \text{ кН};$$

где B , C - коэффициенты длительной прочности [129]. Величина длительной нагрузки выше расчетной в 1,4 раза (15,76/11,24=1,4). Условие обеспечения длительной прочности соблюдается.

3.4 Исследование деформативности составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона

С целью развития метода расчета составных металлодеревянных балок необходимо экспериментальным путем определить условный модуль упругости балки в целом – E_{eb} и модуль упругости фиктивной цельной балки E_s . В ходе проведения экспериментальных исследований составных металлодеревянных балок были определены прогибы в середине и по третям испытываемых конструкций. Полученные данные испытаний могут быть использованы для определения условного модуля упругости балки в целом, необходимого для теоретического расчета. [76]

На основе полученных экспериментальных данных зависимостей смещений и уровня нагрузки, был определен условный модуль упругости балки в целом – E_{eb} . Расчет выполняется средним данным прогибомеров (П1 и П3) в зоне работы без существенного прироста деформаций по формуле:

$$E_{eb} = \frac{al_{II}^2 (P_2 - P_1)}{16I_s (f_2 - f_1)}, \quad (3.2)$$

где a – расстояние от точки приложения нагрузки до ближайшей опоры, мм;

l_{II} – расстояние между прогибомерами, мм;

P_1, P_2 – нижнее и верхнее значение нагрузки на участке, Н;

f_1, f_2 – нижнее и верхнее значение разницы показаний прогибов между прогибомерами под силой и по середине балки, мм. [76]

Для этого сначала согласно (2.107) вычислим момент инерции сечения I_s и согласно (2.42) – параметр ξ :

$$I_S = \frac{100 \times 51 \times \left[51^2 + 3 \times (51 + 203)^2 \right]}{6} = 166726650 \text{ мм}^4,$$

$$\xi = \sqrt{\frac{92,593 \times 166726650}{2 \times 11000 \times 1105425 \times 5100}} = 0,0112 \text{ мм}^{-1}.$$

Расчет условного модуля упругости балки по формуле (3.2) дает значение 3587 МПа при P_1 равном 3 кН и P_2 – 15 кН. [76]

$$E_{eb} = \frac{900 \cdot 900^2 (15000 - 3000)}{16 \cdot 166726650 (1,051 - 0,137)} = 3587 \text{ МПа}.$$

Полученное значение условного модуля упругости балки $E_{eb} = 3587$ МПа является косвенным и соответствует выбранным материалам поясов (LVL Ultralam-R, влажность $W=8\%$), стенки (гальванизированная сталь S 550 GD + Z), при выбранной геометрии, указанной на рисунке 3.6.

Вычислим модуль упругости фиктивной балки E_S по формуле (2.134).

$$E_S = \frac{15000}{2 \cdot 0,0126 \cdot 166726650 \cdot 4,144} \cdot \left(\frac{5 \times 2700^3 \times 0,0112^3}{162} - \frac{2700 \times 0,0112}{3} + \right. \\ \left. \text{ch}(0,0112 \times 2700 / 6) \times [\text{th}(0,0112 \times 2700 / 2) \cdot \text{ch}(0,0112 \times 2700 / 6) - \right. \\ \left. - \text{sh}(0,0112 \times 2700 / 6)] \right) = 6567 \text{ МПа}.$$

Таким образом, отношение условного модуля упругости балки в целом E_{eb} к модулю упругости фиктивной балки E_S составляет в среднем 0,54, что свидетельствует о значительном отличии, и как следствие о существенном влиянии нелинейных зависимостей жесткостных параметров связей и материалов при теоретическом описании работы конструкции. [76]

Для учета нелинейности зависимости факторов, влияющих на деформирование исследуемой балки, вычисление модуля упругости фиктивной балки E_s , E_{eb} возможно выполнить пошаговый расчет с учетом изменения уровня нагрузки и соответствующих деформаций (рисунки 3.39, 3.40).

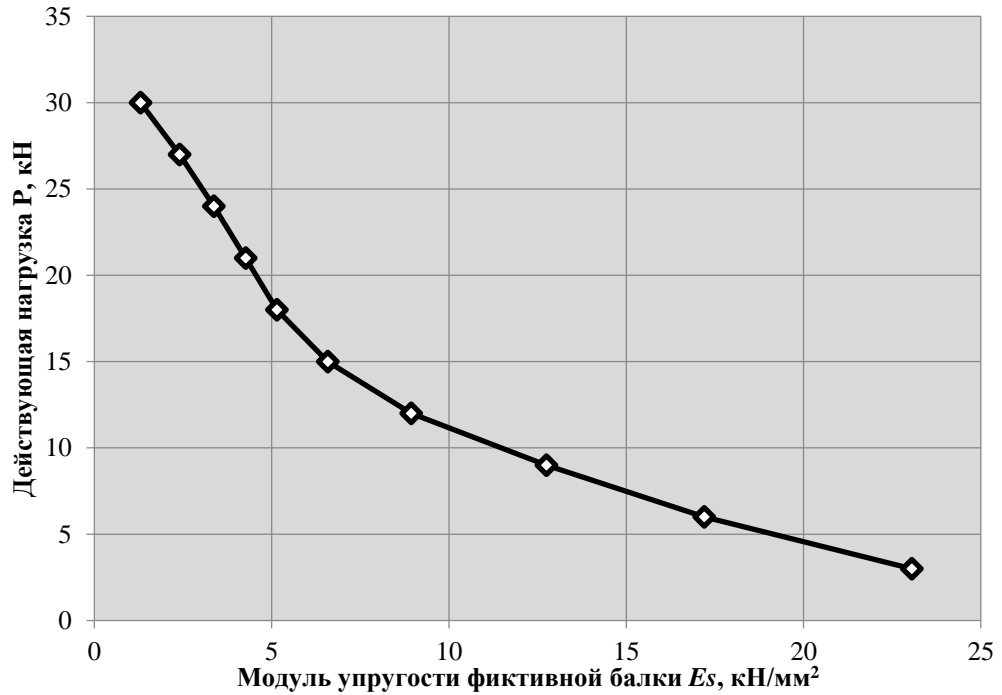


Рисунок 3.39 – Зависимость модуля упругости E_s от нагрузки.

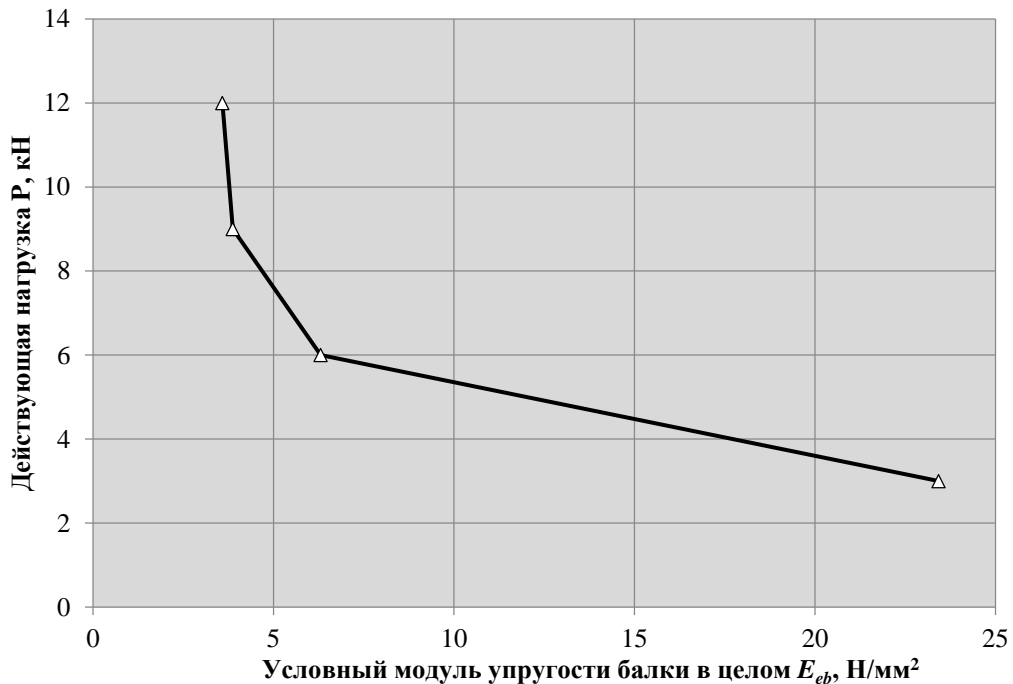


Рисунок 3.40 – Диаграмма изменения условного модуля упругости балки в целом E_{eb} от уровня действующей нагрузки.

Зависимость, представленная на рисунке 3.39 носит нелинейный характер, описываемый уравнением:

$$E_s = 30,886e^{-0,099P} \quad (3.39)$$

Отмечается существенное снижение в показаниях E_s при малых изменениях действующей нагрузки при уровне воздействий до 15 кН, что говорит о значительной степени нелинейности взаимодействия рассматриваемых факторов между собой.

Условный модуль упругости балки в целом в связан с уровнем нагружения нелинейно (рисунок 3.40). Данная зависимость может быть описана уравнением:

$$E_{eb} = 836,84 P^{-2,101} \quad (3.40)$$

Показаниях E_{eb} определялись для области слабой нелинейной работы (при нагрузке до 15 кН). Отмечается интенсивный прирост жесткости E_{eb} ниже уровня $P = 6$ кН, из чего можно сделать вывод о высокой степени нелинейности взаимодействия уровня нагрузки на условный модуль упругости балки в целом.

3.5 Выводы по главе 3

Проведенные экспериментальные исследования работы составных двутавровых металлодеревянных балок позволяют сделать следующие выводы:

1) экспериментально определен коэффициент жесткости шва стального и деревянных элементов исследуемой металлодеревянной балки для одного зуба от действия кратковременной нагрузки – $\eta=92,593$ Н/мм²; линейная жесткость шва на один зуб принята 5 кН/мм;

2) физическая работа балок под нагрузкой может считаться не упругой; определено, что разрушение двутавровых балок носило пластический характер;

3) коэффициент безопасности при испытаниях составил 2,47, что больше предельного 2,28; балки удовлетворяют требованиям надежности;

4) теоретическая длительная несущая способность превысила расчетную в 1,3 раза и составила 15,75 кН; условие обеспечения длительной прочности соблюдается;

5) при испытаниях определены нагрузки для различных режимов разрушения конструкций; обосновано конструирование составных балок с поясами из LVL, используя принцип равнопрочности элементов конструкции, увеличивая толщину стенки или изготавливая балки с двумя стенками;

6) экспериментально определен условный модуль упругости металлодеревянной балки с гофрированной стенкой с учетом пластических деформаций в швах сплачивания элементов ($E_{eb} = 3587$ МПа), требуемый для выполнения численных исследований по определению напряженно-деформированного состояния составных металлодеревянных балок;

7) на основе экспериментальных данных вычислен модуль упругости фиктивной цельной балки E_s , равный для средних значений упругой работы балки – 6567 МПа, что позволяет сделать вывод о важности учета влияния нелинейных зависимостей упругих параметров связей и материалов при теоретическом описании работы рассматриваемых конструкции;

8) экспериментально установлено, что разрушение металлодеревянных балок с поясами из LVL наступает вследствие смятия и разрыва стенки на участках с наибольшими сдвигающими усилиями в швах, что позволяет обосновать рациональность применения конструктивного решения с утолщенной (двойной) гофрированной стальной стенкой

9) по результатам статистической обработки средняя разрушающая нагрузка для двутавровых балок составила 30 ± 2 кН; признаки разрушения

характеризовались непрерывным ростом остаточных деформаций и наблюдались при нагрузке 20 кН - 22,50 кН;

10) по результатам статистической обработки скорость прироста деформаций значительно нарастала при уровне нагрузки выше 21 кН, что принимается как предельно допустимая нагрузка при кратковременном нагружении; первичные признаки разрушения (рост остаточных деформаций) наблюдались при нагрузке 7,50-10,0 кН;

11) средние значения фактических прогибов (11,41 мм), полученные при принятом допустимом уровне нагрузки (21 кН) при испытаниях двутавровых балок с металлической стенкой, не превышают предельных значений прогибов (13,5 мм) и соответствуют требованиям СП 64.13330.2017 «СНиП II-25-80 Деревянные конструкции» и СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия».

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

4.1 Разработка конечно-элементной модели

Для определения напряженно-деформированного состояния элементов составной металлодеревянной балочной конструкции может быть составлена расчетная схема в ПК SCAD Office. Метод конечных элементов, использующийся для осуществления расчетов НДС конструкции, позволяет получать результаты с необходимой достоверностью. Расчетная схема строится с использованием конечных элементов типа 444, соответствующих 4-х угольным конечным элементам оболочки, и тип 55, соответствующих конечным элементам вида – податливые связи, представленные на рисунке 4.1. Для возможности выполнения нелинейного расчета учитывались особенности конечных элементов по учету геометрической и физической нелинейности.

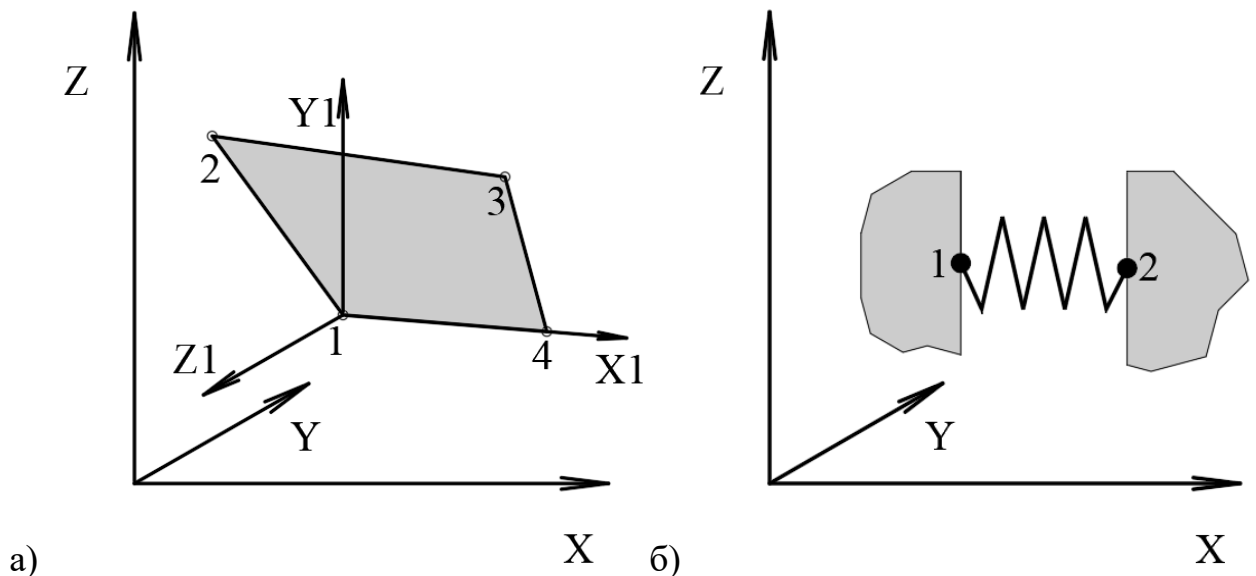


Рисунок 4.1 – Схема конечных элементов, принимаемых в расчете:

а) тип 444 – оболочка; б) тип 55 – упругая связь.

В каждом из узлов конечного элемента типа 444 имеется по шесть степеней свободы:

- U – горизонтальное перемещение по X1;
- V – горизонтальное перемещение по Y1;
- W – вертикальное перемещение по Z1;
- UX – угол поворота относительно оси X1;
- UY – угол поворота относительно оси Y1;
- UZ – угол поворота относительно оси Z общей системы координат.

Степени свободы по направлению U, V отвечают мембранным деформациям, а степени свободы по W, UX, UY – изгибным деформациям. Угол поворота UZ равен нулю. Эта степень свободы появляется при стыковке элементов, не лежащих в одной плоскости, и необходима для учета пространственной работы конструкции. Описанный конечный элемент системы применяется для определения НДС тонких оболочек. При этом рассмотренная оболочка представляется как система с изотропными физически нелинейными материалами с изменяющимися свойствами по билинейной схеме. В настройках расчета учитывается учет деформационной пластичности материала.

В основу данной теории положены физические соотношения, связывающие напряжения и деформации. При построении теории используются следующие допущения:

1. Зависимости между уровнем напряжений и деформаций не связан с видом напряженного состояния. [94]

2. Зависимость деформаций и среднего уровня напряжения описывается согласно зависимости:

$$\varepsilon_v = \frac{3\sigma_{\text{ср}}}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{E} \sigma_{\text{ср}}, \quad (4.1)$$

где K – модуль деформации, который может быть изменен при больших деформациях, и заменен допущением о несжимаемости материала. [94]

3. Компоненты девиатора напряжений пропорциональны компонентам девиатора деформаций [94]:

$$D_{\varepsilon} = \chi \cdot D_{\sigma}, \quad (4.2)$$

где χ – модуль пластичности, определяемый как

$$\chi = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_{cp}}. \quad (4.3)$$

При возрастании уровня напряжений материалы ведут себя упруго, но при разгрузке появляется пластическая деформация. [94]

Расположение узлов и уровней нагружения в расчетной схеме описаны в правой декартовой системе координат. Геометрические характеристики стенки балки задавались с упрощением форм, влияние на точность вычислений которых минимально (см. рисунок 4.2). Жесткость упругих элементов связей принималась с учетом линейной жесткости $\eta_x=5000$ Н/мм, определенной в главе 3, п. 3.1.

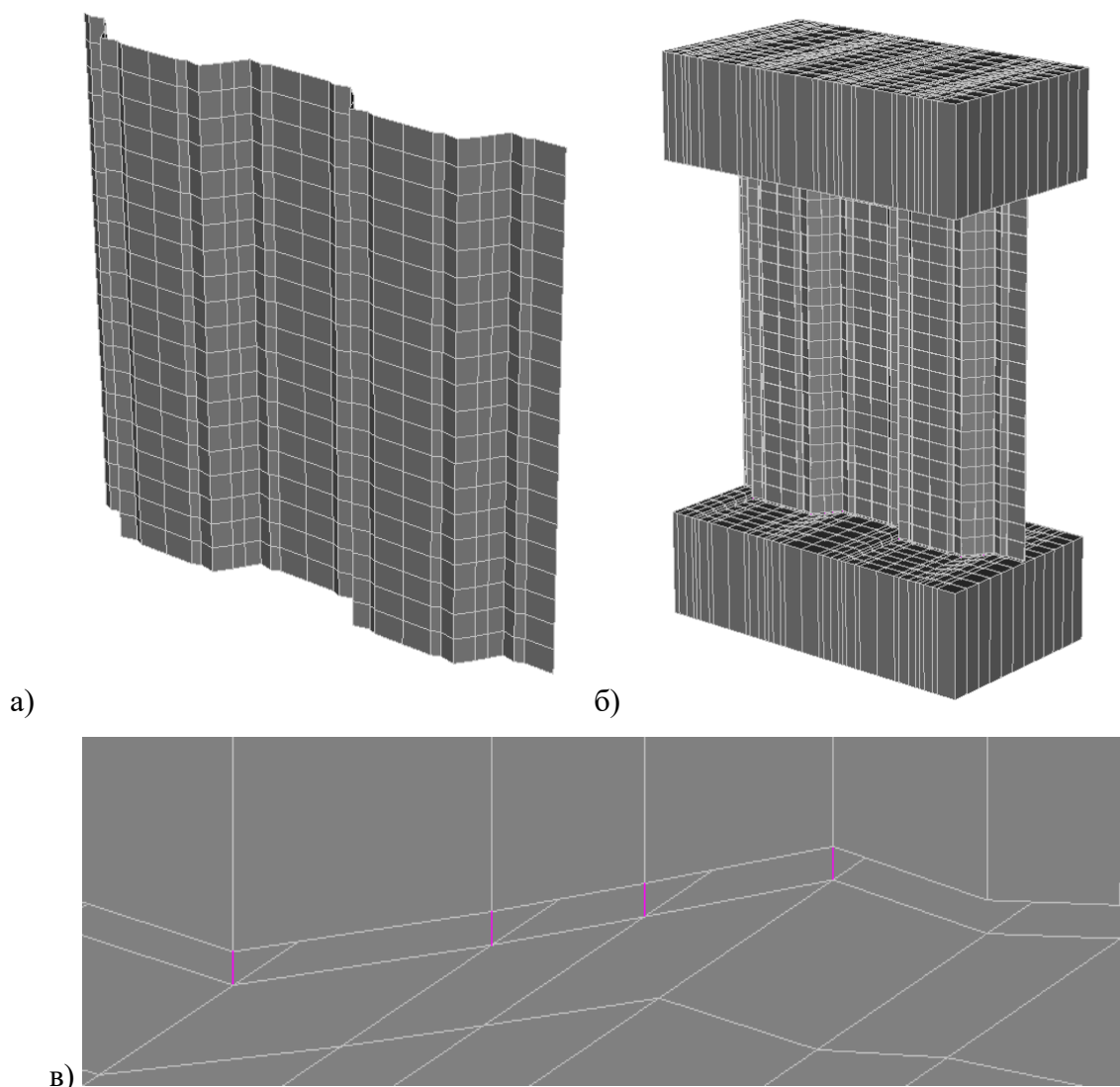


Рисунок 4.2 – Расчетная модель балки: а) конечноэлементная модель стенки балки, б) фрагмент составной конструкции с поясами и стенкой, в) связь поясов и стенки с использованием коночных элементов типа 55 – упругая связь.

Условия закрепления представляли собой шарнирно опертую балку с ограничениями перемещений из плоскости работы конструкции [75]. Схема нагружения – см. рисунок 4.3, условия закрепления – рисунок 4.4.

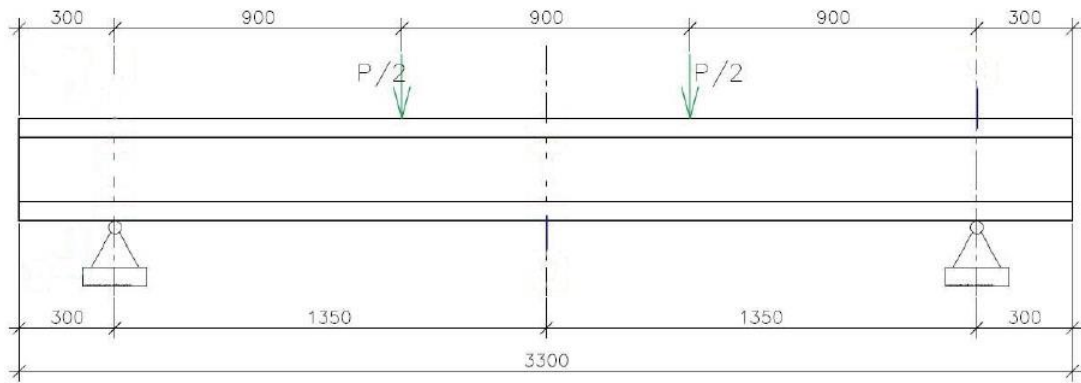


Рисунок 4.3 – Схема приложения нагрузки.

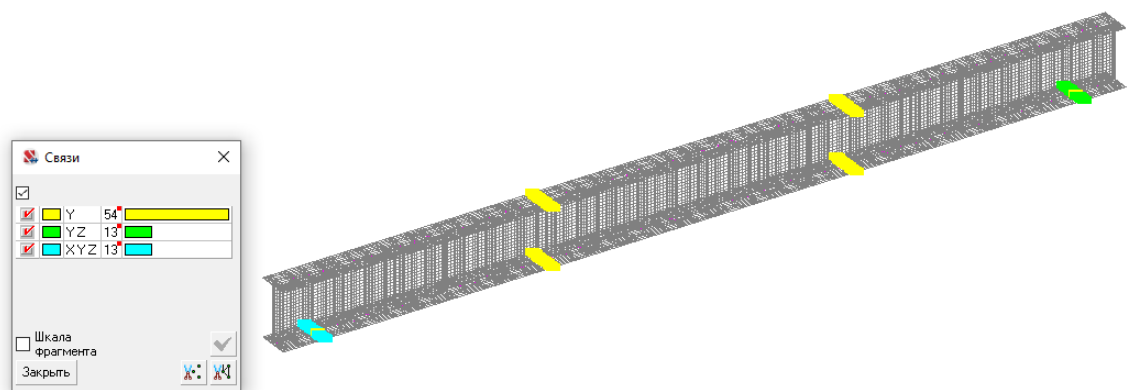


Рисунок 4.4 – Условия закрепления рассчитываемой конструкции.

Расчет выполнялся в линейной и нелинейной постановке. Жесткостные характеристики элементов для линейного расчета – см. таблицу 4.1.

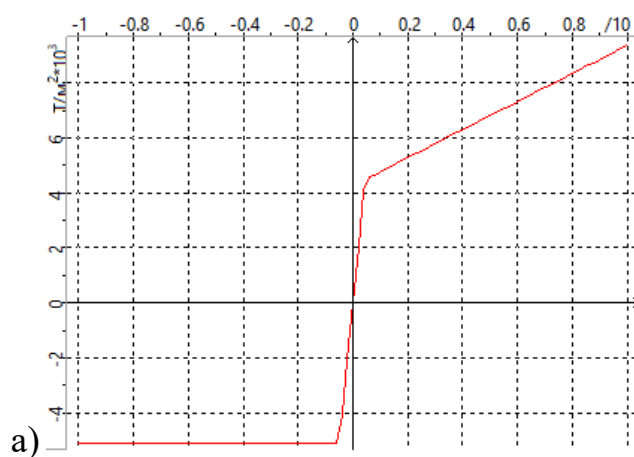
Таблица 4.1 – Жесткостные характеристики элементов линейного расчета

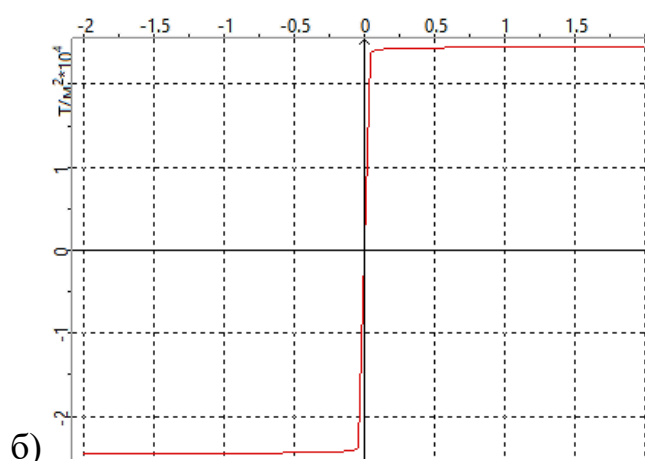
Тип	Жесткость
Гофрированная стенка	Модуль упругости $E = 210\,000\text{ Н/мм}^2$ Объемный вес $\gamma = 78,5\text{ кН/м}^3$ Коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$ Толщина $t = 0,005\text{ м}$
LVL брус	Модуль упругости $E = 12\,000\text{ Н/мм}^2$ Толщина $h_c = 0,051\text{ м}$ Коэффициент Пуассона $\nu = 0,45$ Объемный вес $\gamma = 0,55\text{ т/м}^3$
Упругие связи	Имя типа жесткости: X, Y, Z Упругая связь $EX = 1250\text{ Н/мм}$ $EY = 500\text{ Н/мм}$ $EZ = 40000000\text{ Н/мм}$

При моделировании контактной пары пояса LVL и стальной стенки важно учитывать фактические геометрические характеристики внедренного зуба в тело пояса. Для большей точности моделирования размеров внедренного зуба, связь с поясом осуществлялась с использованием нескольких конечных элементов типа «упругая связь», для равномерности распределения градиентов напряжений. Расположение связей осуществлялось равномерно на протяжении 18 мм, соответствующих размерам внедренной части когтя в реальной балке. Жесткость упругих связей принята по результатам физического исследования работы зубьев на сдвиг из (см. п. 3.1 главы 3). Результаты экспериментально определенной жесткости были разделены на количество упругих связей, моделирующих один зуб и составили:

$$5000 \text{ Н/мм} / 4 \text{ шт.} = 1250 \text{ Н/мм} \quad (4.4)$$

Для учета работы материалов за пределом упругости, жесткости назначались по билинейной схеме (рисунок 4.5, таблица 4.2).



Рисунок 4.5 – Билинейные диаграммы σ - ε материалов:

а) LVL-брус поясов, б) оцинкованная сталь стенки.

Таблица 4.2 – Жесткостные характеристики элементов конструкции составной балки

Свойства материалов:	Пояса (LVL)	Стенка (оцинкованный стальной гофрированный лист)
Объемный вес, кН/м ³	5,5	78,5
Коэффициент Пуассона	0,45	0,3
Начальный модуль упругости, Н/мм ²	12 000	210 000
Предел текучести на сжатие, Н/мм ²	50	240
Предел текучести на растяжение, Н/мм ²	4485	240
Относительный модуль разупрочнения билинейно диаграммы при растяжении	0,05	0
Относительный модуль разупрочнения билинейно диаграммы при сжатии	0	0

Нагружение производилось в соответствии со схемой испытания сосредоточенными силами по всей ширине полки в двух зонах. Передача нагрузки на расчетную схему представлена на рисунке 4.6. Нагружение осуществлялось с шагом по 3 кН до 30 кН, в соответствии с принятой методикой экспериментальных исследований (всего 10 шагов). Раскрепление из плоскости (направление Y) так же представлено на рисунке 4.6.

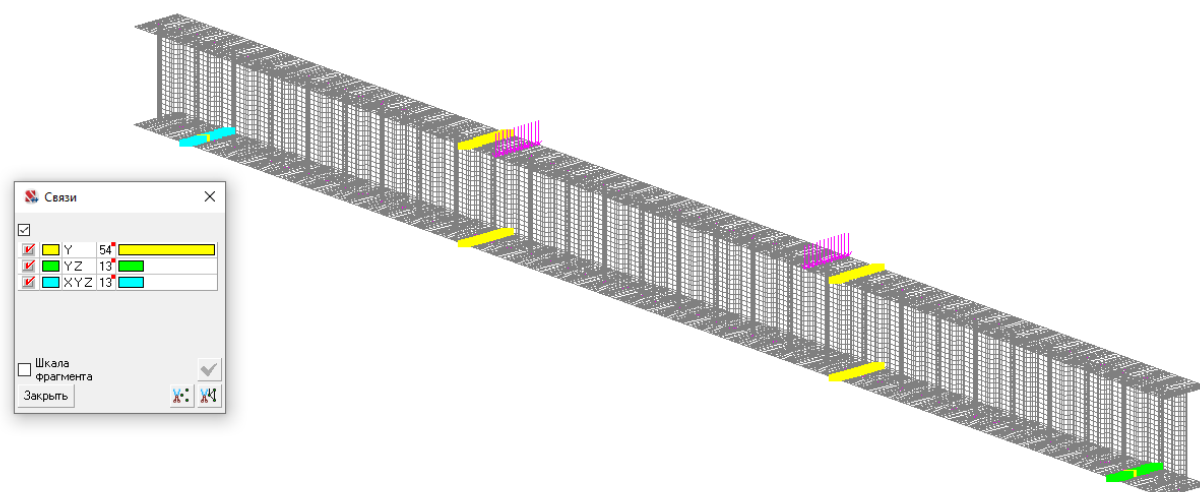


Рисунок 4.6 – Распределение передаваемой нагрузки на верхний пояс двутавровой балки.

Определение напряженно-деформированного состояния исследуемой конструкции производилось:

- линейный расчет;
- с учетом геометрической нелинейности;
- с учетом физической и геометрической нелинейности.

4.2 Определение характера напряженно-деформированного состояния элементов конструкции

В результате расчетов были определены распределения перемещений по осям OX , OY , OZ , а также нормальные и касательные напряжения для различных уровней нагрузки [75]. Для анализа работы балки под нагрузкой при моделировании принято промежуточное значение уровня нагружения 18 кН, что ниже допустимой нагрузки, определенной в главе 3 (21 кН), и выше допустимой разрушающей нагрузки согласно P_n (11,24 кН) [187]. Принятие данного уровня нагружения позволит более полно учесть картину распределения напряжений и деформаций при переходе к запредельному состоянию. Для оценки принципиальной картины распределения напряжений

и деформации с учетом физической и геометрической нелинейности получены изополя. Полученные значения представлено на рисунках 4.7-4.9. [75]

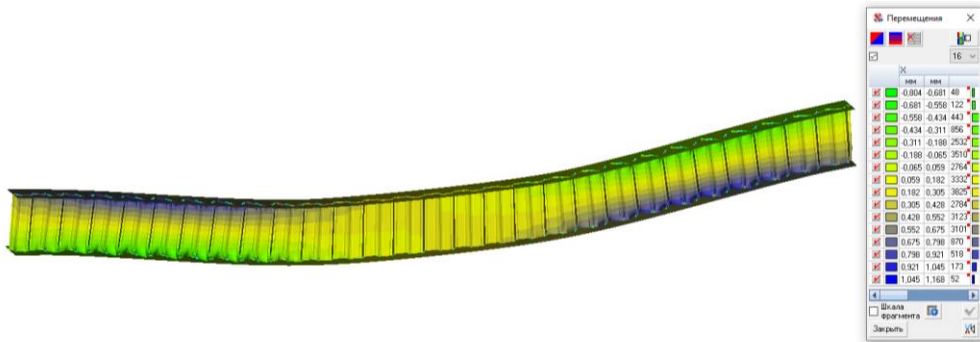


Рисунок 4.7 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

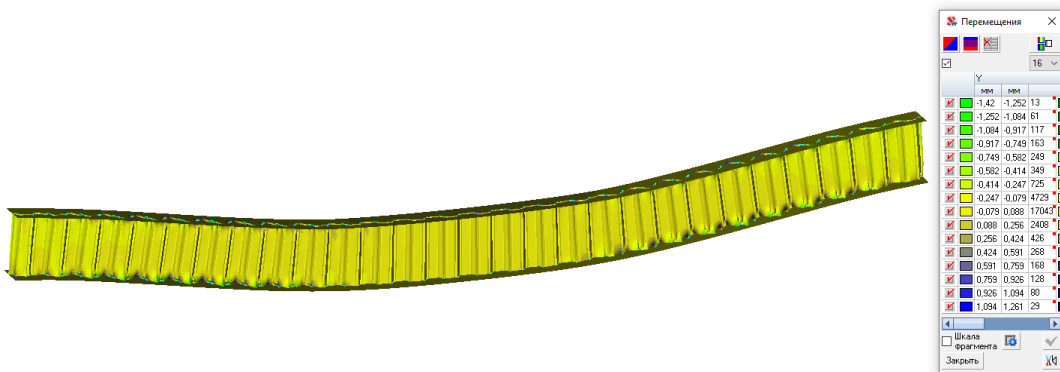


Рисунок 4.8 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

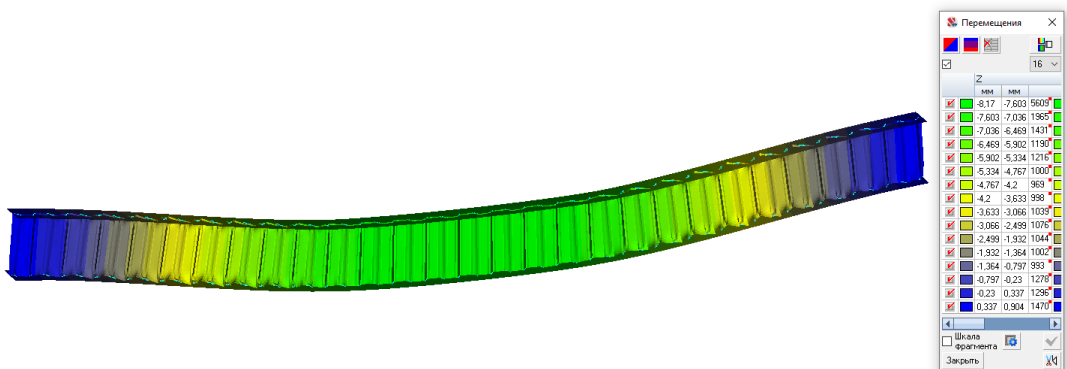


Рисунок 4.9 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

Характерные участки увеличения концентрации напряжений возникают в стенке вблизи упругих связей с поясами. Менее концентрированные напряжения определены на участках с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб. Картина распределения напряжений представлена на рисунках 4.10-4.12. [75]

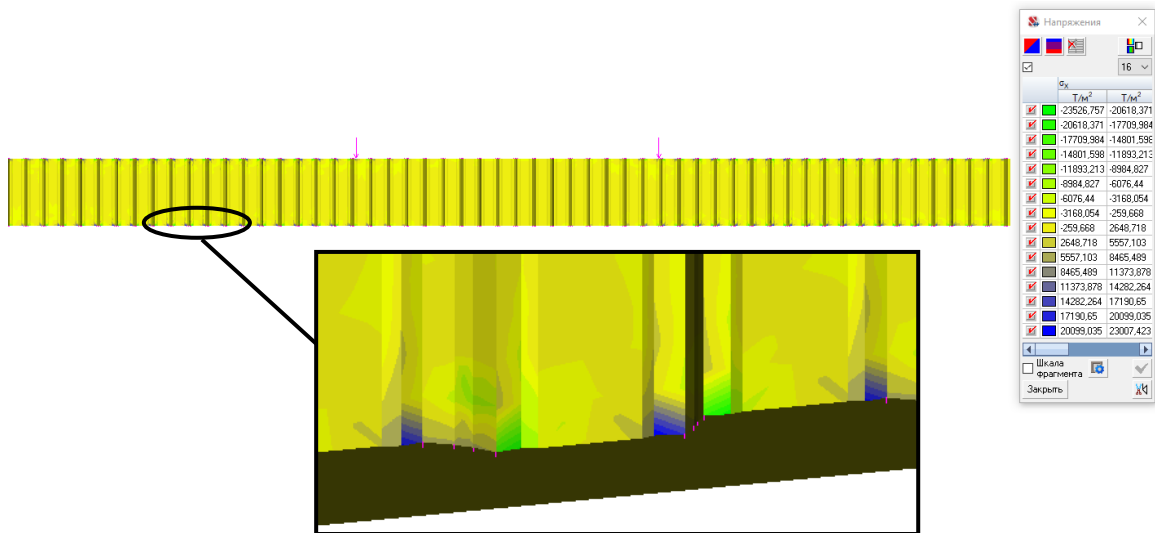


Рисунок 4.10 – Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

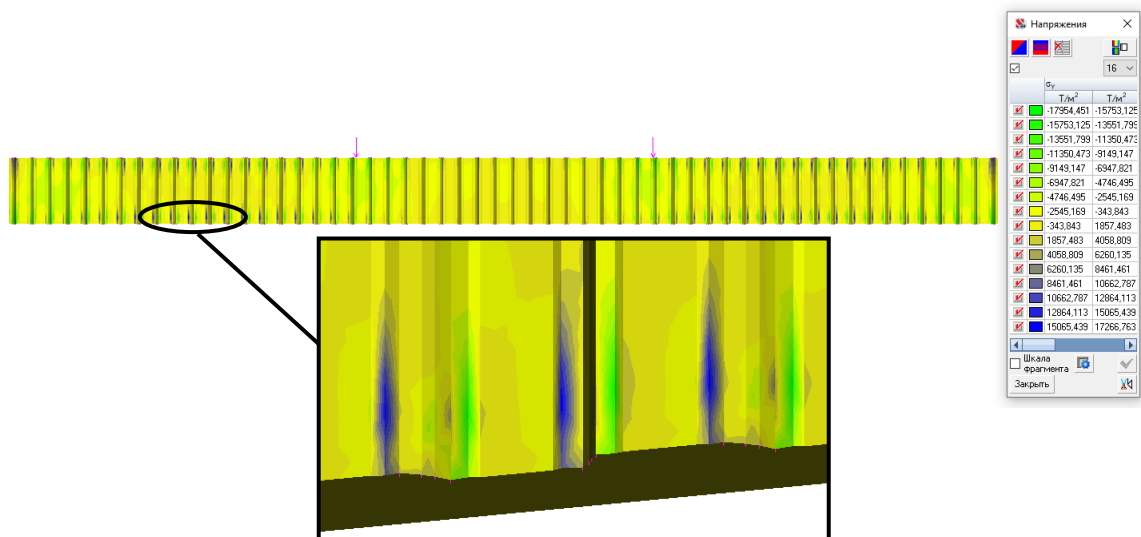


Рисунок 4.11 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

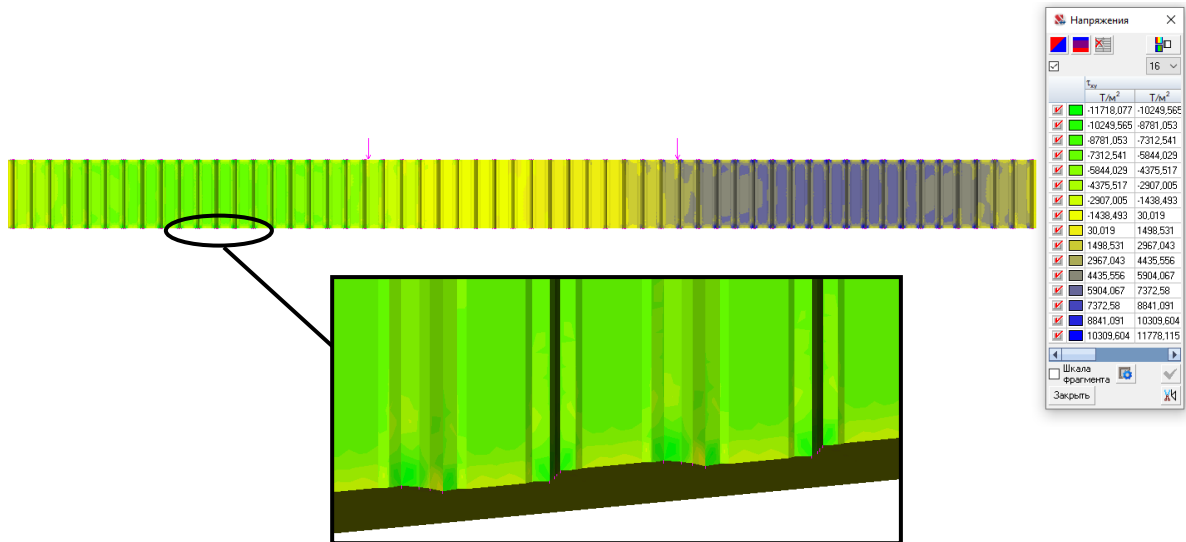


Рисунок 4.12 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Неоднородность распределения полученных значений напряжений может быть обоснована гофрированной формой стенки (шаг и глубина «волн гофр»), а также несплошностью прикрепления стенки к поясам с постоянной периодичностью (шаг внедренных зубьев).

4.3 Сравнение результатов экспериментальных и численных исследований

Перемещения, полученные расчетным и экспериментальным путем можно сравнить между собой (рисунок 4.13, 4.14). На рисунке 4.13 приведены значения смещения осей балки при уровнях нагрузок 12 - 24 кН для наглядности отображения данных. Работа балок при численном, физическом и математическом моделировании позволяет оценить работу конструкции как нелинейную с начала приложения нагрузки. Модель, рассчитанная с использованием МКЭ в ПО SCAD учитывает нелинейную работу материалов, и линейную жесткость соединений. При сопоставлении экспериментальных и расчетных перемещений определена близость полученных значений с расхождением до 35% при уровне нагрузки выше 15 кН. [75] При расчете на

основе аналитических зависимостей принимались постоянные значения модуля упругости фиктивной балки E_s (принимаемые 6567 МПа, по п. 3.4), а также изменяющиеся значения в зависимости от уровня нагрузки P (рисунок 3.39). Для фиксированного $E_s=6583$ МПа результат приведен на рисунке 4.13), для переменного E_s , на рисунках 4.13, 4.14. Значения перемещений при математическом и численном моделировании достаточно близки к экспериментальным данным. Отмечаются схожие тенденции в нарастании перемещений при уровне нагрузки 18 кН и выше.

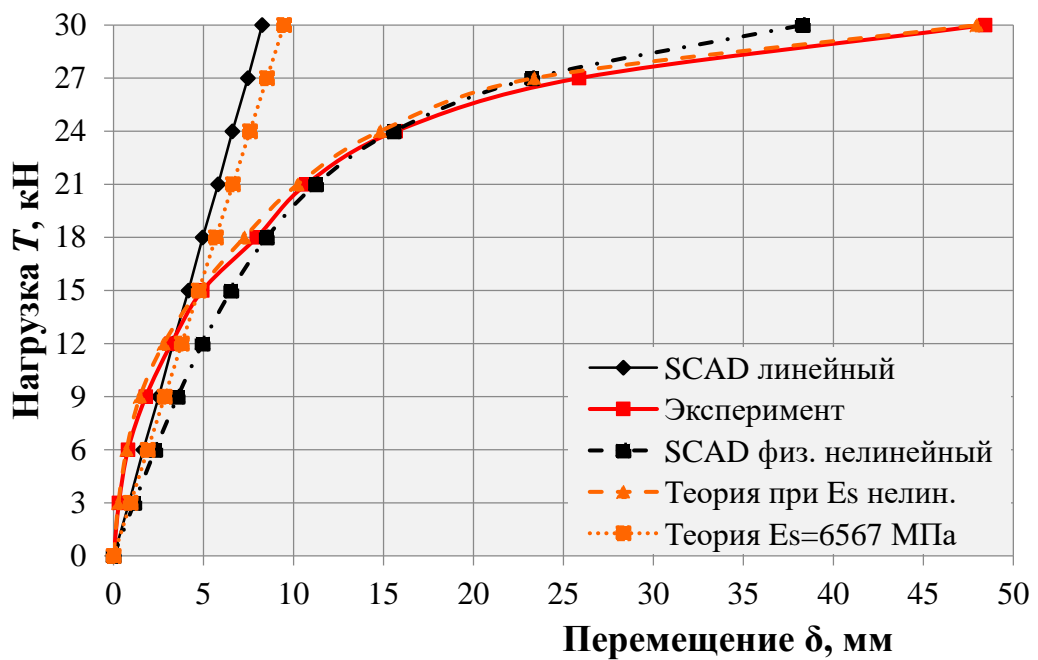


Рисунок 4.13 – Сравнение теоретических и экспериментальных максимальных вертикальных перемещений балок по нижней кромке конструкции.

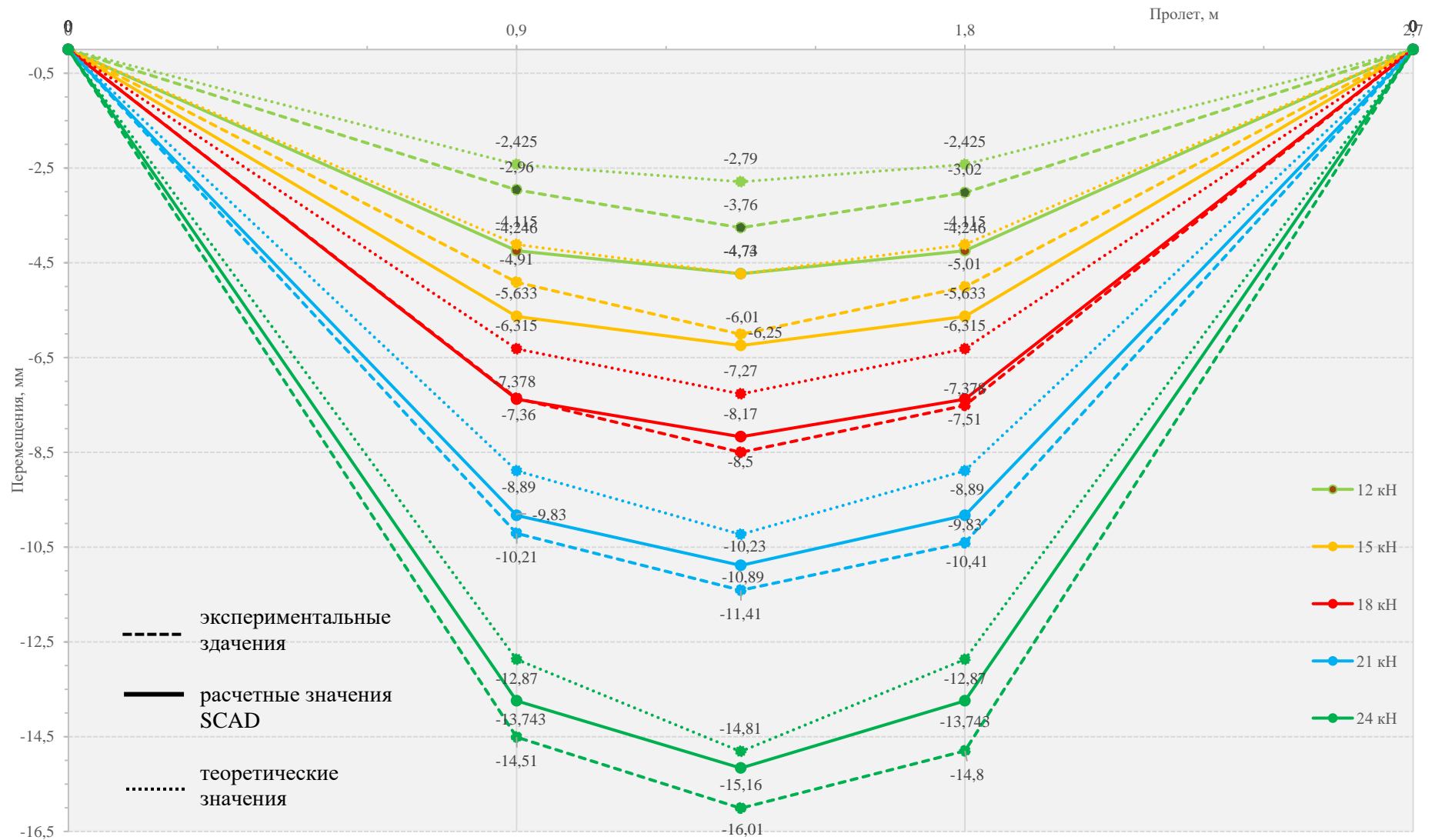


Рисунок 4.14 – Сравнение теоретических и экспериментальных вертикальных перемещений нижней кромки балки по длине балки (уровни нагрузок 12-24 кН).

При сравнении прогибов балки, вычисленных по разработанной теории (см. главу 2), с данными, полученными с помощью ПО SCAD при постоянных параметрах жесткости материалов и их соединений, установлена хорошая сходимость (9-12%). При уровне нагрузки выше 21 кН наблюдаются значительные расхождения с экспериментальными данными от экспериментальных значений (46-80%).

Сравнение результатов перемещений балок при различных уровнях нагрузки с использованием математического, численного и физического моделирования представлены в таблице 4.3. наибольшую сходимость с экспериментальными значениями имеют результаты расчетов по разработанной теории с учетом нелинейных свойств упругости шва и материалов.

Таблица 4.3 – Результаты сравнения показаний прогибов экспериментальных и теоретических исследований.

P, кН	Эксперимент	Перемещение: линейное моделирование, мм				Перемещение: нелинейное моделирование, мм			
		SCAD лин. мат-лы	Разница, %	Теория $E_s = 6583$ МПа	Разница %	SCAD нелин. мат-лы	Разница, %	Теория при E_s нелин.	Разница %
0	0,000	0	0	0,000	0	0	0	0	
3	0,300	0,861	187%	0,947	216%	1,152	284%	0,270	-10%
6	0,803	1,651	106%	1,894	136%	2,314	188%	0,725	-10%
9	1,793	2,512	40%	2,842	58%	3,564	99%	1,467	-18%
12	3,213	3,301	3%	3,789	18%	4,945	54%	2,791	-13%
15	4,937	4,163	-16%	4,736	-4%	6,539	32%	4,736	-4%
18	7,957	4,952	-38%	5,683	-29%	8,517	7%	7,268	-9%
21	10,710	5,813	-46%	6,631	-38%	11,252	5%	10,232	-4%
24	15,677	6,603	-58%	7,578	-52%	15,563	-1%	14,813	-6%
27	25,873	7,464	-71%	8,525	-67%	23,265	-10%	23,370	-10%
30	48,440	8,253	-83%	9,472	-80%	38,299	-21%	47,965	-1%

Картина распределения нормальных напряжений σ_x , σ_y , согласно расчетам в SCAD, описывает концентрацию напряжений в зоне контакта зуба с поясами, преимущественно в зоне развития касательных напряжений τ_{xy} (рисунок 4.12). [75] Это может быть обусловлено значительными деформациями стенки относительно поясов. Наличие значительной концентрации напряжений приводит к инициализации разрывов в структуре стенки вблизи перегиба на стенке (около зуба). При этом заметны области

повышенных напряжений деревянных элементов балки (в швах между зубьями), что свидетельствует о важности учета данных напряжений, так как они могут вызвать скалывание вдоль волокон, ввиду низкого сопротивления скалывающим напряжениям вдоль волокон для материалов поясов (LVL). [75]

Таким образом, расчетная схема, построенная в ПК SCAD с использованием оболочек и упругих связей, а также предложенная математическая модель, позволяют получать сопоставимое распределение деформаций и напряжений в элементах конструкции и могут быть рекомендована к применению, как метод расчета НДС, на основании экспериментальных исследований. [75]

Дальнейшим совершенствованием методики расчета с использованием МКЭ является применение специальных видов конечных элементов для моделирования связей с изменяющейся жесткостью в зависимости от воспринимаемых усилий. [75]

4.4 Выводы по главе 4

Численное исследование разработанной конечно-элементной модели составных двутавровых балок с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали позволяет сделать следующие выводы:

1) моделирование на ЭВМ с использованием метода конечных элементов позволяет адекватно рассчитать НДС составных металлодеревянных балок с учетом податливости связей между их элементами; метод наиболее полно учитывает специфику работы элементов конструкции;

2) распределение напряжений и деформаций, определенных в ходе численного и математического моделирования, соответствует распределению, полученному при физическом моделировании; аналитический расчет по предложенным формулам позволяет определить участки концентрации напряжений, инициирующие предельные состояния; на основе приведенного

метода расчета могут быть сделаны выводы о необходимости усиления конструкции по выявленным участкам концентрации напряжений;

3) предложенные математические и численные модели с учетом нелинейности упругих свойств материалов и их соединений при расчете прогибов изгибаемых балочных конструкций, обеспечивают определение деформаций с невысоким расхождением (теоретический расчет до 13%, численное моделирование ПО SCAD: 7-32% в неупругой зоне) с экспериментальными значениями;

4) предложенные методы моделирования позволяют принимать решения о рационализации конструктивных решений, оптимизировать материалоемкость и повышать надежность составных металлодеревянных конструкций, обеспечивают доступность анализа влияния геометрических и конструктивных изменений на распределение НДС проектируемых балок при различных режимах нагружения;

5) дальнейшим совершенствованием методики расчета с использованием МКЭ является применение специальных видов конечных элементов для моделирования связей с изменяющейся жесткостью в зависимости от воспринимаемых усилий.

ГЛАВА 5. РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ СОСТАВНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА

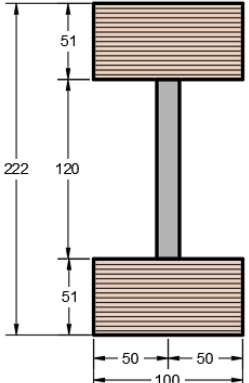
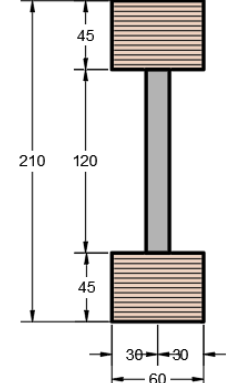
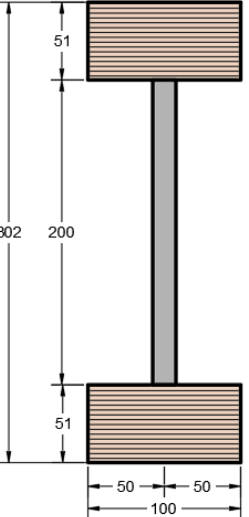
5.1 Анализ влияния геометрических параметров на НДС балок

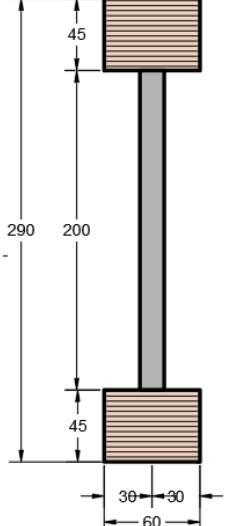
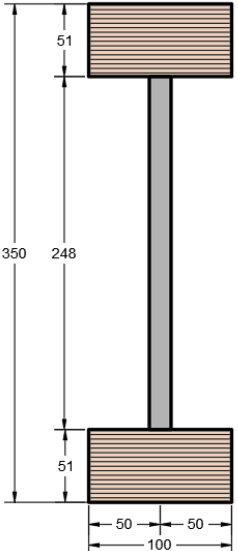
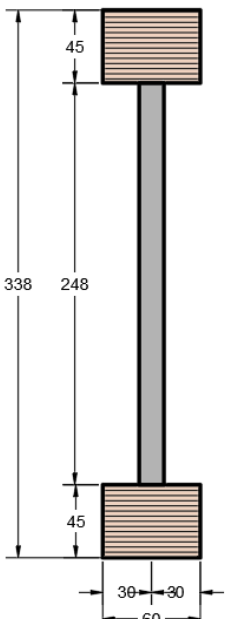
Моделирование расчетных схем, построенных в ПК SCAD с использованием оболочек и упругих связей, за счет приемлемой сходимости результатов численного и физических исследований может быть использовано для анализа НДС для сортамента двутавровых металлодеревянных гофрированных балок.

Рассмотрены различные вариации геометрических соотношений поперечных сечений, представленных в таблице 5.1. Пояса конструкции выполнены из LVL-бруса, стенка $t=0,5$ мм из стали С245. Всего рассмотрено 6 балок с вариацией высоты металлической стенки (3 типоразмера), и поясов (2 типоразмера).

Расчет выполнялся в нелинейной постановке. Жесткостные характеристики элементов приняты согласно п. 4.2 главы 4 по билинейной схеме. Передача нагрузки от поясов к стенке моделировалась с помощью четырех конечных элементов типа «упругая связь» с жесткостью 127,421 т/мм.

Таблица 5.1 – Геометрические модификации гофрированных металлодеревянных составных балок, принимаемых для расчёта

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 220/51-100		222x100	LVL 51x100	$h_w=120\text{мм,}$ $t=0,5\text{ мм}$
HTS 210/45-60		210x60	LVL 45x60	$h_w=120\text{мм,}$ $t=0,5\text{ мм}$
HTS 302/51-100		302x100	LVL 51x100	$h_w=200\text{мм,}$ $t=0,5\text{ мм}$

HTS 290/45-60		290x60	LVL 45x60	$h_w=200\text{MM},$ $t=0,5\text{ MM}$
HTS 350/51-100		350x100	LVL 51x100	$h_w=248\text{MM},$ $t=0,5\text{ MM}$
HTS 340/45-60		338x60	LVL 45x60	$h_w=248\text{MM},$ $t=0,5\text{ MM}$

Условия закрепления представляли собой шарнирно опертую балку с ограничениями перемещений из плоскости работы конструкции, аналогично решениям, принятым в главе 4.2. Схема нагружения – см. рисунок 5.1.

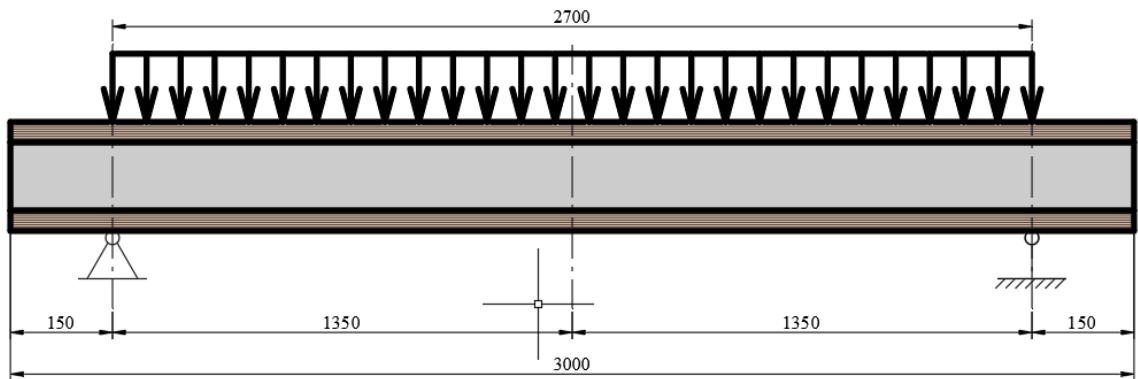


Рисунок 5.1 – Схема приложения нагрузки.

Приложение нагрузки осуществлялось распределенными силами по всей ширине полки. Такое распределение нагрузок свойственно наибольшему количеству реальных расчетных ситуаций при эксплуатации конструкций. Распределение передаваемой нагрузки представлено на рисунке 5.2. Нагрузки достигали суммарного уровня нагрузки до 30 кН с шагом по 3 кН (всего 10 шагов).

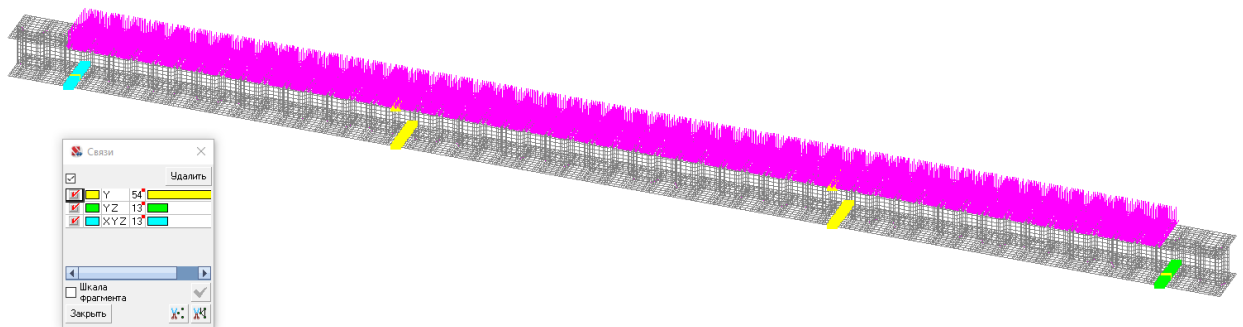


Рисунок 5.2.– Распределение передаваемой нагрузки на верхний пояс двутавровой балки.

Определение напряженно-деформированного состояния конструкции осуществлялось с учетом геометрической и физической нелинейности.

Полученные результаты распределения напряжений и деформаций представлены в Приложении Д.

В результате расчета определены максимальные и минимальные перемещения балки по направлениям OX , OY , OZ (рисунки 5.3-5.5). По результатам расчета можно отметить характерную нелинейную работу исследуемой системы. Наибольшей жесткостью во всех направлениях обладает балка HTS 350/51-100. Наименьшая жесткость по всем направлениям при уровне нагружения до 21 кН у балки HTS 210/45-60.

Рассматриваемые балки обладают различной жесткостью. Причем по направлениям OX , OY просматриваются одинаковые тенденции для изменения перемещений в процессе увеличения нагрузки. Так балка HTS 220/51-100 является более жесткой относительно HTS 210/45-60 в уровне нагрузок до 21 кН, однако с увеличением нагрузок можно отметить пересечение кривых зависимости «нагрузка-перемещение» и более жесткую работу балки HTS 210/45-60 при нагрузках выше 24 кН.

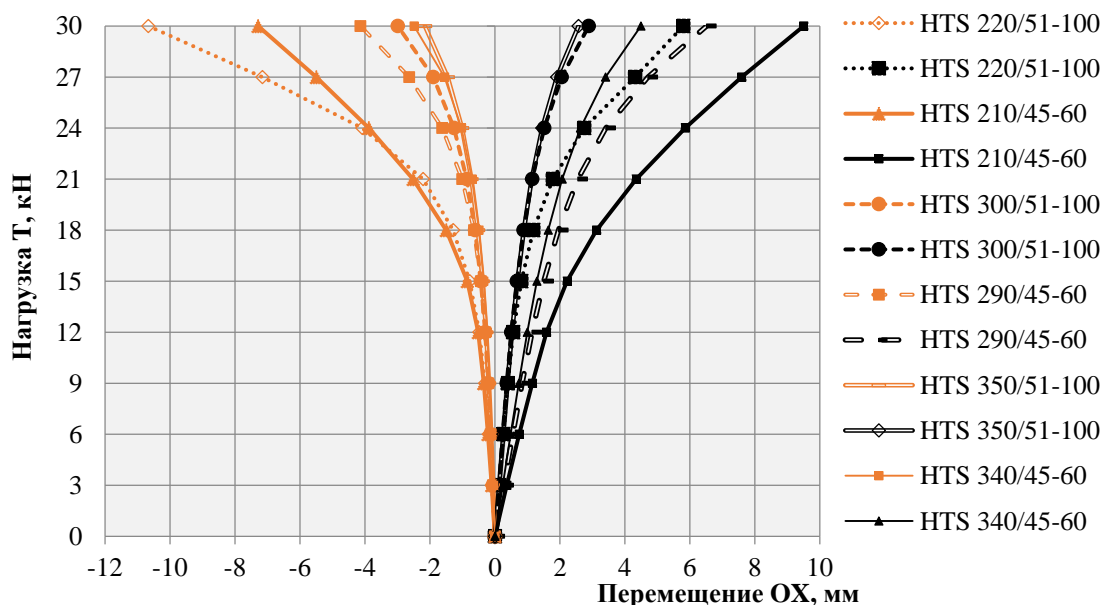


Рисунок 5.3 – Максимальные и минимальные перемещения по оси OX для рассматриваемых балок.

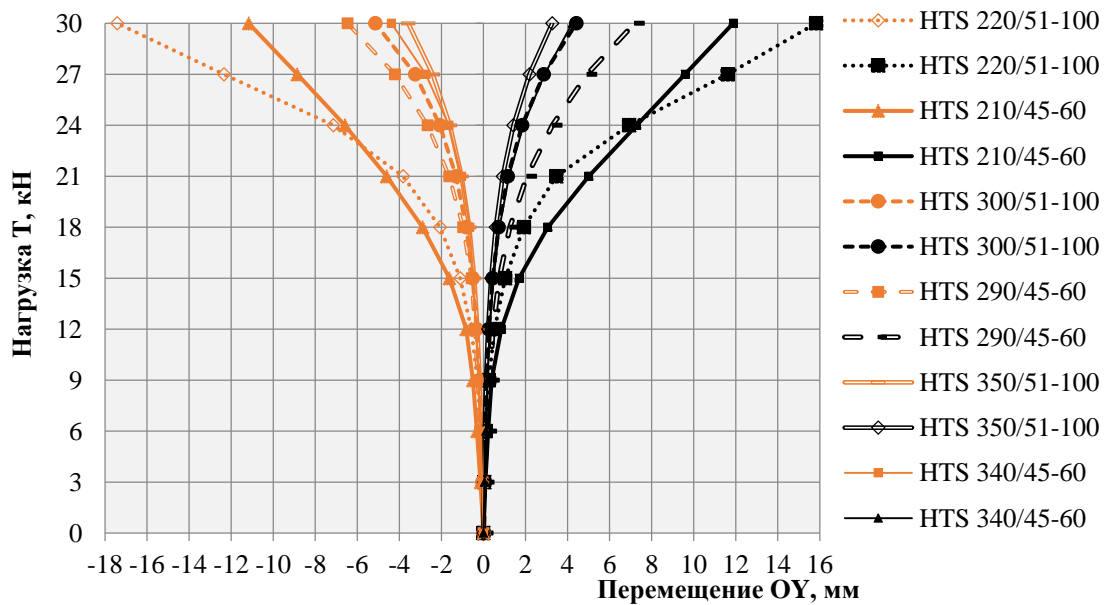


Рисунок 5.4 – Максимальные и минимальные перемещения по оси OY для рассматриваемых балок.

Перемещения по отрицательному направлению вдоль оси OZ являются максимальными (по модулю). При более подробном анализе вертикальных перемещений можно изолировать те значения, которые сонаправлены с вектором приложения внешней нагрузки (рисунок 5.5). Рассмотренная расчетная схема сформирована при организации безопорного пролета 2700 мм. При этом уровень допустимых перемещений в реальных конструкциях с таким пролетом может быть определен как $2700/200 = 13,5$ мм. Отмечая на графике (рисунок 5.5) значение максимально допустимых перемещений можно отметить, что достижение предельных деформаций наступает при уровнях нагрузки, приведенных в таблице 5.2. Для балки HTS 350/51-100 уровень нагрузки в 30 кН не обеспечил достаточного деформирования системы и конструкция не достигла предельно допустимых перемещений. Экстраполируя результаты исследования можно определить достижение предельных деформаций при уровне нагрузки 33,4 кН.

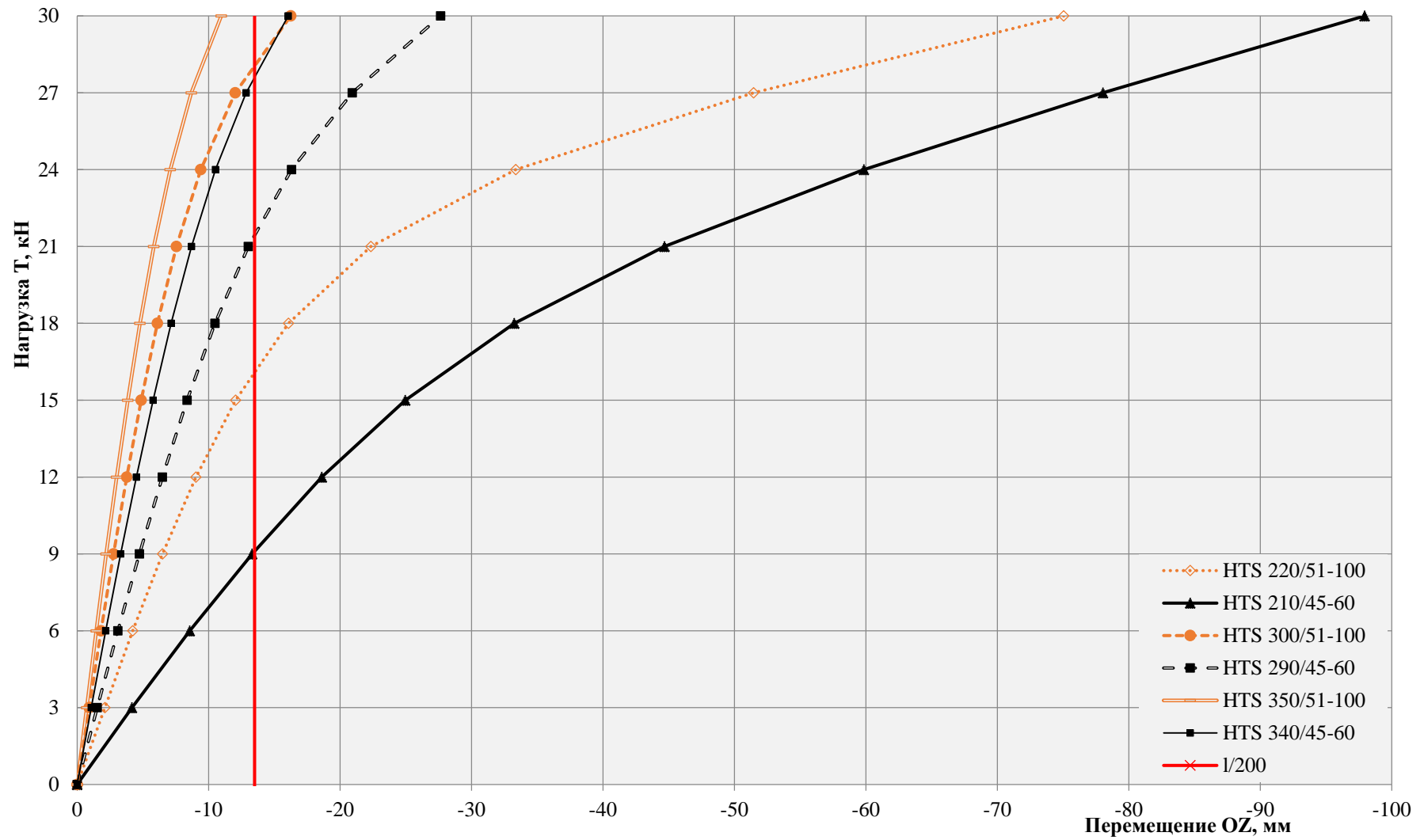


Рисунок 5.5 – Максимальные (по модулю) перемещения по оси OZ с определенным предельным допустимым перемещением.

Таблица 5.2 – Уровень нагрузки при достижении предельных допустимых деформаций для балок

Наименование балки	Допустимый уровень перемещений	Уровень нагрузки при достижении предельных деформаций, кН
HTS 220/51-100	13,5 мм	15,9
HTS 210/45-60		9
HTS 300/51-100		27,9
HTS 290/45-60		21,4
HTS 350/51-100		33,4
HTS 340/45-60		27,3

В ходе анализа полученных результатов расчета, отмечается более эффективная работа балки HTS 300/51-100, чем HTS 340/45-60, что можно объяснить более значительным влиянием размеров поясов на жесткость конструкции, нежели высоты балок. Применение балок HTS 300/51-100 с высотой 300 мм и поясами 51x100 мм более обосновано по второй группе предельных состояний, чем балка HTS 340/45-60 с высотой 338 мм и поясами 45x60 мм.

Распределение максимальных и минимальных значений напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} в зависимости от уровня нагрузки представлена на рисунках 5.6-5.8. Наибольшие напряжения в балках возникают в металлической гофрированной стенке. На графиках (рисунки 5.10-5.12) отмечены критические зоны напряжений, превышающих $R_y = 245$ МПа, $R_s = 0,58R_y = 142,1$ МПа.

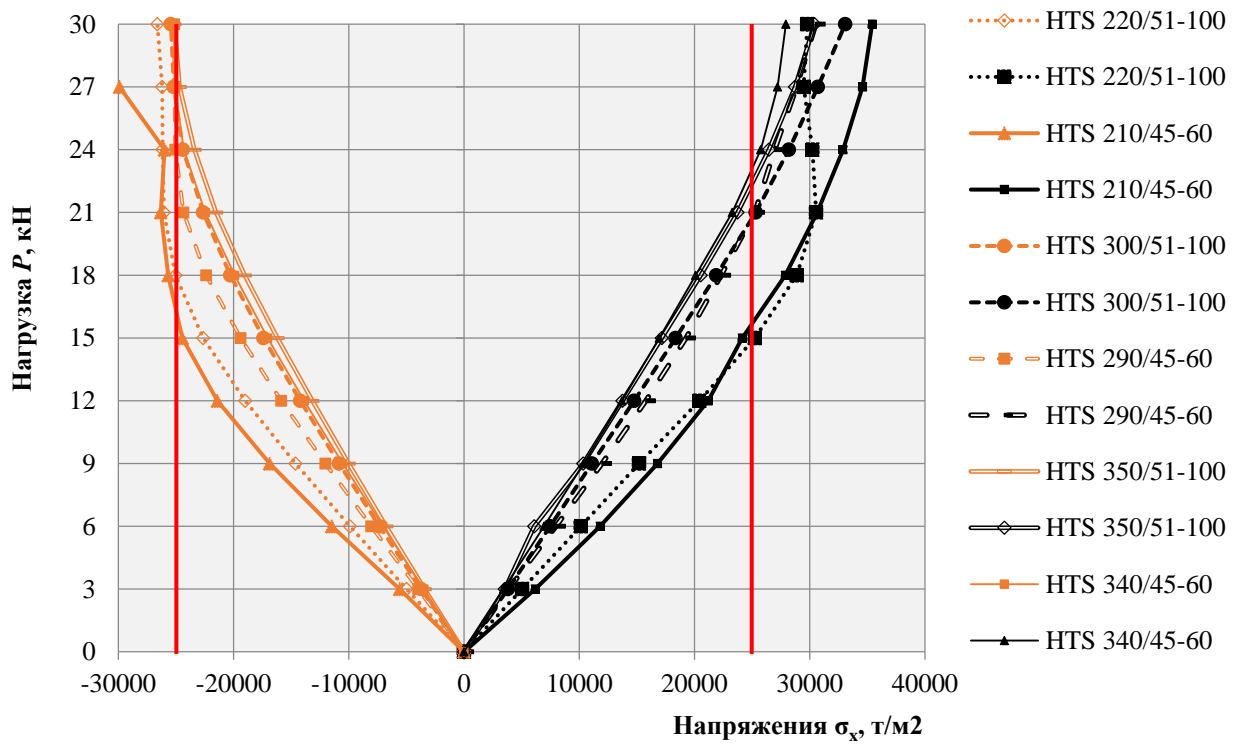


Рисунок 5.6 – Распределение максимальных и минимальных значений напряжений σ_x в зависимости от уровня нагрузки.

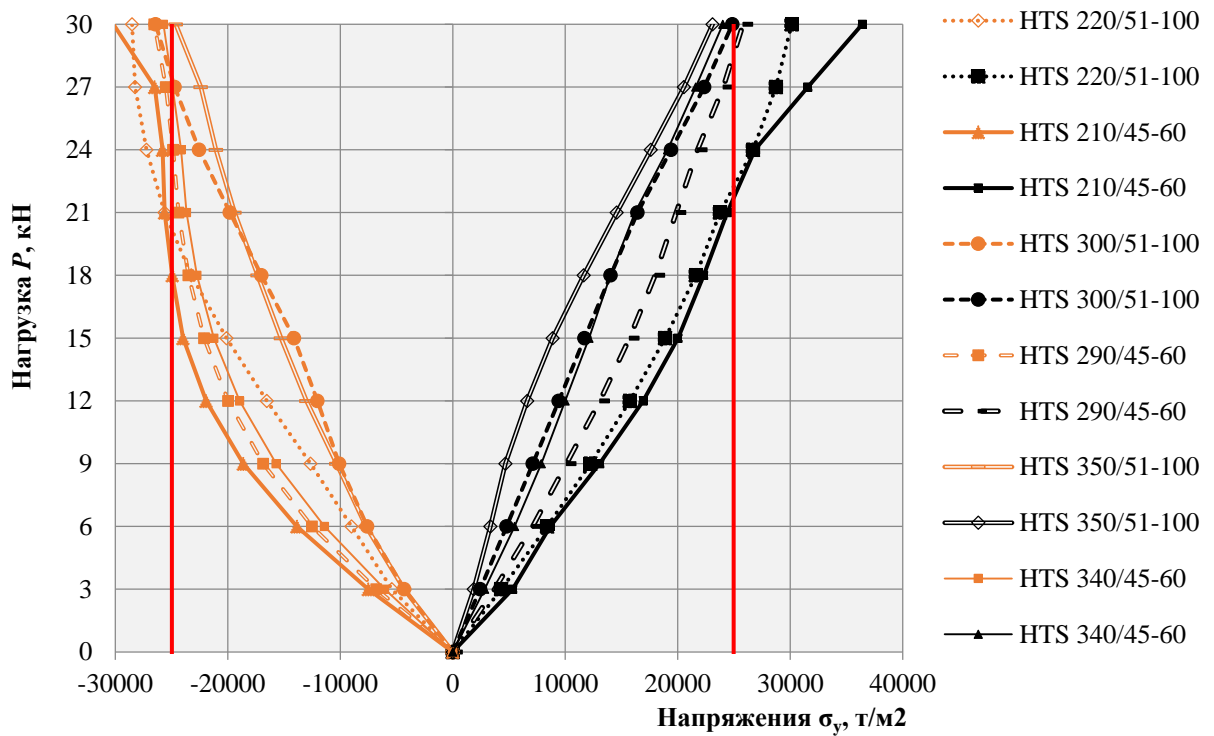


Рисунок 5.7 – Распределение максимальных и минимальных значений напряжений σ_y в зависимости от уровня нагрузки.

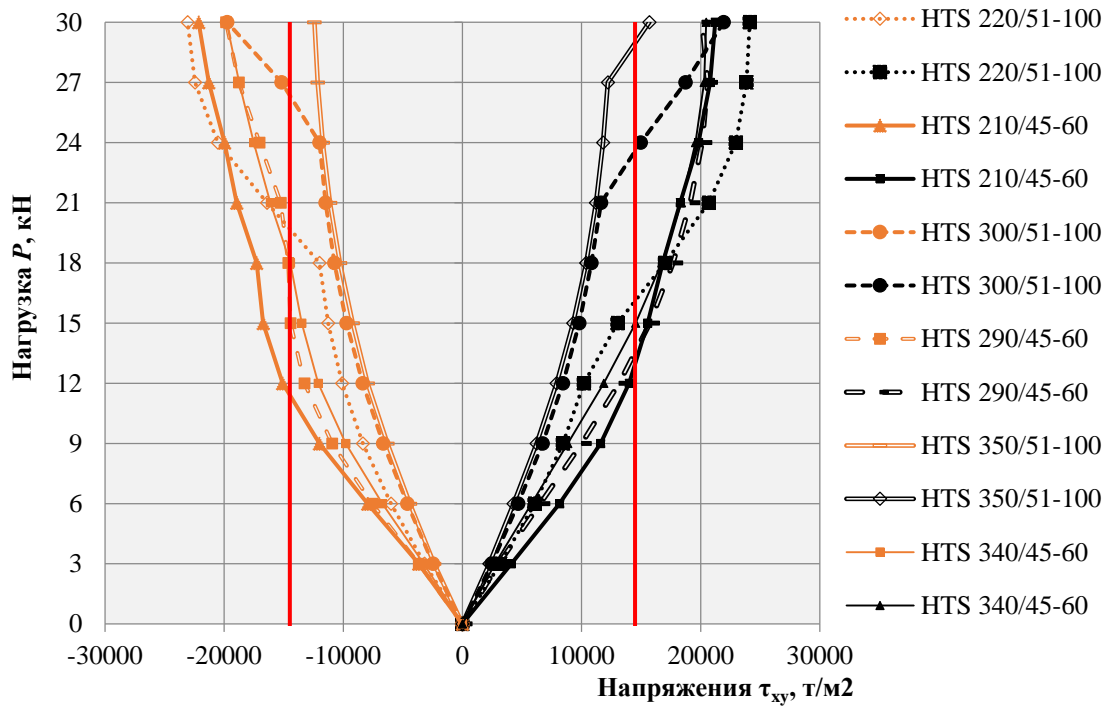


Рисунок 5.8 – Распределение максимальных и минимальных значений напряжений τ_{xy} в зависимости от уровня нагрузки.

По определенным значениям напряжений, превышающих предельные (R_y, R_s), отмечаются соответствующие уровни нагрузок, приведенные в таблице 5.3. Жирным кегелем выделены минимальные значения для балки. Зависимость максимальных/минимальных напряжений от уровня нагрузки распределяется нелинейно, на одних участках проявляется, как ломаная, на других, как кривая линия.

Таблица 5.3 – Нагрузка при предельно допустимых напряжениях $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$

Наименование балки	Уровень нагрузки при достижении предельных напряжений, кН		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}
HTS 220/51-100	14,9	20,6	15,9
HTS 210/45-60	15,3	18	11,4
HTS 300/51-100	21	27	23,8
HTS 290/45-60	21	24,5	13,5
HTS 350/51-100	22,5	27	29,2
HTS 340/45-60	22,8	30	15

Общая картина определенных зависимостей напряжений и нагрузки имеет сложный неоднородный характер. В балках с поясами 51x100 мм наименьший уровень допускаемых нагрузок определяется по фактору достижения предельных напряжений σ_x . В балках с поясами 45x60 мм наименьший уровень допускаемых нагрузок определен по фактору достижения предельных напряжений τ_{xy} .

Распределение напряжений σ_x позволяет оценить допустимый уровень нагрузки в соответствии с высотой балки: при увеличении высоты балки, достижение предельных напряжений достигается при более высоком уровне нагрузки.

Для напряжения σ_y отмечается корреляция допустимого уровня нагрузки и высоты балки. При этом с увеличением высоты, возрастает допустимый уровень нагрузки. Для поясов 51x100 мм изменение высоты балки от 220 мм до 300 мм существенно увеличивает допустимую нагрузку, а свыше 300 мм существенного влияния не выявлено. Для поясов 45x60 мм уровень допустимой нагрузки непрерывно растет с увеличением высоты балки.

Для напряжения τ_{xy} так же, как и для σ_y , допустимый уровень нагрузки и высота балки корреляционно связаны между собой. Причем с увеличением высоты, возрастает допустимый уровень нагрузки. Однако для балок с поясами 51x100 и 45x60 мм отмечается существенное различие в уровне допускаемой нагрузки. Так для балки с поясами 51x100 мм допускаемая нагрузка выше, чем с поясами 45x60 мм примерно на 28-45%, что позволяет сделать вывод о значимости размеров поясов при учете касательных напряжений.

Результаты определения допустимого уровня нагрузки по первой и второй группам предельных состояний могут быть собраны в одну таблицу (таблица 5.4). Жирным кегелем выделены минимальные значения для балки.

Таблица 5.4 – Уровень нагрузки при достижении предельных допустимых напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy}

Наименование балки	Уровень нагрузки при достижении критерия, кН				Минимальное значение допускаемого уровня нагрузки, кН
	Предельные напряжения			Предельные деформации	
	σ_x	σ_y	τ_{xy}		
HTS 220/51-100	14,9	20,6	15,9	15,9	14,9
HTS 210/45-60	15,3	18	11,4	9	9
HTS 300/51-100	21	27	23,8	27,9	21
HTS 290/45-60	21	24,5	13,5	21,4	13,5
HTS 350/51-100	22,5	27	29,2	33,4	22,5
HTS 340/45-60	22,8	30	15	27,3	15

Согласно таблице 5.4, уровень допускаемых напряжений распределен следующим образом: с увеличением высоты балки для всех размеров поясов происходит увеличение предельного уровня нагрузки. Для балок с поясами 51x100 мм допускаемый уровень нагрузок всегда выше примерно на 40%, чем для балок с поясами 45x60 мм.

Выполним расчет составных металлодеревянных балок типа нейл-веб (nail-web) согласно методике, представленной в техническом отчете [187]. Данный расчет подразумевает определение максимального допустимого изгибающего момента в балке исходя из условий прочности при изгибе и действии осевых нагрузок, устойчивости и прогибов (1.4), а также нахождение максимального допустимого усилия сдвига (1.5). Результаты расчета приведены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Усилия и жесткостные характеристики балок по [187]

Наименование балки	Допустимое усилие			Уровень нагружения P из условия достижения предельных значений, кН			Минимальное значение допускаемого уровня нагрузки, кН
	M_k , кН·м	V_k , кН	EI_{eff} , Н/мм ² ·м ⁴	M_k	V_k	Прогиб	
HTS 220/51-100	28,57	16,48	515,57	31,35	32,96	27,16	27,16
HTS 300/51-100	41,97	23,79	1088,16	46,06	47,58	57,32	46,06
HTS 350/51-100	49,64	28,14	1557,33	54,47	56,27	82,03	54,47
HTS 210/45-60	14,76	15,80	322,26	16,19	31,60	16,98	16,19
HTS 290/45-60	21,51	23,02	697,32	23,60	46,05	36,73	23,60
HTS 340/45-60	25,77	27,59	1006,07	28,28	55,18	52,99	28,28

Для расчета из таблицы 5.6 применялись следующие характеристики:

$$E_{mean} = 12000 \text{ МПа};$$

$$F_{m,k} = 39,0 \text{ МПа};$$

$$f_{c,k} = 32,0 \text{ МПа};$$

$$f_{t,k} = 31,0 \text{ МПа};$$

$$f_{c,90,k} = 7,50 \text{ МПа};$$

$$s = 47,5 \text{ мм};$$

$$k_{ser} = 5000 \text{ Н/мм};$$

$$k_u = 3330 \text{ Н/мм}.$$

Сравнивая результаты полученных значений расчета в ПК SCAD (таблица 5.4) и расчет по [187] (таблица 5.6) можно обнаружить расхождение в диапазоне 43-59% (таблица 5.7).

Таблица 5.7 – Сравнение результатов расчета в ПК SCAD и по [187].

Наименование балки	Минимальное значение допускаемого уровня нагрузки, кН		Расхождение
	Расчет в ПО SCAD	Расчет по EN 1995-1-1 [187]	
HTS 220/51-100	14,9	27,16	45%
HTS 300/51-100	21	46,06	54%
HTS 350/51-100	22,5	54,47	59%
HTS 210/45-60	9	16,19	44%
HTS 290/45-60	13,5	23,60	43%
HTS 340/45-60	15	28,28	47%

По результатам проведенных численных исследований возможно определение модулей упругости фиктивных цельных балок для всего рассмотренного размерного ряда исследуемых конструкций. Уравнение (2.109) для изгиба составной балки, комбинированной из различных материалов (LVL, гофрированная сталь), загруженной равномерно распределенной силой, учитывающее взаимные сдвиги отдельных ветвей конструкции может быть переписано:

$$E_s = \frac{1}{z(x) - \frac{qF_c}{I_s \eta} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\text{ch} \xi x}{\text{ch} \xi l/2} \right] - \frac{x^2}{2} \right)} \times$$

$$\times \left[\frac{5ql^4}{384I_s} + \frac{qx^2(2x^2 - 3l^2)}{48I_s} - \frac{q}{\xi^2 I_s} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\text{ch} \xi x}{\text{ch} \xi l/2} \right] - \frac{x^2}{2} \right) \right]. \quad (5.1)$$

Пусть $x=0$ (для середины пролета), тогда вертикальные перемещения $z(0)=z_{\max}$, $\text{ch}(0)=1$, уравнение переписется:

$$E_s = \frac{1}{z(0) - \frac{qF_c}{I_s \eta} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\text{ch} \xi l/2} \right] \right)} \times$$

$$\times \left[\frac{5ql^4}{384I_s} - \frac{q}{\xi^2 I_s} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\text{ch} \xi l/2} \right] \right) \right]. \quad (5.2)$$

Вычисления по формуле (5.2.) для балок разных размеров были определены в характерной упругой зоне работы конструкций по данным, полученным численным расчетом в ПО SCAD и приведены в таблице 5.8.

Таблица 5.8 – Модуль упругости фиктивной балки E_s , определенный для балок по результатам численного исследования

Наименование балки	Модуль упругости фиктивной балки E_s , МПа	Наименование балки	Модуль упругости фиктивной балки E_s , МПа
Пояса 51x100 мм		Пояса 45x60 мм	
HTS 220/51-100	4922	HTS 210/45-60	5515
HTS 300/51-100	4677	HTS 290/45-60	5556
HTS 350/51-100	4569	HTS 340/45-60	5575

По результатам, приведенным в таблице 5.5, величину E_s можно охарактеризовать, как слабоубывающую для балок с поясами 51x100 мм

(отклонение значений до 8%), и слабовозрастающую для балок с поясами 45x60 мм (отклонение значений до 1%), в зависимости от высоты балки.

При этом параметр E_s оказался более чувствителен к изменению размеров поясов. Расхождение показаний для разных поясов при фиксированной высоте балки составило от 12 до 22%.

5.2 Определение критериев наступления предельных состояний составных двутавровых металлодеревянных балок

В результате выполненных исследований сформулируем основные требования к методу расчета составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний, наиболее полно учитывающей специфику их конструктивных решений. На первом этапе необходимо определить возможные критерии наступления предельных состояний для рассматриваемого типа конструкций, а на втором – привести расчетные формулы и проверочные условия для тех из них, которые следует признать определяющими.

Критерии наступления предельных состояний 1 группы (расчетные значения нагрузок)

- потеря прочности нижнего (растянутого) пояса по нормальным напряжениям;
- потеря прочности верхнего (сжатого) пояса по нормальным напряжениям;
- потеря устойчивости из плоскости изгиба верхнего (сжатого) пояса;
- потеря прочности стенки на срез (по касательным напряжениям);
- потеря местной устойчивости стенки;
- потеря прочности нижнего пояса в приопорных зонах от смятия

поперек волокон перпендикулярно плоскости слоев шпона (по пласти). [76]

Критерий наступления предельного состояния 2 группы (нормативные значения нагрузок)

- превышение максимального допустимого прогиба для данной конструкции по [141] – в зависимости от пролета, особенностей конструкции (например, наличия или отсутствия перегородок), наличия подвесных кранов, тельферов и других функциональных и конструктивных особенностей – по эстетико-психологическим, конструктивным, физиологическим и технологическим требованиям.

Пользуясь приведенными выше критериями наступления предельных состояний, а также результатами (см. главы 2-4) экспериментально-теоретического исследования составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей, проанализируем внутренние усилия, напряжения и деформации на конкретном расчетном примере.

Необходимо проверить несущую способность и жесткость двутавровой балки с гофрированной стенкой из стали и поясами из однонаправленного клееного шпона для междуэтажного перекрытия в неотапливаемом здании. Исходные данные приведены ниже:

- район строительства – г. Санкт-Петербург;
- срок службы – 50 лет;
- класс сооружения – КС-2;
- пролет – $l=5000$ мм;
- шаг балок – $s=600$ мм в осях;
- длина опирания балки с каждой стороны $l_{оп} = 100$ мм;
- кратковременная нагрузка, распределенная по перекрытию (от людей, животных, нестационарного оборудования), – $P_k=150,0$ кПа= $0,0015$ МПа (коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fk} = 1,3$);

- постоянная нагрузка (от веса конструкции перекрытия, в том числе собственного веса балки), – $P_{п}=0,25$ кПа= $0,00025$ МПа (коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fn}= 1,1$).

Суммарная нагрузка на 1 п.м. конструкции (для КС-2 $\gamma_n=1,0$ [24]):

- нормативная

$$q_n = (P_k + P_{п})s = (0,0015 + 0,00025) \cdot 600 = 1,050 \text{ Н/мм};$$

- расчетная

$$q_p = (P_k \gamma_{fk} + P_{п} \gamma_{fn})s \cdot \gamma_n = (0,0015 \cdot 1,3 + 0,00025 \cdot 1,1) \cdot 600 \cdot 1,0 = 1,335 \text{ Н/мм}.$$

Коэффициенты условий работы m_b , m_T , m_{cc} , $m_{дл}$, $m_{дл,E}$ по [143] равны в рассматриваемом случае:

- коэффициент влажности m_b назначается в зависимости от эксплуатационной влажности среды, т.к. здание не отапливается, то влажность в помещении зависит от зоны влажности района строительства – г. Санкт-Петербург во влажной зоне, следовательно $m_b=0,85$;

- для неотапливаемых зданий ($t \leq 35$ °С) – $m_T=1$;

- коэффициент срока службы m_{cc} при всех видах НДС для 50 лет равен $m_{cc}=1$;

- для совместного действия постоянной, длительной временной нагрузок и нагрузок от людей на перекрытия жилых и общественных зданий приведенное расчетное время действия нагрузки – $t_p=10^6 \div 10^7$ с, следовательно $m_{дл}=0,66$; $m_{дл,E}=0,9$.

Согласно [143] для *LVL* принимается:

- базовое значение расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон – $R^A_{с,LVL}=32,0$ МПа;

- базовое значение расчетного сопротивления растяжению вдоль волокон – $R_{p,LVL}^A=31,0$ МПа;
- базовое значение расчетного сопротивления сжатию из плоскости листа поперек волокон – $R_{c90,LVL}^A=2,4$ МПа;
- среднее значение модуля упругости вдоль волокон – $E_{0,LVL}=12000$ МПа.

Следовательно, с учетом коэффициентов условий работы получим расчетные сопротивления и расчетный модуль упругости LVL :

$$\left. \begin{aligned} R_{c,LVL}^p &= R_{c,LVL}^A \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_{cc} = 32,0 \cdot 0,66 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 = 17,95 \text{ МПа,} \\ R_{p,LVL}^p &= R_{c,LVL}^A \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_{cc} = 31,0 \cdot 0,66 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 = 17,39 \text{ МПа,} \\ R_{c90,LVL}^p &= R_{c90,LVL}^A \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_{cc} = 2,4 \cdot 0,66 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 = 1,35 \text{ МПа,} \\ E^p &= E_{0,LVL} \cdot m_{дл,E} \cdot m_B \cdot m_T \cdot m_{cc} = 12000 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 = 9180 \text{ МПа} \end{aligned} \right\}$$

Зададимся следующими основными размерами поперечного сечения балки (примем HTS 300/51-100):

- ширина поясов $b_c=100$ мм;
- толщина поясов $h_c=51$ мм;
- высота стенки $h_w=200$ мм;
- толщина стенки $t_w=0,5$ мм;
- длина полуволны гофров $s_w=47,5$ мм;
- глубина гофр $d_w=19,0$ мм;
- число зубьев на единицу длины шва $n_c=0,021$ мм⁻¹;
- коэффициент жесткости шва $\eta=92,5$ Н/мм².

На основе принятых геометрических параметров вычислим:

- площадь поперечного сечения пояса F_c

$$F_c = b_c \cdot h_c = 100 \cdot 51 = 5100 \text{ мм}^2,$$

- статический момент пояса S_c – по формуле (2.122)

$$S_c = \frac{F_c (h_c + h_w)}{2} = \frac{5100 \cdot (51 + 200)}{2} = 640050 \text{ мм}^3,$$

- момент инерции пояса I_c

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{100 \cdot 51^3}{12} = 1105425 \text{ мм}^4,$$

- момент инерции сечения I_s – по формуле (2.107)

$$I_s = \frac{F_c \left[h_c^2 + 3(h_c + h_w)^2 \right]}{6} = \frac{5100 \cdot \left[51^2 + 3(51 + 200)^2 \right]}{6} = 162863400 \text{ мм}^4,$$

- постоянная ξ – по формуле (2.108)

$$\xi = \sqrt{\frac{\eta I_s}{2E_c I_c F_c}} = \sqrt{\frac{92,5 \cdot 162863400}{2 \cdot 9180 \cdot 1105425 \cdot 5100}} = 0,0121 \text{ мм}^{-1},$$

- момент сопротивления сечения – по формуле (2.113)

$$W_s = \frac{2I_s}{2h_c + h_w} = \frac{2 \cdot 162863400}{2 \cdot 51 + 200} = 1078565,563 \text{ мм}^3,$$

- момент сопротивления пояса – по формуле (2.114)

$$W_c = \frac{b_c h_c^2}{6} = \frac{100 \cdot 51^2}{6} = 43350 \text{ мм}^3,$$

- модуль упругости фиктивной балки (см. по табл. 5.5 для сечения HTS 300/51-100)

$$E_s=4677 \text{ МПа,}$$

- постоянная приведения жесткости Δr – по формуле (2.119)

$$\Delta r = \frac{E_s I_s}{E_s I_s - 2E_c I_c} = \frac{4677 \cdot 162863400}{4677 \cdot 162863400 - 2 \cdot 9180 \cdot 1105425} = 1,027.$$

Максимальная перерезывающая сила (на опоре) – по формуле (2.111):

$$\begin{aligned} Q\left(x = \frac{l}{2}\right) &= -qx - \frac{qE_s F_c}{\eta \Delta r} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} = -\frac{ql}{2} - \frac{qE_s F_c}{\eta \Delta r} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi l/2}{\operatorname{ch} \xi l/2} = \\ &= -\frac{1,335 \cdot 5000}{2} - \frac{1,335 \cdot 4677 \cdot 5100}{92,5 \cdot 1,027} \cdot \frac{0,0121 \cdot \operatorname{sh}(0,0121 \cdot 5000/2)}{\operatorname{ch}(0,0121 \cdot 5000/2)} = \\ &= -7380 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Максимальный изгибающий момент (в середине пролета) – по формуле (2.110):

$$\begin{aligned} M(x=0) &= \frac{ql^2}{8} - \frac{qx^2}{2} - \frac{qE_s F_c}{\eta \Delta r} \cdot \left(\frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right) = \\ &= \frac{ql^2}{8} - \frac{qE_s F_c}{\eta \Delta r} \cdot \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right) = \\ &= \frac{1,335 \cdot 5000^2}{8} - \frac{1,335 \cdot 4677 \cdot 5100}{92,5 \cdot 1,027} \cdot \left(\frac{1}{\operatorname{ch}[0,0121 \cdot 5000/2]} - 1 \right) = \\ &= 4506955 \text{ Н} \cdot \text{мм.} \end{aligned}$$

Максимальные сдвигающие силы в швах балки определяются на опорах ($x=l/2$) по формуле (2.124):

$$\begin{aligned}
T\left(x = \frac{l}{2}\right) &= -\frac{S_c}{I_S} \cdot \Delta r \cdot \left[2E_c I_c \cdot \left(\frac{qx}{E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta \Delta r} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right) - \right. \\
&- qx - \left. \frac{qE_S F_c}{\eta \Delta r} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right] = -\frac{qS_c}{I_S} \cdot \left[\frac{F_c}{I_S \eta} \cdot \frac{\xi \operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \cdot (2E_c I_c - E_S I_S) - x \right] = \\
&= -\frac{qS_c}{I_S} \cdot \left[\left(\frac{1}{\xi} - \frac{\xi E_S F_c}{\eta} \right) \cdot \frac{\operatorname{sh} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} - x \right] = \\
&= -\frac{qS_c}{I_S} \cdot \left[\left(\frac{1}{\xi} - \frac{\xi E_S F_c}{\eta} \right) \cdot \frac{\operatorname{sh} \xi l/2}{\operatorname{ch} \xi l/2} - \frac{l}{2} \right] = -\frac{1,335 \cdot 640050}{162863400} \times \\
&\times \left[\left(\frac{1}{0,0121} - \frac{0,0121 \cdot 4677 \cdot 5100}{92,5} \right) \cdot \frac{\operatorname{sh}(0,0121 \cdot 5000/2)}{\operatorname{ch}(0,0121 \cdot 5000/2)} - \frac{5000}{2} \right] = \\
&= 29,0 \text{ Н/мм.}
\end{aligned}$$

Согласно формуле (2.120) максимальные нормальные напряжения в поясах равны:

$$\begin{aligned}
\sigma_{\max} &= \Delta r \cdot \left[\left(\frac{2}{W_S} + \frac{1}{W_c} \right) \cdot E_c I_c \cdot \left(\frac{ql^2}{8E_S I_S} - \frac{qx^2}{2E_S I_S} - \right. \right. \\
&- \left. \frac{qF_c}{\eta I_S \Delta r} \cdot \left[\frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right] \right) + \left(\frac{1}{W_S} + \frac{E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{1}{W_c} \right) \cdot M(x) \right] = \\
&= \Delta r \cdot \left[\left(\frac{2}{W_S} + \frac{1}{W_c} \right) \cdot E_c I_c \cdot \left(\frac{ql^2}{8E_S I_S} - \frac{qF_c}{\eta I_S \Delta r} \cdot \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right] \right) + \right. \\
&\quad \left. + \left(\frac{1}{W_S} + \frac{E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \frac{1}{W_c} \right) \cdot M(x=0) \right] = \\
&= 1,027 \cdot \left[\left(\frac{2}{1078565,563} + \frac{1}{43350} \right) \cdot 9180 \cdot 1105425 \cdot \left(\frac{1,335 \cdot 5000^2}{8 \cdot 4677 \cdot 162863400} - \right. \right. \\
&- \left. \frac{1,335 \cdot 5100}{92,5 \cdot 162863400 \cdot 1,027} \cdot \left[\frac{1}{\operatorname{ch}(0,0121 \cdot 5000/2)} - 1 \right] \right) + \\
&\quad \left. + \left(\frac{1}{1078565,563} + \frac{9180 \cdot 1105425}{4677 \cdot 162863400} \cdot \frac{1}{43350} \right) \cdot 4506955 \right] = 7,25 \text{ МПа.}
\end{aligned}$$

Сравнение вычисленной величины максимальных нормальных напряжений в поясах балки с расчетными сопротивлениями растяжению и сжатию и вдоль волокон:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max,p} &= 7,25 \text{ МПа} < R_{p,LVL}^p = 17,39 \text{ МПа}, \\ k_{и}(\sigma_{\max,p}) &= \frac{7,25}{17,39} = 0,417, \\ \sigma_{\max,c} &= 7,25 \text{ МПа} < R_{c,LVL}^p = 17,95 \text{ МПа}, \\ k_{и}(\sigma_{\max,c}) &= \frac{7,25}{17,95} = 0,404 \end{aligned} \right\}.$$

Данные проверки выполнены, сечение удовлетворяет требованиям прочности по нормальным напряжениям в нижнем (растянутом) и верхнем (сжатом) поясах.

Преобразуем формулу (2.120) таким образом, чтобы она имела классический вид формулы определения нормальных напряжений в составных элементах на податливых связях согласно [143], т.е. введем в нее коэффициент k_W . Тогда максимальные нормальные напряжения в элементах двутавровой металлодеревянной балки с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали будут равны:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{k_W W_S}, \quad (5.3)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент в балке цельного сечения (для однопролетной шарнирно опертой балки перекрытия $M_{\max}=ql^2/8$), Нмм;

k_W – коэффициент приведения сечения, вычисляемый по формуле (для однопролетной шарнирно опертой балки перекрытия):

$$k_W = \left[\left(\Delta r - \frac{8E_S F_c}{\eta l^2} \cdot \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \xi l/2} - 1 \right] \right) \cdot \left(\frac{2E_c I_c}{E_S I_S} \cdot \left[1 + \frac{W_S}{W_c} \right] + 1 \right) \right]^{-1}. \quad (5.4)$$

Для балок с иными условиями нагружения или опирания, выражение (5.4) необходимо корректировать. Однако, к значительной части балок перекрытия применима указанная расчетная схема однопролетной шарнирно опертой балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Примем, что рассматриваемая конструкция раскреплена из плоскости изгиба на опорах (т.е. опорные сечения закреплены от поворота и смещения в поперечном направлении), а также в третях пролета. Тогда коэффициент устойчивости верхнего пояса балки из плоскости изгиба согласно методике [143] равен:

$$\left. \begin{aligned} l_0 &= \frac{l}{3} \cdot \mu_0 = \frac{5000}{3} \cdot 1,0 = 1667 \text{ мм}, \\ \lambda &= \frac{l_0}{r} = \frac{l_0}{0,289b_c} = \frac{1667}{0,289 \cdot 100} = 57,67, \\ \varphi &= 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 1 \cdot \left(\frac{57,67}{100} \right)^2 = 0,67 \end{aligned} \right\}$$

Проверка устойчивости верхнего (сжатого) пояса:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{\max,c}}{\varphi} &= \frac{7,25}{0,67} = 10,87 \text{ МПа} < R_{c,LVL}^p = 17,95 \text{ МПа}, \\ k_{\text{н}}(\varphi) &= \frac{10,87}{17,95} = 0,605 \end{aligned} \right\}$$

Устойчивость верхнего пояса из плоскости изгиба обеспечена. Заметим, что при раскреплении балки на опорах и в середине пролета (т.е. при $l_0=2500$ мм), напряжения, возникающие в поясе с учетом коэффициента устойчивости

φ , превышают расчетное сопротивление LVL сжатию вдоль волокон, а коэффициент использования сечения в этом случае равен $k_n(\varphi)=1,21$.

Проверка прочности нижнего пояса в приопорных зонах от смятия поперек волокон перпендикулярно плоскости слоев шпона (по пласти):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max,c90} &= \frac{Q_{\max}}{l_{\text{оп}} \cdot b_c} = \frac{7380}{100 \cdot 100} = 0,74 \text{ МПа} < R_{c90,LVL}^p = 1,35 \text{ МПа}, \\ k_n(\sigma_{\max,c90}) &= \frac{0,74}{1,35} = 0,548 \end{aligned} \right\}$$

Прочность нижнего пояса от смятия поперек волокон перпендикулярно плоскости слоев шпона в опорных зонах обеспечена.

Прочность стальной гофрированной стенки на срез (по касательным напряжениям) в швах сплачивания элементов [40]:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{\max} &= \frac{T_{\max}}{t_w} = \frac{29,0}{0,5} = 58,0 \text{ МПа} < R_s = 0,58R_y\gamma_c = 0,58 \cdot 245,0 \cdot 1 = 142,1 \text{ МПа}, \\ k_n(\tau_{\max}) &= \frac{58,0}{142,1} = 0,408 \end{aligned} \right\}$$

Прочность стенки на срез обеспечена.

Согласно [18, 105] проверка устойчивости при сдвиге гофрированной стенки металлодеревянных балок выполняется для двух случаев – потеря местной устойчивости гофром и общая потеря устойчивости стенки. Критические касательные напряжения равны в случае проверки:

- местной устойчивости

$$\tau_{loc,cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{s_w} \right)^2 \cdot k_{\tau,loc}, \quad (5.5)$$

где E , ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона стали соответственно (равные $E=206000$ МПа, $\nu=0,3$);

$k_{\tau,loc}$ – коэффициент, определяемый интерполяцией по таблице 5.9;

Таблица 5.9 – К определению коэффициента $k_{\tau,loc}$

Отношение $\beta=h_w/s_w$	1	2	3	4	5
Значение коэффициента $k_{\tau,loc}$	9,34	6,47	6,04	5,71	5,34

- общей устойчивости

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \cdot k_{\tau}, \quad (5.6)$$

где k_{τ} – коэффициент, определяемый по формуле:

$$k_{\tau} = 5,34 + (5,5\beta^2 - 0,6) \cdot \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4 \cdot (7\beta^2 - 5)}}, \quad (5.7)$$

где $\beta=h_w/s_w$ – отношение высоты стенки к длине полуволны гофров;

γ – величина, определяемая выражением:

$$\gamma = (1-\nu^2) \cdot \frac{d_w^3}{t_w^2 \cdot s_w}. \quad (5.8)$$

Выполним проверку местной устойчивости гофра:

$$\left. \begin{aligned}
 \beta &= \frac{h_w}{s_w} = \frac{200}{47,5} = 4,21, \\
 k_{\tau,loc} &= 5,49, \\
 \tau_{\max} = 58,0 \text{ МПа} < \tau_{loc,cr} &= \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{s_w}\right)^2 \cdot k_{\tau,loc} = \\
 &= \frac{3,14^2 \cdot 206000}{12 \cdot (1-0,3^2)} \cdot \left(\frac{0,5}{47,5}\right)^2 \cdot 5,49 = 113,14 \text{ МПа}, \\
 k_{\text{н}}(\tau_{loc,cr}) &= \frac{58,0}{113,14} = 0,513
 \end{aligned} \right\}$$

Местная устойчивость гофра стальной гофрированной стенки при сдвиге обеспечена.

Выполним проверку общей устойчивости стальной гофрированной стенки при сдвиге:

$$\left. \begin{aligned}
 \gamma &= (1-\nu^2) \cdot \frac{d_w^3}{t_w^2 \cdot s_w} = (1-0,3^2) \cdot \frac{19^3}{0,5^2 \cdot 47,5} = 525,62, \\
 k_{\tau} &= 5,34 + (5,5\beta^2 - 0,6) \cdot \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4 \cdot (7\beta^2 - 5)}}, \\
 &= 5,34 + (5,5 \cdot 4,21^2 - 0,6) \cdot \sqrt[3]{\frac{525,62}{4 \cdot (7 \cdot 4,21^2 - 5)}} = 105,48, \\
 \tau_{\max} = 58,0 \text{ МПа} < \tau_{cr} &= \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \cdot k_{\tau} = \\
 &= \frac{3,14^2 \cdot 206000}{12 \cdot (1-0,3^2)} \cdot \left(\frac{0,5}{200}\right)^2 \cdot 105,48 = 122,61 \text{ МПа}, \\
 k_{\text{н}}(\tau_{loc,cr}) &= \frac{58,0}{122,61} = 0,473
 \end{aligned} \right\}$$

Общая устойчивость стальной гофрированной стенки при сдвиге обеспечена.

Максимальный прогиб балки в соответствии с выражением (2.125) равен:

$$\begin{aligned}
 f = z(x=0) &= \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qx^2(2x^2 - 3l^2)}{48E_S I_S} + \\
 &+ \frac{qF_c}{I_S \eta \Delta r} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \xi x}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right] - \frac{x^2}{2} \right) = \\
 &= \frac{5ql^4}{384E_S I_S} + \frac{qF_c}{I_S \eta \Delta r} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\operatorname{ch} \xi l/2} \right] \right) = \\
 &= \frac{5 \cdot 1,050 \cdot 5000^4}{384 \cdot 4677 \cdot 163863400} + \frac{1,050 \cdot 5100}{163863400 \cdot 92,5 \cdot 1,027} \cdot \\
 &\cdot \left(\frac{5000^2}{8} - \frac{1}{0,0121^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\operatorname{ch}(0,0121 \cdot 5000/2)} \right] \right) = 12,30 \text{ мм.}
 \end{aligned}$$

Проверка прогибов:

$$\left. \begin{aligned}
 f_{\max} = 12,30 \text{ мм} < f_u = \frac{l}{180} = \frac{5000}{180} = 27,78 \text{ мм}, \\
 k_{\text{и}}(f_{\max}) = \frac{12,30}{27,78} = 0,443
 \end{aligned} \right\}$$

Жесткость конструкции обеспечена.

Аналогично вычислению максимальных нормальных напряжений по формуле (5.3) с учетом (5.4), в расчете прогибов также применим классический подход для составных стержней на податливых связях, основанный на делении прогибов балки цельного сечения на коэффициент приведения жесткости $k_{\text{ж}}$ [40-43, 143]. В этом случае максимальные прогибы двутавровой металлодеревянной балки с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали будут равны:

$$f_{\max} = \frac{f_0}{k_{\text{ж}}}, \quad (5.9)$$

где f_0 – максимальный прогиб балки цельного сечения без учета дополнительных прогибов от деформаций сдвига (для однопролетной шарнирно опертой балки перекрытия $f_0=5ql^4/384E_cI_s$), мм;

$k_{\text{ж}}$ – коэффициент приведения жесткости, вычисляемый по формуле (для однопролетной шарнирно опертой балки перекрытия):

$$k_{\text{ж}} = \left[\frac{E_c}{E_s} + \frac{384E_cF_c}{5\eta\Delta r l^4} \cdot \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\xi^2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\text{ch } \xi l/2} \right] \right) \right]^{-1}. \quad (5.10)$$

Как и для коэффициента k_w , в случае иных условий нагружения или опирания, выражение (5.10) для вычисления $k_{\text{ж}}$ требует корректировки.

Выполним расчет конструкции по существующей методике [187]. Методика расчета позволяет определить предельно допустимые значения изгибающего момента M_k и поперечной силы V_k в сечении балки. Примем в качестве исходных данных следующие характеристики (см. раздел 1.3):

- $E_{\text{mean}}=12000$ МПа;
- $F_{m,k}=39,0$ МПа;
- $f_{c,k}=32,0$ МПа;
- $f_{t,k}=31,0$ МПа;
- $f_{c,90,k}=7,50$ МПа;
- $s=47,5$ мм;
- $k_{\text{ser}}=5000$ Н/мм;
- $k_u=3330$ Н/мм;
- $k_{\text{mod}}=0,80$;
- $k_{\text{def}}=0,60$;
- $\gamma_M=1,2$.

С учетом ранее вычисленных величин имеем также:

- $A_f = 5100 \text{ мм}^2$;
- $I_f = 1105425 \text{ мм}^4$.

Определим коэффициент γ :

- для первой группы предельных состояний

$$\gamma^I = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_f A_f s}{K_i l_{eq}^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{3,142^2 \cdot 12000 \cdot 5100 \cdot 47,5}{5000 \cdot 5000^2} \right]^{-1} = 0,813;$$

- для второй группы предельных состояний

$$\gamma^{II} = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_f A_f s}{K_i l_{eq}^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{3,142^2 \cdot 12000 \cdot 5100 \cdot 47,5}{3462 \cdot 5000^2} \right]^{-1} = 0,751.$$

Расстояние от центра пояса до нейтральной оси:

$$a = \left(\frac{H - h_f}{2} \right) = \frac{300 - 51}{2} = 124,5 \text{ мм}.$$

Вычислим момент инерции сечения пояса относительно собственных осей симметрии:

- по первой группе предельных состояний

$$\begin{aligned} I_{eff}^I &= 2 \cdot I_f + 2 \cdot \gamma^I A_f a^2 = \\ &= 2 \cdot 1105425 + 2 \cdot 0,813 \cdot 5100 \cdot 124,5^2 = 130748223 \text{ мм}^4; \end{aligned}$$

- по второй группе предельных состояний

$$I_{eff}^{II} = 2 \cdot 1105425 + 2 \cdot 0,751 \cdot 5100 \cdot 124,5^2 = 120945865 \text{ мм}^4.$$

Найдем приведенную жесткость балки $[EI]_{joist,eff}$:

- по первой группе предельных состояний

$$[EI]_{joist,eff}^I = E_f I_{eff}^I = 12000 \cdot 130748223 = 1,57 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{м}^2;$$

- по второй группе предельных состояний

$$[EI]_{joist,eff}^{II} = 12000 \cdot 120950139 = 1,45 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{м}^2.$$

Допустимый изгибающий момент для балки определяется как минимальное из значений выражений (1.4):

$$M_k = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{k,m} = \frac{k_{h,m} \cdot f_{m,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a + h_f / 2}, \\ M_{k,t} = \frac{k_{h,t} \cdot f_{t,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a}, \\ M_{k,c} = \frac{k_c \cdot f_{c,0,k} \cdot I_{eff}}{\gamma \cdot a} \end{array} \right\} =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} M_{k,m} = \frac{1,241 \cdot 39 \cdot 130748223}{0,813 \cdot 124,5 + 51/2} = 49938117 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \\ M_{k,t} = \frac{1,084 \cdot 31 \cdot 130748223}{0,813 \cdot 124,5} = 43407710 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \\ M_{k,c} = \frac{1,0 \cdot 32 \cdot 130748223}{0,813 \cdot 124,5} = 41335755 \text{ Н} \cdot \text{мм} \end{array} \right\} =$$

$$= 41335755 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Расчетное значение максимального изгибающего момента:

$$M_d = \frac{k_{\text{mod}} M_k}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 41335755}{1,2} = 27557170 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Проверка прочности:

$$M_d = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,335 \cdot 5000^2}{8} = 4171875 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_{d,\text{max}} = 27557170 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Запас составляет до 6,61 раза.

Допустимая поперечная сила в сечении:

$$V_k = \frac{f_{v, \text{joint}, k} \cdot I_{\text{eff}}}{\gamma \cdot A_f \cdot a} = \frac{92,5 \cdot 130748223}{0,813 \cdot 5100 \cdot 124,5} = 23428,66 \text{ Н}.$$

Расчетное значение поперечной силы:

$$V_d = \frac{k_{\text{mod}} V_k}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 23428,66}{1,2} = 15619,11 \text{ Н}.$$

Проверка прочности:

$$V_d = \frac{ql}{2} = \frac{1,335 \cdot 5000}{2} = 3337,5 \text{ Н} < V_{d,\text{max}} = 15619,11 \text{ Н}.$$

Запас составляет до 4,68 раза.

Найдем прогиб в середине пролета:

$$f = \frac{5ql^4}{384[EI]_{\text{joist, eff}} \cdot k_{\text{def}}} = \frac{5 \cdot 1,05 \cdot 5000^4}{384 \cdot 1,45 \cdot 10^{12} \cdot 0,60} = 9,82 \text{ мм} < f_u = 27,78 \text{ мм}.$$

Условие жесткости выполняется. Запас составляет до 2,83 раза.

Таким образом, сравнение результатов расчета по разработанному методу и по методике [187] показывает существенные необоснованные запасы прочности и жесткости во втором случае.

На основе конструктивного анализа, выполненного в соответствии с предложенной теорией расчета составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей, разработан усовершенствованный метод расчета и его алгоритм.

5.3 Разработка усовершенствованного метода расчета составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона

На рисунке 5.9 представлен алгоритм усовершенствованного метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей (см. рисунок 5.9).

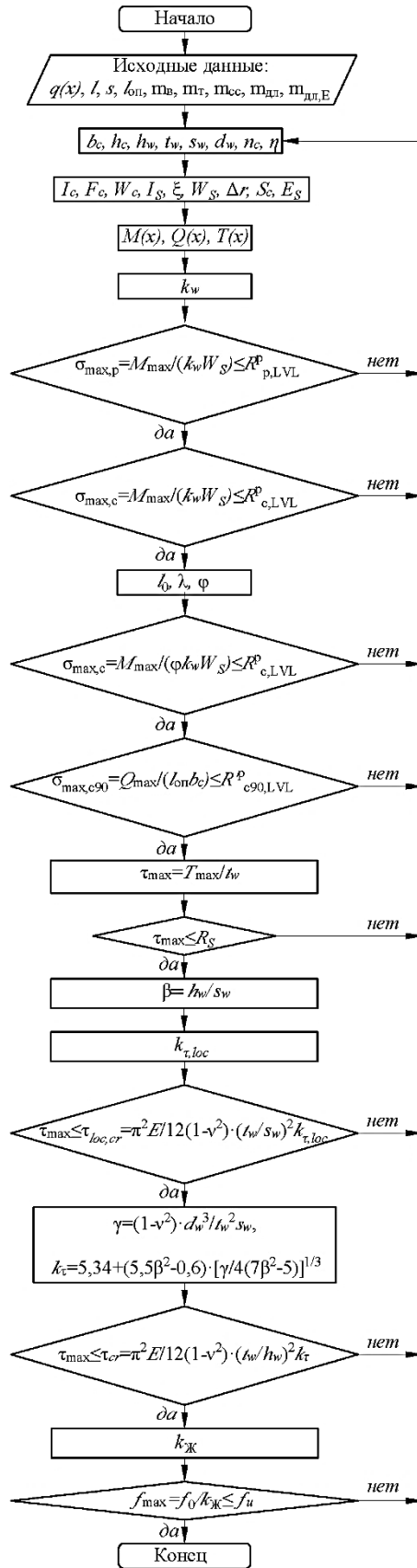


Рисунок 5.9 – Алгоритм усовершенствованного метода расчета двутавровых составных балок с гофрированной стенкой из стали и поясами из однонаправленного клееного шпона.

Расчет элементов конструкции составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона следует производить с учетом приведенных выше критериев наступления предельных состояний 1 и 2 групп [76] в соответствии с [143] и алгоритмом, приведенным на рисунке 5.9. Ниже дана последовательность необходимых действий при проектировании на примере однопролетной шарнирно опертой балки, загруженной равномерно распределенной силой (балка перекрытия):

1) Составление расчетной схемы, определение условий работы и нагрузок.

2) Предварительное назначение размеров поясов из LVL (толщина h_c , ширина b_c) и стенки из гофрированной стали (толщина t_w , высота h_w , глубина d_w и шаг s_w гофров), плотности постановки металлических зубьев (n_c), коэффициента жесткости швов (η , по справочным данным).

3) Вычисление конструктивных параметров и геометрических характеристик балки: I_c , F_c , W_c – по известным формулам определения геометрических характеристик (для прямоугольного сечения); I_s , ξ , W_s , Δr , S_c – по формулам (2.107), (2.108), (2.113), (2.119), (2.122) соответственно; E_s – по справочным данным.

4) Статический расчет, определение внутренних усилий: $Q(x)$, $T(x)$ – по формулам (2.111), (2.124) соответственно; $M(x)$ – по формулам сопротивления материалов для изгибаемых цельных стержней.

5) Вычисление коэффициента приведения сечения k_w – по формуле (5.4).

6) Проверка прочности нижнего (растянутого) пояса по нормальным напряжениям – по формуле (5.3).

7) Проверка прочности верхнего (сжатого) пояса по нормальным напряжениям – по формуле (5.3).

8) Вычисление расчетной длины l_0 , гибкости λ и коэффициента устойчивости φ верхнего (сжатого) пояса из плоскости изгиба по известным формулам согласно методике [143].

9) Проверка устойчивости верхнего (сжатого) пояса из плоскости изгиба – делением нормальных напряжений по формуле (5.3) на коэффициент устойчивости φ верхнего (сжатого) пояса из плоскости изгиба.

10) Проверка прочности нижнего пояса в приопорных зонах от смятия поперек волокон перпендикулярно плоскости слоев шпона (по пласти) – на восприятие усилия $Q(x)$ по формуле (2.111), делением его на площадь опорной площадки.

11) Вычисление максимальных касательных напряжений – делением максимальной сдвигающей силы в швах балки $T(x)$ по формуле (2.124) на толщину стенки t_w .

12) Проверка прочности стенки на срез (по касательным напряжениям).

13) Вычисление отношения высоты стенки к шагу гофров $\beta = h_w/s_w$, определение коэффициента $k_{\tau,loc}$ – интерполяцией значений по таблице 5.6.

14) Вычисление критических касательных напряжений $\tau_{loc,cr}$ – по формуле (5.5) и проверка местной устойчивости гофра.

15) Вычисление величины γ , коэффициента k_{τ} – по формулам (5.8) и (5.7) соответственно.

16) Вычисление критических касательных напряжений τ_{cr} – по формуле (5.6) и проверка общей устойчивости гофрированной стенки.

17) Определение коэффициента приведения жесткости $k_{ж}$ – по формуле (5.10).

18) Проверка жесткости (прогибов) балки с учетом податливости связей – по формуле (5.9).

5.4 Рекомендации по проектированию

Теоретические и численные исследования составных металлодеревянных балок позволяют дать рекомендации по проектированию составных двутавровых балок перекрытий и плоских покрытий со стенкой из

гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона, приведенные ниже. Приведенные положения не являются исчерпывающими для конструирования и расчета рассматриваемых строительных конструкций.

Разработка конструктивных решений составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона должна вестись с учетом требований действующих нормативных документов (их частей), обязательных к применению для реализации указаний Федерального закона 384-ФЗ «Технический регламент безопасности зданий и сооружений» – [24, 128, 141, 142, 153], а также иных нормативных документов, устанавливающих требования по проектированию стальных и деревянных элементов конструкций – [140, 143] и др.

Металлодеревянные двутавровые балки, комбинированные из стального профилированного листа и LVL, предназначены в первую очередь для перекрытий и плоских покрытий (холодных и утепленных) с классами условий эксплуатации по [143] – 1а, 1б, 2, 3; не могут быть рекомендованы для класса 4а и не должны применяться в условиях эксплуатации, соответствующих 4б по [143]. Классы функционального назначения – 2, 3. Рекомендуемые пролеты конструкции – 4,0-18,0 м [127].

Область применения металлодеревянных балок с гофрированной стенкой обеспечивается следующими их достоинствами:

- относительно малой строительной высотой;
- полной заводской готовностью, исключающей выполнение дополнительных работ по сборке на строительной площадке;
- легкостью, позволяющей применять широкую номенклатуру грузоподъемных средств (машин, механизмов) либо производить монтаж без их использования;
- стоимостными показателями;
- минимизацией возможных мостиков холода (качественным заполнением межбалочного пространства).

Кроме того, указанная область применения во многом ограничена:

- огнестойкостью двутавровых металлодеревянных балок;
- сопротивляемостью стальной стенки коррозии.

Для поясов следует применять многослойный клееный брус из шпона Тип 1 по ГОСТ 33124 -2021 [25] из хвойных пород древесины (сосна, ель) или березы влажностью $10\pm 2\%$. Толщина материала – 27-51 мм, ширина – по расчету. В качестве стенок рекомендуется использовать стальные профилированные листы толщиной 0,5-0,7 мм из стали С235 и С245. По расчету допускается дублирование стенки.

Не рекомендуется устройство стыков поясов по длине. Над опорами одно- и многопролетных балок следует добавлять в конструкцию стойки (ребра) из LVL, цельной или клееной древесины – для обеспечения восприятия поперечной силы – с закреплением их только к поясам либо к поясам и стенке. Включать указанные элементы в расчет не требуется.

При конструировании балок рекомендуется учитывать более существенное влияние на несущую способность и жесткость балки габаритов её поясов, нежели высоты стенки.

5.5 Выводы по главе 5

Результаты проведенных теоретических и численных исследований составных металлодеревянных балок позволяют сделать следующие выводы:

1) разработана методика расчета составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона с учетом нелинейности материалов и податливости связей элементов конструкции;

2) произведен расчет НДС составных двутавровых металлодеревянных балок с гофрированной стенкой с учетом податливости связей и нелинейности материалов для распределенной нагрузки в зависимости от изменений размеров поясов балок и высоты гофрированной

стенки; определены предельно допустимые уровни нагружения для балок высотой от 200 до 350 мм, с размерами поясов 45х60 и 51х100 мм;

3) произведен анализ прочностных и жесткостных показателей составных металлодеревянных балок; определено более существенное влияние габаритов поясов балки на несущую способность и жесткость, нежели размеров высоты стенки; для балок с поясами 51х100 мм допускаемый уровень нагрузок всегда выше примерно на 40%, чем для балок с поясами 45х60 мм;

4) определены модули упругости фиктивных балок E_s , причем конструкции с поясами 51х100 мм имеют слабоубывающий характер (разброс значений до 8%), для балок с поясами 45х60 мм слабовозрастающий характер (разброс значений до 1%), в зависимости от высоты балки; параметр E_s более чувствителен к изменению размеров поясов: расхождение значений E_s для разных поясов 51х100 мм и 45х60 мм при фиксированных высотах балок составило от 12 до 22%;

5) разработаны рекомендации по проектированию балок, комбинированных из стального профилированного листа и LVL, определяющих области применения таких конструкций, материалы и принципы конструирования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные итоги выполненного экспериментально-теоретического исследования составных двутавровых металлодеревянных балок перекрытия с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом упругой податливости связей:

1) произведен критический анализ состояния вопроса по теории и практике применения составных конструкций, комбинированных из материалов на основе древесины и стали на основе 226 источников; в результате анализа обнаружено отсутствие рекомендаций по определению внутренних усилий, возникающих в конструкции рассматриваемых металлодеревянных балок с гофрированной стенкой с учетом податливости связей между ее элементами, отсутствие непосредственного учета критериев прочности применяемых материалов, отсутствие возможностей для учета нелинейности деформирования;

2) разработана расчетная модель составной балки двутаврового сечения, комбинированной из гофрированной стали (стенка) и однонаправленного клееного шпона (пояса), как трехветвевое составное стержня с упруго-податливыми связями, которая может быть применена для составных металлодеревянных балок иной конструкции;

3) разработана методика лабораторного определения коэффициента жесткости η в зависимости от прилагаемого усилия для швов сплачивания элементов составной металлодеревянной балки на основе экспериментального исследования;

4) разработана методика и проведено экспериментальное исследование несущей способности и деформативности изгибаемых составных двутавровых металлодеревянных балок при действии кратковременной нагрузки; определены режимы разрушения конструкции, определен коэффициент безопасности при эксплуатационной нагрузке $K_{б(пл)}=1,834$;

5) создана конечно-элементная модель составной двутавровой металлодеревянной балки с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях с учетом податливости связей между ними для исследования влияния конструктивных параметров на НДС элементов, обеспечивающая определение деформаций с невысоким расхождением: 7-32% в неупругой зоне с экспериментальными значениями;

6) установлена зависимость условного модуля упругости E_{eb} металлодеревянной балки с поясами из LVL и стенкой из гофрированной стали от уровня нагрузки, учитывающего пластические деформации системы:

$$E_{eb} = 836,84 P^{-2,101},$$

определена зависимость модуля упругости фиктивной цельной балки аналогичного сечения E_s от ее конструктивных параметров и уровня нагрузки:

$$E_s = 30,886e^{-0,099P};$$

7) предложен алгоритм усовершенствованного метода расчета составных двутавровых металлодеревянных балок с поясами из однонаправленного клееного шпона (LVL), стенкой из стального профилированного листа и со швами сплачивания элементов на металлических зубьях по 1 и 2 группам предельных состояний с учетом податливости связей между их элементами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ажермачев, Г.А. Балки с волнистыми стенками / Г.А. Ажермачев // Промышленное строительство. – 1963. – №4. –С. 54-56.
2. Ажермачев, Г. А. Об устойчивости волнистых стенок двутавровых балок при действии касательных усилий // Изв. Вузов. Серия Строительство и архитектура. – 1968. – №5.
3. Актуганов, А.А. Деревянные балки со стенками из тонких оцинкованных листов / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Наука в условиях современности: науч.-техн. конф. проф.-преп. состава, докторантов, аспирантов, сотрудников МарГТУ: сб. статей.– Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009. – С. 152-155.
4. Актуганов, А.А. Деревянные балки с тонкими металлическими стенками /Актуганов А.А. // Научному прогрессу – творчество молодых: материалы Международной студенческой конференции по естественнонаучным и техническим дисциплинам. Ч. 3.– Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009.– С. 114-115.
5. Актуганов, А.А. Исследование работы тонкостенных металлодеревянных двутавровых балок с ребрами жесткости, выполненных в виде цилиндрических гофр /А.А. Актуганов // Научному прогрессу – творчество молодых: Материалы международной молодежной научной конференции по естественнонаучным и техническим дисциплинам. Ч. 3. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2011. – С. 97-98.
6. Актуганов, А.А. Металлодеревянная тонкостенная балка / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Актуальные проблемы строительного и дорожного комплексов – 2009: межвузовский сборник научных статей. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009.– С. 29-31.
7. Актуганов, А.А. Новая металлодеревянная балка / А.А. Актуганов // Строительная наука 2010: материалы международной научно-технической конференции / под общ. ред. д-ра техн. наук В.Н. Ланцова. – Владимир: Владимир. гос. ун-т, 2010. – С. 19-21.

8. Актуганов, А.А. Работа и расчет металлодеревянных двутавровых балок, укрепленных полуцилиндрическими поперечными ребрами / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Исследования, технологии, инновации, ежегод. науч.-техн. конф. проф.-преп. состава, докторантов, аспирантов, сотрудников МарГТУ. Сб. статей. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2011. – С. 242-245.
9. Актуганов А.Н., Актуганов А.А., Актуганов О.А., Котлов В.Г., Кузнецов И.Л. Работа тонкостенной металлодеревянной двутавровой балки с ортогональными ребрами жесткости в виде гофр различного сечения // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2013. – № 11-12. С. 66–72.
10. Актуганов, А.А. Теоретические предпосылки расчета устойчивости стенок металлодеревянной тонкостенной балки / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Актуальные проблемы строительного и дорожного комплексов – 2009: межвузовский сборник научных статей. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009. – С. 32-35.
11. Актуганов, А.А. Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Россия в глобальном мире: вызовы и перспективы развития: Четырнадцатые Вавиловские чтения: материалы постоянно действующей Всероссийской междисциплинарной научной конференции с международным участием: в 2 ч. / под общ. ред. проф. В.П. Шалаева. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2011. – Ч. 2. – С. 231-232.
12. Актуганов А. А. Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с ребрами жесткости в виде полуцилиндрических гофров. – 2013.
13. Актуганов, А.А. Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с ребрами жесткости в виде цилиндрических гофр / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.Н. Актуганов // Инновационные ресурсы и национальная безопасность в эпоху глобальных трансформаций: Пятнадцатые Вавиловские чтения: материалы постоянно действующей Всероссийской междисциплинарной научной конференции с международным участием: сб.

статей: в 2 ч – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2012. – Ч. 2 – С. 135-136.

14. Актуганов, А.А. Устойчивость стенки металлодеревянной тонкостенной балки / А.А. Актуганов // Научному прогрессу – творчество молодых: материалы Международной студенческой конференции по естественнонаучным и техническим дисциплинам. Ч. 3.– Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009. – С. 116-117.

15. Актуганов, А.А. Экспериментальное исследование металлодеревянной тонкостенной балки / А.А. Актуганов // Наука в условиях современности: науч.-техн. конф. проф.-преп. состава, докторантов, аспирантов, сотрудников МарГТУ: Сб. статей – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2010. – С. 161-164.

16. Актуганов, А.А. Экспериментальное исследование тонкостенных металлодеревянных двутавровых балок с цилиндрическими ребрами жесткости / А.А. Актуганов, А.Н. Актуганов. // Тезисы докладов 64 Всероссийской научной конференции.– Казань: КГАСУ, 2012.– С. 49

17. Бальзанников М. И. и др. Применение стальных балок с гофрированной стенкой в гидротехнических сооружениях //Вестник МГСУ. – 2013. – №. 11. – С. 34-41.

18. Бирюлев, В. В., Кошин, И. И., Крылов, И. И., Сильвестров, А. В. Проектирование металлических конструкций: специальный курс. Учебное пособие для вузов / В. В. Бирюлев, И. И. Кошин, И. И. Крылов, А. В. Сильвестров. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.

19. Вирцик, Д. Легкие несущие профили с тонкой гофрированной стенкой // Строительство и архитектура. Серия 11. – Выпуск 1. – 1986.

20. Власов, В. З. Избранные труды. Том III. Тонкостенные пространственные системы / В. З. Власов. – М.: Наука, 1964. – 472 с.

21. Власов, В. З. Тонкостенные упругие стержни. Изд. 2-е, перераб. и доп. / В. З. Власов. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. – 568 с.

22. Гвозков, П. А. Оценка жесткости составных деревянных и деревометаллических балок вибрационным методом, 2008.

23. Глухих, В.Н., Черных, А.Г., Данилов, Е. В. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учетом начальных напряжений древесины / СПб.: СПбГАСУ. – 2018. – 284 с.
24. ГОСТ 27751-2014. Межгосударственный стандарт. «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». Введ. 11.12.2014 Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии, 2017.
25. ГОСТ 33124-2014 Брус многослойный клееный из шпона. Технические условия. – М.: Стандартиформ, 2015. – 17 с.
26. ГОСТ Р 56705-2015 Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения. – М.: Стандартиформ, 2016. – 12 с.
27. ГОСТ Р 57790-2017 Конструкции деревянные несущие. Методы испытаний на прочность и деформативность. Введен 2018-02-01. М.: Стандартиформ, 2019.
28. Грачев В.А. Экспериментальное исследование металлодеревянной балки двутаврового сечения с поперечно гофрированной стенкой // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство. 2019. № 1. С. 41–49.
29. Данилов, Е. В. Исследование длительной прочности LVL при смятии цилиндрическим штампом / Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 4 (45). – С. 38-42.
30. Данилов Е.В. Исследование кратковременной прочности LVL при смятии треугольным штампом // Вестник гражданских инженеров. – СПб: СПбГАСУ, 2014. – № 1 (42). – С.28-33.
31. Данилов, Е. В., Исупова Т.А. Исследование линейной жесткости в соединении LVL с когтевыми шайбами / Вестник гражданских инженеров. – 2021. – № 4 (87). – С. 54-59.
32. Данилов, Е. В. К вопросу об НДС нагельных соединений из LVL / Сборник научных трудов посвященных 180-летию СПбГАСУ. – 2012. – С. 74-80.

33. Данилов, Е. В., Коваль П.С., Миронова С.И. Определение деформируемости конструкций из ЛВЛ с когтевыми шайбами типа Bulldog / Инновации в деревянном строительстве. – 2021. – С. 5-12.
34. Данилов Е.В. Определение линейной жесткости нагельных соединений с когтевыми шайбами в брус LVL // Вестник гражданских инженеров. – СПб: СПбГАСУ, 2017. – № 2 (61). – С.81-85.
35. Данилов, Е. В. Определение прочности и базовых величин для соединений на металлических пластинах типа «Bulldog» для цельной древесины и клееного бруса «Ultralam» / Актуальные проблемы современного строительства. – 2012. – С. 64-69.
36. Данилов, Е. В. Определение сопротивления давлению на внутреннюю поверхность отверстия и коэффициента балластной постели для цельной древесины и клееного бруса «Ultralam» / Инновационные технологии строительства. – 2011. – С. 102-108.
37. Данилов, Е. В. Развитие методов расчета соединений деревянных конструкций из однонаправленного клееного бруса с когтевыми шайбами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Е. В. Данилов; СПбГАСУ. – СПб, 2019. – 186 с.
38. Данилов, Е. В., Исупова Т.А., Волков А.Е. Разработка методики расчета соединения из LVL с применением когтевых шайб по второй группе предельных состояний / Инновации в деревянном строительстве. – 2021. – С. 87-95.
39. Данилов, Е. В. Экспериментальное исследование прочности деревянной фермы из однонаправленного клееного бруса с использованием когтевых шайб / Инновации в деревянном строительстве. – 2018. – С. 37-43.
40. Дмитриев П. А. Деревянные балки и балочные клетки. / Дмитриев П.А. // Новосибирск. – 1989.
41. Дмитриев, П.А. Клееные балки с волнистой стенкой из фанеры / П.А. Дмитриев, Ю.К. Осипов // Строительство и архитектура. – 1967. – № 11. – С. 35-41.

42. Дмитриев, П.А. Проектирование и расчет клефанерных балок с волнистой стенкой / П. А. Дмитриев, Ю.К. Осипов // Учебное пособие. Новосибирский инженерно-строительный институт им. В.В. Куйбышева, 1977.-40 с.
43. Дмитриев, П.А. Результаты длительных испытаний деревянных балок с волнистой стенкой из фанеры / П.А. Дмитриев, Ю.К. Осипов // Строительство и архитектура. – 1969. – № 1. – С. 10-13.
44. Дмитриев, П.П. Работа на сдвиг креплений стального профилированного настила к элементам деревянных конструкций / П.П Дмитриев // Известия ВУЗов. Строительство, 1992. - № 9, 10. - С. 13-15.
45. Дмитриева, Т. Л., Уламбаяр, Х. Использование балок с гофростенкой в современном проектировании.
46. Дятлов, А.В. Устойчивость сплошных составных стержней / А.В. Дятлов // Прикладная математика и механика. – 1938. – Т. 1. – Вып. 4.
47. Енджиевский, Л. В. Испытания натуральных образцов трехгранных деревометаллических блок - ферм покрытий / Л. В. Енджиевский, И. С. Инжутов // Изв. вузов. Стр-во и архитектура, 1994. - № 3. - С. 14-18.
48. Енджиевский, Л.В. Комбинированные из стали, бетона, дерева пространственные конструкции блочного типа. Часть 1: учебное пособие / Л.В. Енджиевский, И.С. Инжутов, В.И. Жаданов и др.– Красноярск: СФУ, ИПК ГОУ ОГУ, 2008.– 321 с.
49. Жаданов, В.И. Большеразмерные совмещенные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на их основе. Разработка, исследования, оптимизация / В.И. Жаданов, Г.И. Гребенюк, П.А. Дмитриев.– Оренбург: ИПК ГОУ ОГУ, 2007.– 209 с.
50. Жаданов, В.И. Деревометаллические балки с тонкой гибкой стенкой и конструкции на их основе / В.И. Жаданов, С.В. Калинин // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса, 2005. - С. 40-44.
51. Жаданов, В.И. Деревометаллические балочные конструкции со стенкой

из стального профилированного листа / В.И. Жаданов, С.В. Калинин // Известия ВУЗов. Строительство, 2012. - № 6. - С. 90-96.

52. Жаданов, В.И. Новые конструктивные решения деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов / В.И. Жаданов, С.В. Калинин // Вестник Оренбургского Государственного университета, 2006.-№ 12.-С. 480-486.

53. Жаданов, В.И. Ресурсо- и энергоминимизационные современные крупноразмерные конструкции на основе древесины / В.И. Жаданов, С.В. Калинин, Е.В. Тисевич // Сборник статей IV Международной технической конференции. - Пенза, 2005. - С. 163-165.

54. Журавский, Д.И. О мостах расковой системы Гау. Ч. 1-2. / Д.И. Журавский. – СПб., 1855-1856.

55. Зубков В. А., Лукин А. О. Экспериментальные исследования влияния технологических и конструкционных параметров на несущую способность металлических балок с гофрированной стенкой //Вестник МГСУ. – 2013. – №. 2. – С. 37-46.

56. Иванова К.О., Грачёв В.А. Сравнительный анализ и численное моделирование гибридных балок с деревянными поясами и волнистой стальной стенкой // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство. 2018. № 1. С. 23–29.

57. Ильсон, Б. О. Испытание и расчет балок с деревянными поясами и стальной гофрированной стенкой // Строительство и архитектура. Серия 8. – Выпуск 1. – 1986.

58. Калашникова, О. В. Определение жесткостных характеристик строительных конструкций балочного типа составного и цельного сечений: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О. В. Калашникова; ОГУ. – Орел, 2014. – 168 с.

59. Калинин, С.В. Деревометаллическая балка из цельной древесины с подкрепляющими ребрами / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // Информационный листок. - Оренбург: Оренбургский ЦНТИ, 2005. - №50-039-05. - 3 с.

60. Калинин, С.В. Деревометаллическая балка пролетом до 6,5 м. / С.В. Калинин // Информационный листок. Оренбург: Оренбургский ЦИТИ, 2004. - № 50-004-04. - 3 с.
61. Калинин, С.В. Деревометаллическая балка пролетом до 12,0 м. / С.В. Калинин // Информационный листок. Оренбург: Оренбургский ЦИТИ, 2004. - № 50-019-04. - 3 с.
62. Калинин С. В. Деревометаллические балки со стенкой из стальных профилированных листов : дис. – Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2013.
63. Калинин, С.В. Деревометаллические балки с тонкой гибкой стенкой и конструкции на их основе / С.В. Калинин, В.И. Жаданов, Е.В. Тисевич // Сборник статей молодых ученых №5. - Оренбург, 2005. - С.253-259.
64. Калинин, С.В. Деревометаллические балки с тонкой гибкой стенкой и конструкции на их основе / С.В. Калинин, Е.В. Тисевич // Вестник Красноярской государственной архитектурно-строительной академии. - Красноярск, 2005. - С. 98-103.
65. Калинин, С.В. Новые конструктивные решения крупноразмерных плит на основе древесины / С.В. Калинин, П.А. Дмитриев, Г.И. Гребенюк, В.И. Жаданов // Вестник Оренбургского Государственного университета, 2004 . - № 2 . - С . 177-181.
66. Калинин, С.В. Особенности напряженно-деформированного состояния деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов / С.В. Калинин, В.И. Жаданов, Украинченко Д.А., Лисов С.В. // Вестник Оренбургского государственного университета, 2012. - №9. - С. 184-190.
67. Калинин, С.В. Применение комбинированных конструкций – один из путей повышения эффективности строительства / С.В. Калинин, В.И. Жаданов, Е.В. Тисевич // Сборник научных трудов III-Международной научно-технической конференции «Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных, пластмассовых конструкций в строительстве и на транспорте». - Самара, 2005. - С. 114-118.

68. Калинин, С.В. Совмещенные ребристые плиты и панели на основе древесины для быстровозводимых зданий и сооружений / С.В. Калинин, В.И. Жаданов, Е.В. Тисевич // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса, 2006. - С. 79-84.
69. Калинин, С.В. Экспериментальные исследования деревометаллических балок со стенкой из стального профилированного листа / С.В. Калинин // Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса, 2006. - С. 66-69.
70. Калинин, С.В. Экспериментальные исследования деревометаллических балок со стенкой из стального профилированного листа при поперечном изгибе / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета, 2012. - № 3. - 117-125.
71. Калинин, С.В. Эффективные конструкции крупноразмерных плит и панелей на основе древесины и древесных материалов для зданий и сооружений / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // III международная научно-техническая конференция «Эффективные строительные конструкции: теория и практика». - Пенза, 2004. - С. 200-202.
72. Карельский, А. В. Технология изготовления составных деревянных конструкций с металлическими зубчатыми пластинами: дис. ... канд. техн. наук: 05.21.05 / А. В. Карельский; САФУ. – Архангельск, 2015. – 138 с.
73. Кирилленко, В. Ф. Устойчивость при сдвиге гофрированной пластины как многоволновой цилиндрической оболочки // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – №2.
74. Клеван, В.И. Проблемы ограниченного применения металлодеревянных конструкций / А.Г. Черных, С.Г. Головина, В.И. Клеван // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – № 6 (83). – С.83-89.
75. Клеван, В.И. Расчет составных изгибаемых деревянных элементов с учетом нелинейной работы // Инженерный вестник Дона. – 2023. – № 9(105). – с. 495-512.

76. Клеван, В.И. Экспериментальное исследование деформативности и несущей способности составных двутавровых балок со стенкой из профилированного стального листа и поясами из LVL // Вестник гражданских инженеров. – 2023. – № 5(100). – с. 13-20. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-5-13-20
77. Клеван, В.И. Экспериментальные исследования металлодеревянных балок двутаврового сечения со стальной гофрированной стенкой / А.Г. Черных, В.И. Клеван, А.В. Игнатович, М.М. Мухаммедов, // Инновации в деревянном строительстве. Материалы 11-й Международной научно-практической конференции. – СПб: СПбГАСУ, 2021. – С. 26-37.
78. Коваль П.С., Данилов, Е. В., Казакевич Т.Н. Исследование работы предварительно напряженных многослойных деревоплит при изгибе / Инновации в деревянном строительстве. – 2021. – С. 130-139.
79. Коваль П.С. Несущая способность и деформативность предварительно напряженных многослойных деревоплит при изгибе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – СПб: СПбГАСУ, 2021. – 266 с.
80. Коваль, П. С., Черных, А. Г., Данилов, Е. В., Клеван, В. И., Белов, В. В. О работе составных двутавровых балок со стенкой из профилированного стального листа и поясами из однонаправленного клееного шпона / П. С. Коваль, А. Г. Черных, Е. В. Данилов, В. И. Клеван, В. В. Белов // Вестник гражданских инженеров, СПбГАСУ. – СПб, 2022. – №6 (95). – С. 5–9
81. Коваль П.С., Глухих В.Н. Распределение напряжений в пакете из тангенциальных досок как упругой ортотропной полуплоскости, нагруженной сосредоточенной силой на границе // Известия Санкт Петербургской лесотехнической академии, СПбГЛТА. – СПб, 2014. – № 208. – С.90-102.
82. Кожаринова, Л В Анализ работы деревянной составной балки при статических и динамических нагрузках [Текст]/ Л В Кожаринова, А В Турков, ПА Гвозков II Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство Транспорт» - Орел ОрелГТУ, 2006 -№1-2 - С . 8-11
83. Колесникова, М.А. Комбинированные пологие блок - своды из

профилированных листов, подкрепленных деревянными блоками-затяжками / М.А. Колесникова // Автореф. диссертации... канд. техн. наук. - Красноярск, 2004. - 24 с.

84. Коробко, В И Анализ работы деревометаллической составной балки при статических и динамических нагрузках [Текст]/ В И Коробко, А В Турков, П А Гвозков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения - Материалы Международных академических чтений - Курск Курский государственный технический университет, 2005.- С 84-88

85. Коробко, В И Вибрационный контроль деревометаллических составных балок [Текст] / В И. Коробко, А В. Турков, ПА Гвозков II Неразрушающий контроль и техническая диагностика в промышленности Тезисы 4-ой Международной выставки и конференции — Москва, 2005 — С 52

86. Коробко, В И Контроль жесткости составных деревянных балок с укрупнительными стыками [Текст] / В И Коробко, А.В Турков, О В Бояркина// Контроль Диагностика. -№1 -2008 - С . 59-63

87. Коробко, В И Коэффициент жесткости составных балок, имеющих возможность свободного сдвига по контактной поверхности [Текст]/ В И. Коробко, А В Турков, П А Гвозков // Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России - Материалы III международных академических чтений 20-22 мая 2004 г -Курск, 2004 - С 116-120.

88. Коробко, В И Определение коэффициента совместности работы слоистых пластинок вибрационным методом [Текст] / В И Коробко, А В Турков, М О Калашников // Механика неоднородных деформируемых тел методы, модели, решения международная конференция – Материалы международной научно-технической конференции (1-8 октября 2004, Севастополь)-Орел ОрелГТУ,2004 -С.79-81

89. Коробко, В И Определение коэффициента совместности работы составных стержней вибрационным методом [Текст] / В И Коробко, А В Турков, П А Гвозков // Сборник трудов международной научно-технической конференции «Приборостроение 2004» - Часть 2. - Винница-Ялта, 2004 - С

403-406.

90. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953. – 320 с.

91. Кудрявцев, В. А., Москалева, В. Г. Экспериментальное исследование устойчивости пространственных коробчатых элементов с горизонтально-гофрированными стенками при действии преобладающего сдвига // Статика и динамика сложных строительных конструкций / Минвуз тематический сб. трудов ЛИСИ. – Л., 1982.

92. Кузнецов И.Л. Разработка и исследование металлодеревянной двутавровой балки / И.Л. Кузнецов, А.А. Актуганов, А.П. Трофимов. // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета / под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Р.К. Низамова. – Казань, 2010. – С. 117-121.

93. Кузнецов И.Л., Актуганов А.Н., Актуганов А.А., Котлов В.Г. Разработка и исследование металлодеревянной двутавровой балки с полуцилиндрическими ребрами жесткости, усиленными дополнительными крепежными элементами // Приволжский науч. журн. 2012. № 4. С. 47–54.

94. Куц В. А., Яценко В. П. Учет физической нелинейности при расчете плоской железобетонной рамы с использованием вычислительного комплекса SCAD // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2021. №1 (36). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/uchet-fizicheskoy-nelineynosti-pri-raschete-ploskoy-zhelezobetonnoy-ramy-s-ispolzovaniem-vychislitelnogo-kompleksa-scad>.

95. Лапина А. П., Чепурненко А. С., Турко М. С. Приближенная методика расчета балок с гофрированной стенкой //Инженерный вестник Дона. – 2018. – №. 4 (51). – С. 249.

96. Лехницкий, С. Г. Анизотропные пластинки. – М., Л.: ОГИЗ, Гостехиздат, 1947. – 355 с.

97. Лехницкий, С. Г. Теория упругости анизотропного тела. – М., Л.:

Гостехиздат, 1950. – 300 с.

98. Линьков В.И. К вопросу проектирования составных деревянных балок на наклонных металлических стержнях для покрытий реконструируемых объектов текстильной промышленности. Известия ВУЗов. Технология текстильной промышленности. Иваново: ИВГПУ. 2018. № 3 (375) . С. 84-89

99. Линьков В.И. Конструкции на основе деревянных элементов составного сечения с соединениями на наклонных металлических стержнях без применения клея. // Промышленное и гражданское строительство. М.: 2012. № 11. С. 29-31.

100. Линьков В. И. Напряженное состояние наклонных металлических стержней в деревянных элементах составного сечения / Инженерный вестник Дона. – 2019. – №1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2019/5592

101. Линьков В. И. Моделирование работы деревянных балок составного сечения на податливых связях с применением теории составных стержней А.Р. Ржаницына // Строительная механика и расчет сооружений. 2011. -№ 5, -С. 30–35.

102. Лукин А. О. Определение прогибов балок с гофрированной стенкой с учетом сдвиговых деформаций //Инженерный вестник Дона. – 2013. – Т. 24. – №. 1 (24). – С. 14.

103. Максимов, Ю. С., Остриков, Г. М., Страгилатов, С. Р. Рамный каркас с гофрированными несущими конструкциями / КазЦНТИС Госстроя Каз. ССР. – Серия 4. – информационный листок №86-16. – 1986.

104. Максимов, Ю. С., Остриков, Г. М. Стальные балки с тонкой гофрированной стенкой – эффективный вид несущих конструкций покрытий производственных зданий // Промышленное строительство. – 1984. – №4.

105. Максимов, Ю. С., Остриков, Г. М., Долинский, В. В. Устойчивость гофрированных стенок двутавровых балок // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – №6. – с. 43-45.

106. Милейковский И.Е. Расчет составных стержней методами строительной механики оболочек // Экспериментальные и теоретические исследования

тонкостенных пространственных конструкций: Сборник статей; под ред. В.З. Власова. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952. – с. 131–167.

107. Овчинников И. Г., Осокин И. А. О возможности применения теории полубезмоментных оболочек ВЗ Власова к расчету металлических гофрированных конструкций // Вестник евразийской науки. – 2014. – №. 4 (23). – С. 35.

108. Ольков, Я. И., Степаненко, А. Н. О расчете металлических балок с тонкой гофрированной стенкой // Изв. Вузов. Серия Строительство и архитектура. – 1972. – №10.

109. Орлович, Р.Б. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях / Р. Б. Орлович // Автореф. дис...доктора техн.наук- Ленинград. ЛИСИ, 1991. - 50 с.

110. Остерман Е.Д., Шутова О.А. Анализ типов сооружений из металлических гофрированных конструкций // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 1. – С. 18–29. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.1.03

111. Остриков, Г. М., Максимов, Ю. С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. – Алма-Ата: Казахстан, – 1985.

112. Павлик, А. В. Прочность соединений деревянных элементов на металлических пластинах и дюбелях, усиленных штампованными зубчатыми шайбами: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А. В. Павлик; НГАСУ. – Новосибирск, 2018. – 207 с.

113. Патент № 2255317 Российская Федерация, МПК7 G 01 М 5/000 Способ учета совместности работы двухслойных деревянных конструкций балочного типа / В И Коробко, А В Турков, П А Гвозков, С В Тиняков, заявитель и патентообладатель Орловский государственный технический университет - № 2004104916/28 , заявлен 17 02 2004 , опубл. 27 06 2005, Бюл №18 -6 с

114. Патент № 2306547 Российская Федерация МПК G01/N 3/20 G01/N 3/32 Способ определения изгибной жесткости укрупнительного стыка однопролетных составных балок постоянного сечения (варианты) / В И Коробко, А В Турков, ПА Гвозков, О.В Бояркина, заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «Орловский государственный технический университет» - № 2006109979/28 , заявл 28 03 2006 , опубл. 20 09 2007, Бюл. №26 - 8 с
115. Патент № 54062 Российская Федерация, МПК E04C 3/12. Деревянная балка / Жаданов В.И., Калинин С.В., Тисевич Е.В.; заявитель и патентообладатель АНО НТП Оренбургского государственного университета (АНО НТП «Технопарк ОГУ»). - №2006102332/22; заявлен 26.01.2006; опубл. 10.06.2006, Бюлл. № 16. - 1 с.
116. Патент № 2276239 Российская Федерация, МПК E04C 3/07. Балка / Дмитриев П.А., Жаданов В.И., Калинин С.В.; заявитель и патентообладатель Оренбургский государственный университет. -№2004132315/03; заявлен 04.11.2004; опубл. 10.05.2006, Бюлл. № 13. - 6 с.
117. Пат № 2308699. Российская Федерация, МПК G01/N 3/32 Способ определения максимального прогиба однопролетных составных деревянных балок с укрупнительными стыками / В И Коробко, А В Турков, ПА Гвозков, О В Бояркина, заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «Орловский государственный технический университет» - №2006110024/28, заявл 28 03 2006, опубл 20.10 2007, бюл №29 - 6 с.
118. Патент РФ № 2382855, МПК E04C 3/29. Металлодеревянная двутавровая балка / Кузнецов И.Л., Актуганов А.А., Трофимов А.П.; заявитель и патентодатель Казанский государственный архитектурно-строительный университет.– RU 2382855C1; заявл. 12.12.2008, опубл. 27.02.2010. Бюл. № 6. – 6 с.
119. Патент Деревянная двутавровая клееная балка: пат. Рос. Федерация: МПК E04C 3/12 (2006.01) / Федоров П.А., Быкова А.Н., Абдулин М.М., Федорова О.А.; заявитель и патентообладатель Федеральное государственное

бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Уфимский государственный нефтяной технический университет» (RU). – № 2015117081/03; заявл. 05.05.2015; опубл. 27.06.2016, бюл. № 18. – 9 с.

120. Патент Металлодеревянная балка двутаврового сечения: пат. RU 2429330 С2 Рос. Федерация: МПК E04C 3/292 (2006.01) / Анпилов С.М., Анпилов М.С., Рыжков А.С., Мурашкин Г.В.; заявитель и патентообладатель Анпилов С.М. (RU). – № 2009134911/03; заявл. 17.09.2009; опубл. 27.03.2011 бюл. № 9. – 11 с.

121. Патент Металлодеревянная двутавровая балка: пат. RU 157379 U1 Рос. Федерация: МПК E04C 3/292 (2006.01) / Замалиев Ф.С., Филиппов В.В., Замалиев Э.Ф.; заявитель и патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Казанский государственный архитектурно-строительный университет» КГАСУ (RU), Замалиев Ф.С. (RU). – № 2015113105/03; заявл. 09.04.2015; опубл. 27.11.2015 бюл. № 33. – 2 с.: ил.

122. Патент РФ № 2441120, МПК E04C 3/292. Металлодеревянная двутавровая балка / Кузнецов И.Л., Актуганов А.А., Трофимов А.П.; заявитель и патентодатель Казанский государственный архитектурно-строительный университет.– RU 2441120С1; заявл. 25.05.2010, опубл. 27.01.2012. Бюл. № 3. – 5 с.

123. Писчиков, В.Г. Продольный изгиб деревянных составных стержней / В.Г. Писчиков. // Проект и стандарт. – 1935. - № 6.

124. Плешков, П. Ф. Теория расчета деревянных составных стержней / П. Ф. Плешков. – Ленинград – Москва: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 195 с.

125. Попков, Б. Ф. Прогрессивные стальные конструкции с тонкими гофрированными стенками / КазЦНТИС Госстроя Каз. ССР. – Серия 4. – информационный листок №86-51. – 1986.

126. Попков, Б. Ф. Стальные конструкции покрытий зданий из балок с

- гофрированными стенками / КазЦНТИС Госстроя Каз. ССР. – Серия 4. – информационный листок №86-19. – 1986.
127. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). – М: Стройиздат, 1986 – 144с.
128. Постановление Правительства РФ от 17.06.2004 №294 «О Федеральном агентстве по техническому регулированию и метрологии» // Собрание законодательства РФ. – 24.12.2021 №52. – Ст. 8278.
129. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.
130. Ржаницын, А. Р. Составные стержни и пластинки / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 314 с.
131. Ржаницын, А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1948. – 192 с.
132. Свенцицкий, Г. В. Деревянные конструкции. Состояние и перспективы развития / Г. В. Свенцицкий. – М.: Госстройиздат, 1962. – 116 с.
133. Серов, Е. Н., Серов, А. Е. Предложения по усилению балок нижнего четверика Преображенской церкви на о. Кижи // Лесной журнал. – 2013. – №3. – с. 143-151.
134. Серов Е.Н. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников, А.Е. Серов; под ред. Е.Н. Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.
135. Серов, Е. Н. Развитие клееных деревянных конструкций. Проблемы и воззрения: монография / Е. Н. Серов, СПбГАСУ. – СПб, 2015. – 151 с.
136. Серов Е. Н. Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления: дис.... д-р техн. наук //Л., 1988.—521 с. – 1988.
137. Серов Е.Н. Реставрация деревянных конструкций в зданиях и сооружениях: учебное пособие / Е.Н. Серов, Т.А. Серова, С.И. Миронова.// – СПб: СПбГАСУ, 2018. – 409 с.
138. Соболев Ю.С. Древесина как конструкционный материал./ Соболев

Ю.С. // – М.: Лесная промышленность, 1979. – 248 с.

139. Соловьев А. В. и др. Учет особенностей работы балок с гофрированной стенкой в расчетах на стесненное кручение // Вестник МГСУ. – 2012. – №. 11. – С. 105-112.

140. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП СНиП II-23-81*. Введ. 2017–08–28. М.: Минстрой России, 2017.

141. СП 20.13330.2016. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Введен 2017-06-04 М.: Стандартиформ, 2017

142. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. Введ. 2017–08–28. М.: Минстрой России, 2017.

143. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25–80. Введ. 2017–08–28. М.: Минстрой России, 2017.

144. Столповский, Г.А. Соединения деревянных элементов на стальных витых стержнях, забитых скоростными способами / Г. А. Столповский, С.В. Калинин, Е.В. Тисевич // Всероссийская научно-методическая конференция «Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры». - Оренбург, 2013. - С. 516-519.

145. Стругач А. Г., Трифонов А. Г. Архитектура мостов с металлическими гофрированными стенками: средства выразительности // Вестник евразийской науки. – 2019. – Т. 11. – №. 2. – С. 76.

146. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. Изд. 2-е / С.П. Тимошенко, пер. с англ. И.К. Снитко. – М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955. – 568 с.

147. Тишков, Н. Л., Степаненко, А. Н., Захарова, Я. Ю. Обоснование оптимального профиля поперечно-гофрированной стенки металлодеревянной двутавровой балки // Вестник инженерной школы ДВФУ. – 2021. – № 2(47). – с. 75-81. DOI: 10.24866/2227-6858/2021-2-8.

148. Тишков, Н. Л., Егоров, П. И., Захарова, Я. Ю., Попова, В С.

Совершенствование конструкции металлодеревянной балки двутаврового сечения// Инженерно-строительный вестник Прикаспия: научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2022. № 1 (39). С. 5–9.

149. Турко М. С., Чепурненко А. С., Языев Б. М. Расчет металлических гофрированных конструкций как конструктивно ортотропных //Инженерный вестник Дона. – 2018. – №. 4 (51). – С. 199.

150. Турков, А В Анализ работы составной балки при усилении строительных конструкций / А В Турков, П А Гвозков // Известия ОрелГТУ Серия «Строительство Транспорт» - Орел, ОрелГТУ, 2007. - №1-С 26-28.

151. Турков А. В. Взаимосвязь задач динамики и статики сплошных и составных деревянных конструкций //дис. доктора техн. наук. – 2008. – Т. 5. – №. 01.

152. Турков, А В Вибрационный способ определения жесткости составной балки переменного сечения / А В Турков // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений - №4 - 2007 - С 53-55.

153. Федеральный закон от 30.12.2009 N 384-ФЗ (ред. от 02.07.2013) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». // Собрание законодательства РФ. – 20.12.2013 №44. – Ст. 3456.

154. Чернова, Т. П. Совершенствование конструкции и технологии сопряжения CLT-панелей с деревоклееными элементами: дис. ... канд. техн. наук: 05.21.05 / Т. П. Чернова; САФУ. – Архангельск, 2018. – 122 с.

155. Черных А.Г., Хохрин Р.В., Данилов Е.В., Коваль П.С. Исследование прочности LVL при смятии цилиндрическим и треугольным штампами с учетом изменения влажности / Жилищное строительство. – 2023. – № 1-2. С. 49-53. – DOI: 10.31659/0044-4472-2023-1-2-49-53

156. Черных, А. Г., Рыбнов, Е. И. и др. Исследование работы металлических и деревянных конструкций и оценка срока их службы с учетом условий эксплуатации / А. Г. Черных, Е. И. Рыбнов, Н. А. Сенькин, А. Б. Шмидт, В. Е. Гордиенко, И. В. Астахов, В. В. Михаськин, Е. В. Данилов, П. С. Коваль, Д. И.

Корольков, Т. Н. Казакевич, В. И. Клеван, Д. В. Нижегородцев, М. Б. Москалев, К. Ф. Чан, Ш. М. Мамедов // Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. – СПб: СПбГАСУ. – 2023. – 356 с.

157. Черных, А. Г. К вопросу определения несущей способности нагельных соединений в конструкциях из бруса, клееного из однонаправленного шпона (LVL) / А. Г. Черных, К. С. Григорьев, П. С. Коваль, Е. В. Данилов, В. В. Бакрышева, И. Т. Кашапов // Современные проблемы науки и образования. – 2012. – №4; URL: <https://science-education.ru/ru/article/view?id=6643>

158. Черных А. Г., Данилов Е. Методы исследования соединений деревянных конструкций на когтевых шпонках //Современные проблемы науки и образования. – 2013. – №. 2. – С. 150-150.

159. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С., Мамедов Ш.М. Обзор исследований, нормирования и применения LVL бруса в отечественной и зарубежной строительной практике // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – № 1 (78). – С.100-106.

160. Черных А. Г., Данилов, Е. В., Коваль П. С. Расчет жесткости соединений конструкций из LVL с когтевыми шайбами / Известия высших учебных заведений. Лесной журнал. – 2020. – № 4. – С. 157-167. DOI: 10.37482/0536-1036-2020-4-157-167

161. Черных А.Г. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учеб. пособие / А.Г. Черных, П.С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш.М. Мамедов. – СПб: СПбГАСУ, 2019. – 125 с.

162. Черных А.Г., Петров А.Н., Коваль П.С., Данилов Е.В. Экспериментальное исследование деформативности предварительно напряженных многослойных древоплит методом сплошного лазерного сканирования / Вестник гражданских инженеров. – 2019. – № 5 (76). – С. 97-104.

163. Arnovlievic, J. Zur Kraftverteilung ingenieten Staben / J. Arnovlievic // Osterr. Wochenschrift f. d/ offentlig Baudiensn. – Wien, 1908.

164. Aspila A. et al. Elastic design of steel-timber composite beams //Wood Material Science & Engineering. – 2022. – T. 17. – №. 4. – C. 243-252.
165. ASTM Designation: D5055-05, “Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Beams” (2005). ASTM, PA, USA.
166. Ataei A. et al. Cyclic behaviour of bolt and screw shear connectors in steel-timber composite (STC) beams //Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – T. 161. – C. 328-340.
167. Bedon C., Fragiaco M. Numerical analysis of timber-to-timber joints and composite beams with inclined self-tapping screws //Composite Structures. – 2019. – T. 207. – C. 13-28.
168. Benson T. Timberframe: The Art and Craft of the Post-and-beam Home. – Taunton Press, 2002.
169. Bergmann S., Reissner H. Neuere Probleme aus der Flugzeugstatik // Zeitschrift fur Flugtechnik und Motorluftschiffahrt (Z.F.M.). Bd. 20, Helf 18. 1929. S. 475-481.
170. Cavalli A. et al. Mechanical performance of full scale steel-timber epoxy joints after exposure to extreme environmental conditions //International journal of adhesion and adhesives. – 2014. – T. 54. – C. 86-92.
171. Cavalli // Alberto Cavalli, Marino Malavolti, Alessandro Morosini, Antonella Salvini, Marco Togni Mechanical performance of full scale steel-timber epoxy joints after exposure to extreme environmental conditions
172. Chiniforush A. A., Valipour H. R., Akbarnezhad A. Long-term coupled analysis of steel-timber composite (STC) beams //Construction and Building Materials. – 2021. – T. 278. – C. 122348.
173. Chiniforush A. A., Valipour H. R., Ataei A. Timber-timber composite (TTC) connections and beams: An experimental and numerical study //Construction and Building Materials. – 2021. – T. 303. – C. 124493.
174. Chiniforush A. A. et al. Vibration behaviour of steel-timber composite floors, part (1): Experimental & numerical investigation //Journal of Constructional Steel

Research. – 2019. – T. 161. – C. 244-257.

175. Chocholaty B. et al. Vibroacoustic response of steel–timber composite elements //Engineering Structures. – 2022. – T. 271. – C. 114911.

176. Christoforo A. L. et al. Reinforcement of Timber Beams with Steel Bars: Parametric Analysis Using the Finite Element Method //Buildings. – 2022. – T. 12. – №. 7. – C. 1036.

177. Chui, Ying H. Reinforcement of Wood I- Beams with Natural Fibers./ Chui, Ying H., Komatsu, K., Jung, K., Noda, Y., Ohashi, Y., and Toda, M. // Proceedings of the World Conf. Timber Engrg. – Miyazaki. –2008.

178. Chybiński M., Polus Ł. Experimental and numerical investigations of aluminium-timber composite beams with bolted connections //Structures. – Elsevier, 2021. – T. 34. – C. 1942-1960.

179. Chybiński // Marcin Chybiński, Łukasz Polus, Wojciech Szwabiński and Patryk Niewiem FE Analysis of Steel-Timber Composite Beams / Computational Technologies in Engineering (TKI'2018) AIP Conf. Proc. 2078, 020061-1–020061-6; <https://doi.org/10.1063/1.5092064>

180. Chybiński M., Polus Ł. Theoretical, experimental and numerical study of aluminium-timber composite beams with screwed connections //Construction and Building Materials. – 2019. – T. 226. – C. 317-330.

181. Dar M. A. et al. Development of lightweight CFS composite built-up beams: Tests and flexural response //Journal of Constructional Steel Research. – 2023. – T. 209. – C. 108041.

182. Denes L. et al. Development of veneer-based corrugated composites, Part 2: evaluation of structural joints and applications //BioResources. – 2017. – T. 12. – №. 2. – C. 3478-3489.

183. DIN EN 10147 Continuously hot-dip zinc coated structural steel sheet and strip – Technical delivery conditions. – CEN, 2000. – 24 p.

184. McNatt J. D. Long-term load performance of hardboard I-beams. – US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1983. – T. 441.

185. EN 408:2010 Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties. – CEN, 2010. – 42 p.
186. Engesser, F. Zentrablatt der Bauverwaltung [Text] / F. Engesser, 1891. – 487 – p; 1907. – 609 p.
187. European Technical Approval ETA-07/0136. Poutre NAIL-WEB // Centre Scientifique et Technique du Batiment. – 2017, – P. 17. – Text : direct.
188. Fu M., Tang G. Mechanical Performance Analysis of Steel-Timber Structure System with Reinforced Layer Based on Particle Algorithm //Wireless Communications and Mobile Computing. – 2022. – T. 2022.
189. Grüning M., Grüning M. Anwendungen der Theorie des statisch unbestimmten Tragwerkes //Die Statik des ebenen Tragwerkes. – 1925. – C. 351-559.
190. Hassanieh A., Valipour H. R., Bradford M. A. Experimental and numerical investigation of short-term behaviour of CLT-steel composite beams //Engineering Structures. – 2017. – T. 144. – P. 43-57.
191. Hassanieh A., Valipour H. R., Bradford M. A. Experimental and numerical study of steel-timber composite (STC) beams //Journal of Constructional Steel Research. – 2016. – T. 122. – P. 367-378.
192. Hassanieh A., Valipour H. R., Bradford M. A. Load-slip behaviour of steel-cross laminated timber (CLT) composite connections //Journal of Constructional Steel Research. – 2016. – T. 122. – P. 110-121.
193. Hassanieh A. et al. Modelling of steel-timber composite connections: Validation of finite element model and parametric study //Engineering Structures. – 2017. – T. 138. – P. 35-49.
194. Hilson B. O., PD R. The ultimate shearing strength of timber I beams with handboard webs. – 1979. – P. 25-36..
195. Hiswa A. A. M. R., Albutbahak O. M. The bending behavior of composite timber-steel beams //International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET). – 2018. – P. 783-794.

196. Jiao P. Analytical evaluations of buckling behavior of wood composite I-joist with sinusoidal web. – West Virginia University, 2012.
197. Jiao P. et al. Lateral-torsional buckling analysis of wood composite I-beams with sinusoidal corrugated web //Thin-Walled Structures. – 2017. – T. 119. – P. 72-82.
198. Johnson J. A., Ifju G., Rogers H. W. The performance of composite wood/particleboard beams under two-point loading //Wood and Fiber Science. – 1976. – P. 85-97.
199. Jurkiewicz B. et al. Experimental and analytical study of hybrid steel-timber beams in bending //Structures. – Elsevier, 2022. – T. 39. – P. 1231-1248.
200. Keipour N., Valipour H. R., Bradford M. A. Experimental study of steel-timber composite (STC) beam to steel column joints having a flush end-plate //Engineering Structures. – 2018. – T. 174. – P. 906-918.
201. Laufenberg T. Exposure effects upon performance of laminated veneer lumber and glulam materials //Forest Products Journal. – 1982. – T. 32. – №. 5. – P. 42-48.
202. Leichti R. J., Falk R. H., Laufenberg T. L. Prefabricated wood composite I-beams: A literature review //Wood and fiber science. – 1990. – P. 62-79.
203. Leichti R. J. et al. Prefabricated wood I-joists: an industry overview //Forest Products Journal. – 1990. – T. 40. – №. 3. – P. 15-20.
204. Loss C., Piazza M., Zandonini R. Connections for steel–timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests //Construction and Building Materials. – 2016. – T. 122. – P. 781-795.
205. Loss C., Davison B. Innovative composite steel-timber floors with prefabricated modular components //Engineering structures. – 2017. – T. 132. – P. 695-713.
206. Martínez Soriano F., González Pericot N., Martínez Sierra E. Comparative analysis of the reinforcement of a traditional wood floor in collective housing. In depth development with cross laminated timber and concrete. – 2016.
207. McGraw B. et al. Evaluation of Wood Composite I-Joist with Sinusoidal Web

- //Earth and Space 2012: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments. – 2012. – P. 673-683.
208. McGraw B. Strength Evaluation of Wood I-Joist with Sinusoidal Web. – West Virginia University, 2012.
209. Miller, J. F. Design and Analysis of Mechanically Laminated Timber Beams Using Shear Keys: PhD thesis in Civil Engineering / J. F. Miller; Michigan Technological University. – 2009. – 211 p.
210. Mises, R.V. Zeitschr. / R.V. Mises, J. Ratzerdorfer, // angewandte Mathem und Mechanik, / 1925. – P. 218-235.
211. Muller–Breslau, H. Neuere Methoden des Festigkeitslehre [Text] / H. Muller–Breslau. – Leipzig, 1923. – 415 p.
212. Natalini, Giulia. Composite action in mass timber floor and beam systems connected with self-tapping wood screws. Diss. University of British Columbia, 2020.
213. Natterer, J. A way to sustainable architecture by new technologies for engineered timber structures / J. Natterer // Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, June 14-17. – Lahti, Finland: WCTE, 2004. – pp. 1-12.
214. Nouri F., Valipour H. R. Moment-rotation model for steel-timber composite connections with slab continuity steel rods //Journal of Constructional Steel Research. – 2020. – T. 173. – P. 106257.
215. Nouri F., Valipour H. R. Semi-rigid partial-strength steel-timber composite (STC) connections with mechanically anchored steel rods //Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – T. 158. – P. 560-575.
216. Nouri F., Valipour H. R., Bradford M. A. Structural behaviour of steel-timber composite (STC) beam-to-column connections with double angle web cleats subjected to hogging bending moment //Engineering Structures. – 2019. – T. 192. – P. 1-17.
217. Riola Parada, F. (2016). Timber-steel hybrid beams for multi-storey buildings [Dissertation, Technische Universität Wien]. URL.: <https://doi.org/10.34726/hss.2016.23820>.

218. Tran T. T. et al. A constitutive numerical modelling of hybrid-based timber beams with partial composite action //Construction and Building Materials. – 2018. – T. 178. – P. 462-472.
219. Vella N., Gardner L., Buhagiar S. Analytical modelling of cold-formed steel-to-timber connections with inclined screws //Engineering Structures. – 2021. – T. 249. – P. 113187.
220. Wang X. et al. Experimental investigation on the flexural and shear behaviour of LVL I-beam strengthened with steel channels //Construction and Building Materials. – 2022. – T. 341. – P. 127719.
221. Wang X. et al. Seismic performance of light steel-natural timber composite beam-column joint in low-rise buildings //Engineering Structures. – 2022. – T. 256. – P. 113969.
222. Xin Z. Y., Baber K., Gattas J. M. A novel tension strap connection for rapid assembly of temporary timber structures //Engineering Structures. – 2022. – T. 262. – P. 114320.
223. Zhang C., Zheng X., Lam F. Development of composite action in a new long-span timber composite floor: Full-scale experiment and analytical approach //Engineering Structures. – 2023. – T. 279. – P. 115550.
224. Zhang X. et al. Experimental study and theoretical analysis on the flexural performance of steel-bamboo composite beams strengthened with externally prestressed steel strands //Thin-Walled Structures. – 2022. – T. 178. – P. 109519.
225. Zhou Y. et al. Experimental study of the shear performance of H-shaped aluminum-timber composite connections //Construction and Building Materials. – 2022. – T. 334. – P. 127421.
226. Zhu E. C. et al. Buckling of oriented strand board webbed wood I-joists //Journal of Structural Engineering. – 2005. – T. 131. – №. 10. – P. 1629-1636.

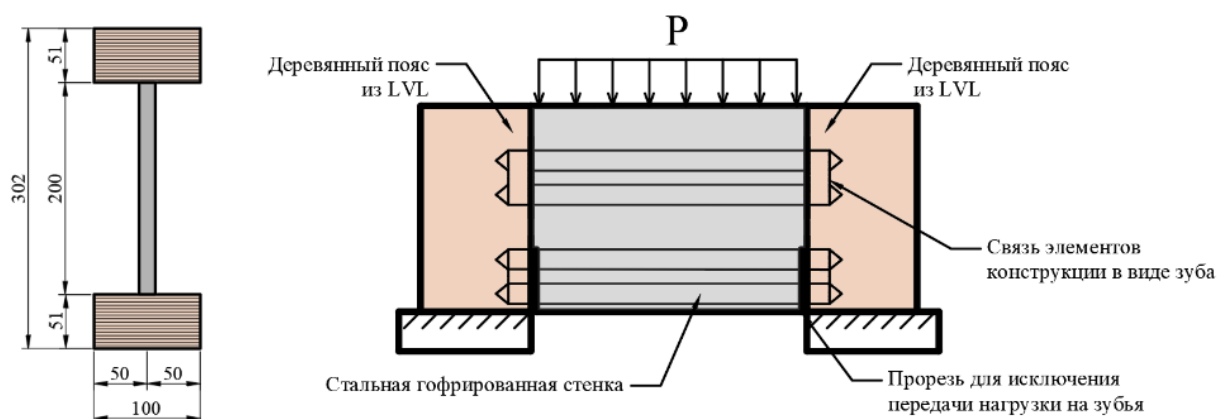
ПРИЛОЖЕНИЕ А

ПРОТОКОЛЫ ИСПЫТАНИЙ

Протокол № 1 от 05.04.2022

Определение упругих свойств швов сплачивания стенки из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона

1. **Объект испытаний:** фрагмент металлодеревянной балки $h=320$ мм, с поясами LVL 51x100 мм, длиной 100 мм.



2. **Цель испытаний:** определение жесткости швов сплачивания стенки из гофрированной стали с поясами из однонаправленного клееного шпона
3. **Испытательная лаборатория:** Испытательный центр СПбГАСУ сектор механических испытаний строительных конструкций (СМИСК)
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д.4, тел./факс (812) 575 05 45
Свидетельство об аттестации № SP01.01.106.058 от 05 июля 2021 г
4. **Количество отобранных образцов:** 6 шт.
5. **Производитель:** ООО «ХТС-РУСЛАНД» г. Долгопрудный, Новое ш., 31Б, м-он Павельцево
6. **Условия проведения испытаний:**
Температура воздуха 24,4 °С
Влажность воздуха 63 %
Влажность поясов 8%
7. **Оборудование:** Испытательная серво-гидравлическая испытательная система Magnum UT-04-010

Нагрузка, Н	Смещение, мм							Среднекв. откл.	Коэф. вар-и
	1	2	3	4	5	6	Средн.		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500	0,05	0,048	0,06	0,0557	0,05545	0,0455	0,052442	0,005489	0,096
1000	0,08	0,0768	0,096	0,08912	0,08872	0,0728	0,083907	0,008783	0,096
2000	0,15	0,141	0,183	0,1671	0,16635	0,1365	0,157325	0,017833	0,103
2500	0,2	0,188	0,24	0,2222	0,222	0,182	0,209033	0,022606	0,099
3000	0,25	0,235	0,3	0,27775	0,27725	0,2255	0,260917	0,028715	0,100
4000	0,38	0,3572	0,456	0,42218	0,42142	0,342	0,396467	0,043835	0,101
4905	0,5	0,48	0,6	0,557	0,556	0,455	0,524667	0,055062	0,096
5000	0,52	0,4888	0,624	0,57824	0,57824	0,4732	0,543747	0,058958	0,099
6000	0,67	0,6298	0,804	0,74638	0,75174	0,6097	0,701937	0,076946	0,100
7000	0,85	0,799	1,02	0,9469	0,9452	0,7735	0,8891	0,096574	0,099
7912	1,01	0,9494	1,212	1,12514	1,12009	0,909	1,054272	0,116871	0,101
8500	1,12	1,0528	1,3552	1,24768	1,24208	1,008	1,17096	0,132667	0,103
8845	1,2	1,128	1,44	1,3368	1,3308	1,092	1,2546	0,135929	0,099

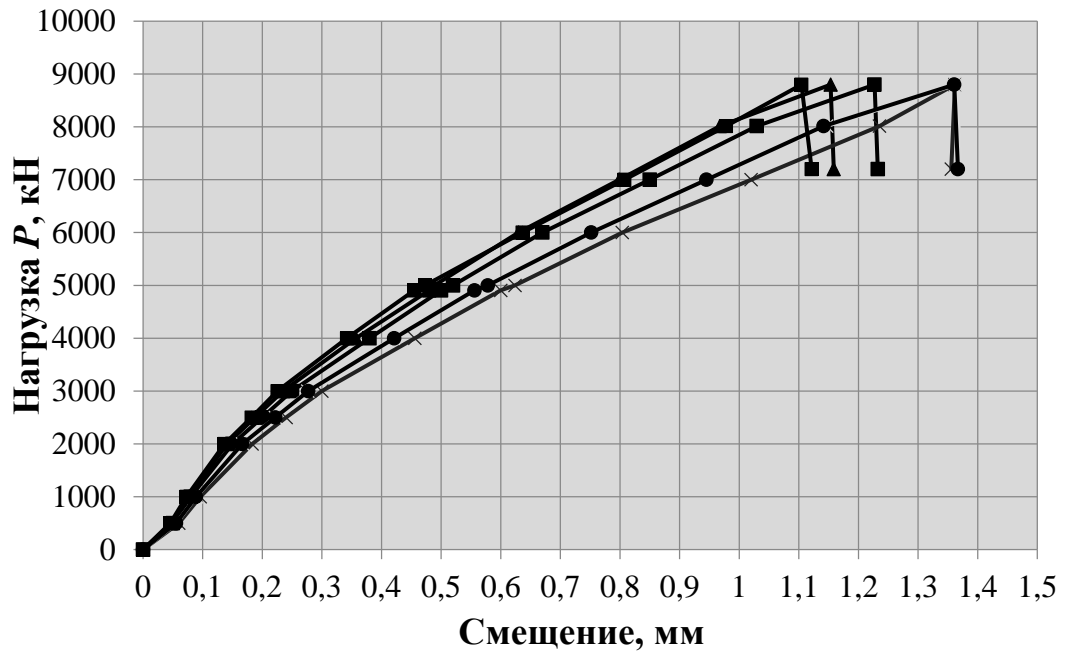
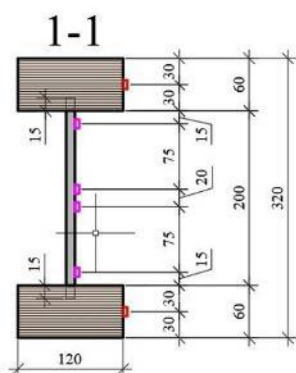
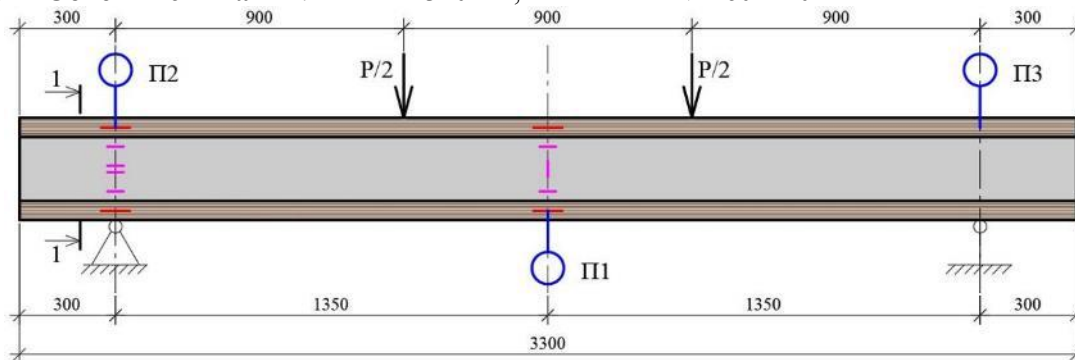


Рисунок А1 – Диаграмма деформирования

Протокол № 2 от 06.11.2020

Определение прочности и напряжений в балке при статическом изгибе

1. **Объект испытаний:** балка $h=320$ мм, с поясами LVL 60x120 мм

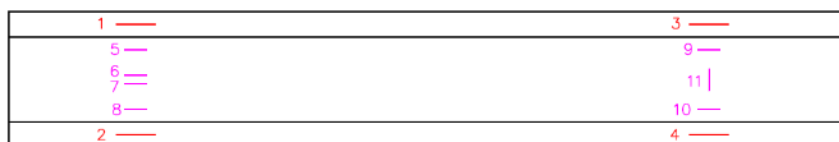


○ Прогибомер ПАО-6 ■ / — Тензорезистор PL-90

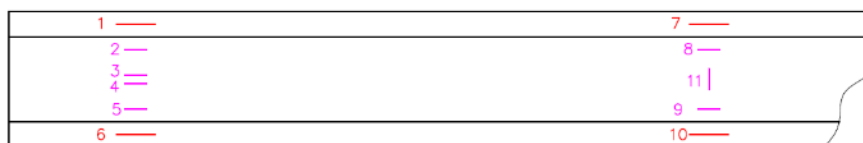
■ / — Тензорезистор FLA-10

Схема расположения ТД

Образец №1



Образец №2,3



2. **Цель испытаний:** определение прочности и напряжений при статическом изгибе
3. **Испытательная лаборатория:** Испытательный центр СПбГАСУ сектор механических испытаний строительных конструкций (СМИСК)
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д.4, тел./факс (812) 575 05 45
Свидетельство об аттестации № SP01.01.106.058 от 05 июля 2021 г
4. **Количество** отобранных образцов: 6 шт.
5. **Производитель:** ООО «ХТС-РУСЛАНД» г. Долгопрудный, Новое ш., 31Б, м-он Павельцево
6. **Условия проведения испытаний:**
Температура воздуха 21,8 °С
Влажность 67 %
7. **Оборудование:** Испытательная серво-гидравлическая испытательная система Magnum UT-04-010

Данные по прогибомерам

Нагрузка, кН	Показания прогибомеров для балки №, мм								
	Балка №1			Балка №2			Балка №3		
	П1	П2	П3	П1	П2	П3	П1	П2	П3
0	87,25	96,88	19,93	87,14	36,75	77,22	100,20	42,05	74,25
2	87,24	97,06	19,93	87,14	36,68	77,09	100,20	42,04	74,25
4	87,225	97,61	19,93	87,04	36,46	76,88	100,06	41,74	74,25
6	87,21	98,3	19,93	86,88	36,22	76,78	99,88	41,4	74,24
8	87,16	99,04	19,93	86,71	36,01	76,67	99,78	41,03	74,23
10	87,09	99,76	19,93	86,57	35,77	76,59	99,71	40,63	74,215
12	87,03	100,58	19,93	86,45	35,55	76,54	99,64	40,21	74,19
14	86,99	101,2	19,94	86,35	35,31	76,5	99,58	39,78	74,16
16	86,94	102,32	19,94	86,26	35,06	76,43	99,52	39,32	74,11
18	86,9	103,38	19,94	86,18	34,79	76,39	99,46	38,74	73,95
20	86,88	104,63	19,94	86,11	34,48	76,36	99,42	38,15	73,80
25	86,87	108,54	19,94	85,93	33,25	76,34	99,21	36,19	73,78

Данные по тензорезисторам

Шаг	Date Time	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		CH000	CH001	CH002	CH003	CH004	CH005	CH006	CH007	CH008	CH009	CH010
Балка № 1												
1	06.11.2020 10:51	-0,53	0,53	-3,74	2,67	-7,48	3,74	1,60	6,94	0,00	0,00	-2,14
2	06.11.2020 10:51	3,21	1,07	-20,83	20,83	-40,06	15,49	9,62	19,23	-1,07	-1,07	-6,94
3	06.11.2020 10:53	-4,81	2,14	-36,32	40,60	-80,66	28,31	16,03	33,65	0,00	-2,67	-8,01
4	06.11.2020 10:54	-6,94	3,21	-54,49	61,97	-125,00	41,13	23,50	40,06	0,00	-5,34	-9,62
5	06.11.2020 10:55	-8,55	4,27	-71,58	81,73	-169,34	51,82	28,31	41,67	1,07	-9,08	-10,68
6	06.11.2020 10:56	-12,29	5,88	-89,21	102,56	-222,22	59,83	30,98	44,87	2,14	-12,82	-11,75
7	06.11.2020 10:57	-14,42	6,94	-105,24	120,73	-274,57	64,64	30,98	53,42	4,27	-18,16	-11,22
8	06.11.2020 10:58	-17,09	8,55	-122,86	141,03	-332,26	68,38	30,45	68,38	5,88	-23,50	-11,22
9	06.11.2020 10:59	-19,23	10,68	-142,09	161,86	-395,83	71,05	28,85	92,41	8,01	-28,85	-11,22
10	06.11.2020 11:00	-22,44	11,22	-161,32	183,23	-475,43	69,44	25,11	128,21	9,62	-35,26	-11,22
11	06.11.2020 11:01	-29,38	11,75	-205,66	231,30	-862,18	66,77	16,03	282,59	9,62	-43,27	-10,68
12	06.11.2020 11:06	-2,67	-10,15	7,48	-15,49	-147,44	-9,08	-13,89	136,22	0,00	-21,90	4,81
Балка № 2												
1	06.11.2020 12:41	0,00	0,00	0,00	-0,53	-1,07	0,00	0,00	0,00	1,07	0,53	0,00
2	06.11.2020 12:42	-2,14	-21,90	-1,60	-4,27	43,80	0,53	-20,30	-38,46	66,77	29,38	1,07
3	06.11.2020 12:43	-4,27	-51,28	-3,21	-10,15	103,10	0,53	-37,39	-48,61	96,69	58,76	3,74
4	06.11.2020 12:44	-6,94	-89,21	-5,34	-16,56	174,15	0,53	-54,49	-45,41	107,37	83,33	6,94
5	06.11.2020 12:45	-9,08	-142,09	-6,41	-23,50	255,34	1,07	-71,58	-40,06	107,37	106,30	8,01
6	06.11.2020 12:46	-12,29	-216,35	-8,55	-30,98	353,10	1,60	-91,88	-39,00	107,37	127,14	9,08
7	06.11.2020 12:47	-15,49	-289,00	-10,15	-39,53	471,69	2,67	-110,04	-36,86	106,30	147,44	10,15
8	06.11.2020 12:48	-18,16	-364,85	-13,89	-49,68	605,77	3,74	-130,88	-34,72	103,63	169,34	11,22
9	06.11.2020 12:49	-21,37	-451,18	-18,16	-58,76	744,12	5,34	-149,04	-32,59	99,89	188,03	11,22
10	06.11.2020 12:51	-24,57	-515,49	-21,90	-68,38	896,90	7,48	-169,34	-30,45	92,95	209,40	11,22
11	06.11.2020 12:55	-3,21	-53,42	-15,49	-4,27	440,71	-5,88	15,49	24,57	-39,00	-30,98	-13,35
Балка № 3												
1	06.11.2020 14:24	0,00	0,53	0,00	0,53	0,00	0,00	0,53	0,00	0,00	0,00	0,00
2	06.11.2020 14:25	-2,67	-42,20	-4,81	-3,21	13,89	3,74	-21,37	-3,74	-2,67	19,23	1,60
3	06.11.2020 14:26	-4,27	-92,41	-7,48	-2,67	27,78	9,08	-40,60	-3,74	-4,81	41,13	-2,67
4	06.11.2020 14:27	-6,41	-149,04	-9,62	-1,07	41,13	13,35	-58,23	-2,14	-8,01	61,43	-3,21
5	06.11.2020 14:28	-9,08	-210,47	-11,22	1,07	57,16	19,23	-76,39	1,60	-11,75	81,20	-4,81
6	06.11.2020 14:28	-11,75	-284,19	13,35	3,74	72,65	25,11	-96,15	4,81	-16,56	102,56	-5,34
7	06.11.2020 14:29	13,89	-361,11	-14,42	8,55	88,68	30,98	-113,78	8,55	-20,83	121,79	-5,34
8	06.11.2020 14:30	-16,03	-452,99	-16,03	14,96	103,63	38,46	-131,41	12,29	-25,64	142,63	-5,34
9	06.11.2020 14:31	-18,70	-548,08	-19,76	20,30	119,12	44,87	-147,97	16,03	30,45	161,86	-5,34
10	06.11.2020 14:32	-21,90	-629,81	-29,38	23,50	137,82	52,35	-167,20	20,83	-35,79	182,69	-4,81
11	06.11.2020 14:34	29,91	-803,95	-77,99	17,09	199,79	72,12	-206,20	32,59	-49,68	228,10	-1,60

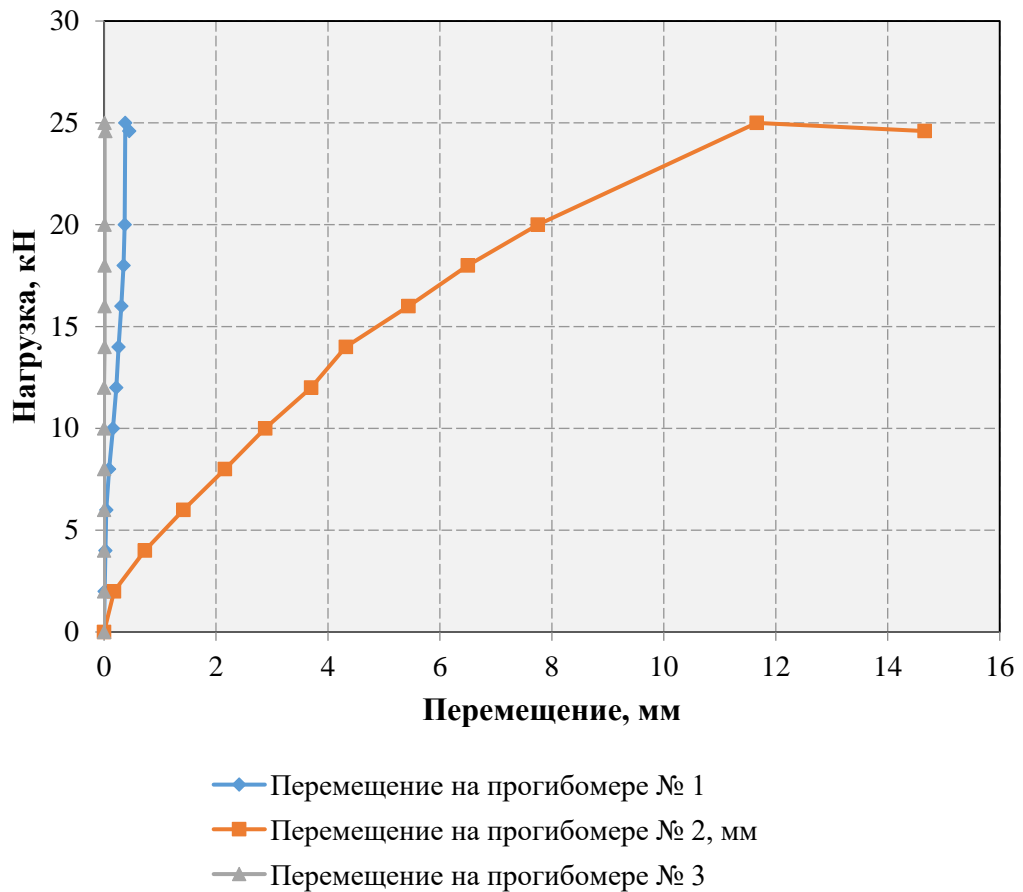


Рисунок А2.1 – Диаграмма деформирования балки №1 по показаниям прогибомеров

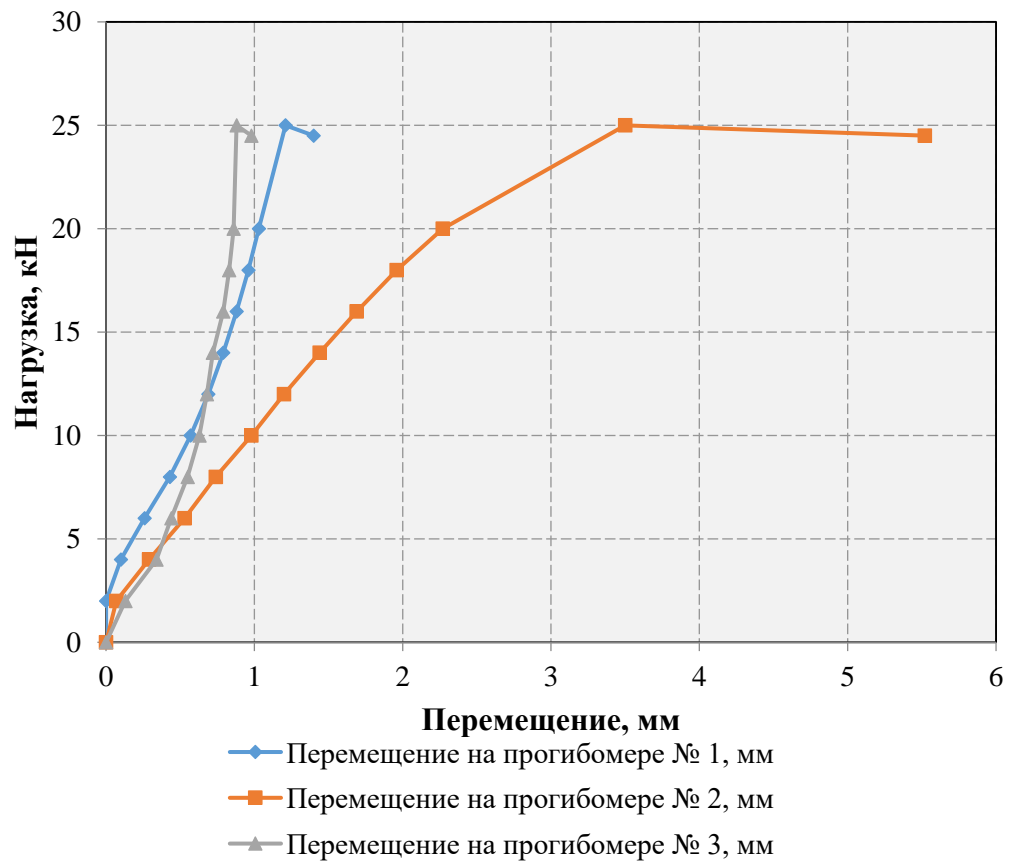


Рисунок А2.2 – Диаграмма деформирования балки №2 по показаниям прогибомеров

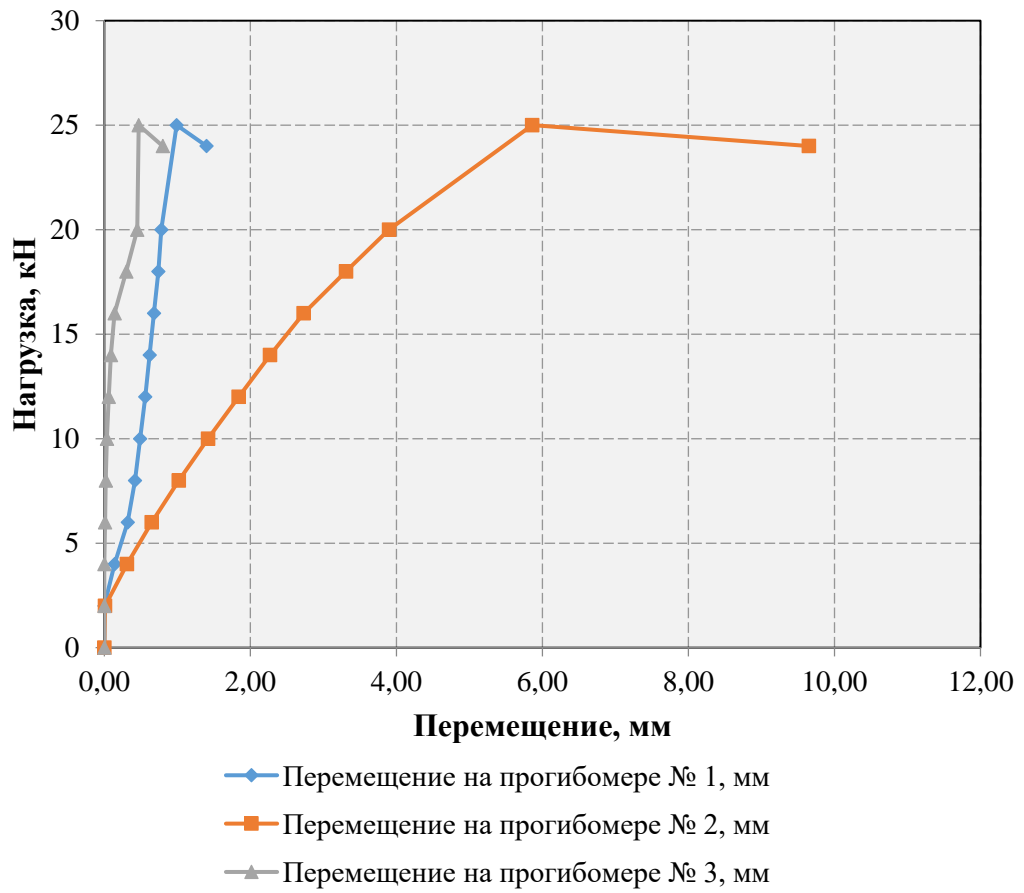
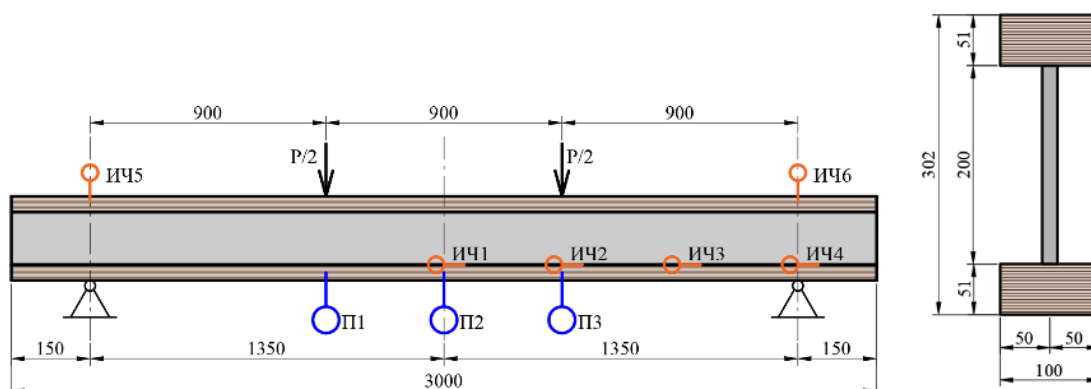


Рисунок А2.3 – Диаграмма деформирования балки №3 по показаниям прогибомеров

Протокол № 3 от 06.06.2023

Определение прочности и напряжений в балке при статическом изгибе

1. **Объект испытаний:** балка $h=302$ мм, с поясами LVL 51x100 мм



2. **Цель испытаний:** определение прочности и жесткости при статическом изгибе
3. **Испытательная лаборатория:** Испытательный центр СПбГАСУ сектор механических испытаний строительных конструкций (СМИСК)
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д.4, тел./факс (812) 575 05 45
Свидетельство об аттестации № SP01.01.106.058 от 05 июля 2021 г
4. **Количество** отобранных образцов: 6 шт.
5. **Производитель:** ООО «ХТС-РУСЛАНД» г. Долгопрудный, Новое ш., 31Б, м-он Павельцево
6. **Условия проведения испытаний:**
Температура воздуха 21,2 °С
Влажность 66 %
7. **Оборудование:** Испытательная серво-гидравлическая испытательная система Magnum UT-04-010

Протокол измерений

Уровень нагрузки, кН	Относительные перемещения, мм								
	П1	П2	П3	ИЧ1	ИЧ2	ИЧ3	ИЧ4	ИЧ5	ИЧ6
Балка 1									
0	72,58	81,25	48,25	7,97	6,60	6,13	5,27	17,19	22,10
3	72,85	81,65	48,53	7,97	6,60	6,13	5,27	17,11	22,02
6	73,23	82,07	48,91	7,97	6,60	6,13	5,26	17,01	21,92
9	73,97	83,02	49,66	7,97	6,60	6,13	5,23	16,86	21,76
12	75,10	84,52	50,81	7,97	6,59	6,08	5,22	16,68	21,58
15	76,76	86,48	52,51	7,97	6,59	5,86	5,21	16,43	21,32
18	78,84	88,64	54,63	7,97	6,57	5,49	5,20	16,19	21,06
21	81,26	91,18	57,10	7,98	6,56	5,11	5,18	15,92	20,79
24	84,92	95,18	60,83	7,98	6,54	4,54	5,14	15,59	20,45
27	91,62	102,48	67,67	7,98	6,51	3,27	5,11	15,11	19,96
30	110,18	124,08	86,60	7,99	6,40	1,97	4,79	14,51	19,33
Балка 2									
0	75,66	64,85	62,44	10,96	5,25	7,70	6,09	9,89	15,11
3	76,00	65,28	62,80	10,96	5,25	7,70	6,08	9,80	15,02
6	76,46	65,73	63,29	10,96	5,25	7,70	6,07	9,69	14,91
9	77,37	66,75	64,27	10,96	5,25	7,69	6,04	9,52	14,73
12	78,77	68,35	65,76	10,96	5,24	7,63	6,03	9,32	14,53
15	80,82	70,44	67,95	10,96	5,23	7,36	6,02	9,04	14,25
18	83,39	72,76	70,70	10,96	5,21	6,89	6,01	8,76	13,97
21	86,38	75,46	73,89	10,97	5,20	6,42	5,98	8,46	13,66
24	90,90	79,74	78,72	10,97	5,18	5,71	5,94	8,09	13,29
27	99,18	87,54	87,57	10,97	5,14	4,11	5,91	7,55	12,74
30	122,10	110,64	112,07	10,98	5,00	2,47	5,53	6,87	12,05

Балка 3									
0	38,93	112,07	59,60	5,95	8,72	8,60	6,21	19,83	16,04
3	39,28	112,62	59,94	5,95	8,72	8,60	6,20	19,73	15,94
6	39,77	113,20	60,42	5,95	8,72	8,60	6,19	19,62	15,82
9	40,72	114,52	61,35	5,95	8,72	8,59	6,16	19,44	15,64
12	42,19	116,58	62,77	5,95	8,71	8,52	6,15	19,23	15,43
15	44,33	119,28	64,86	5,95	8,70	8,22	6,14	18,93	15,12
18	47,03	122,27	67,48	5,95	8,68	7,69	6,13	18,64	14,82
21	50,16	125,76	70,54	5,96	8,67	7,16	6,10	18,32	14,50
24	54,89	131,28	75,14	5,96	8,65	6,37	6,05	17,93	14,10
27	63,57	141,35	83,59	5,96	8,60	4,59	6,02	17,36	13,52
30	87,58	171,14	106,97	5,97	8,46	2,76	5,64	16,64	12,79

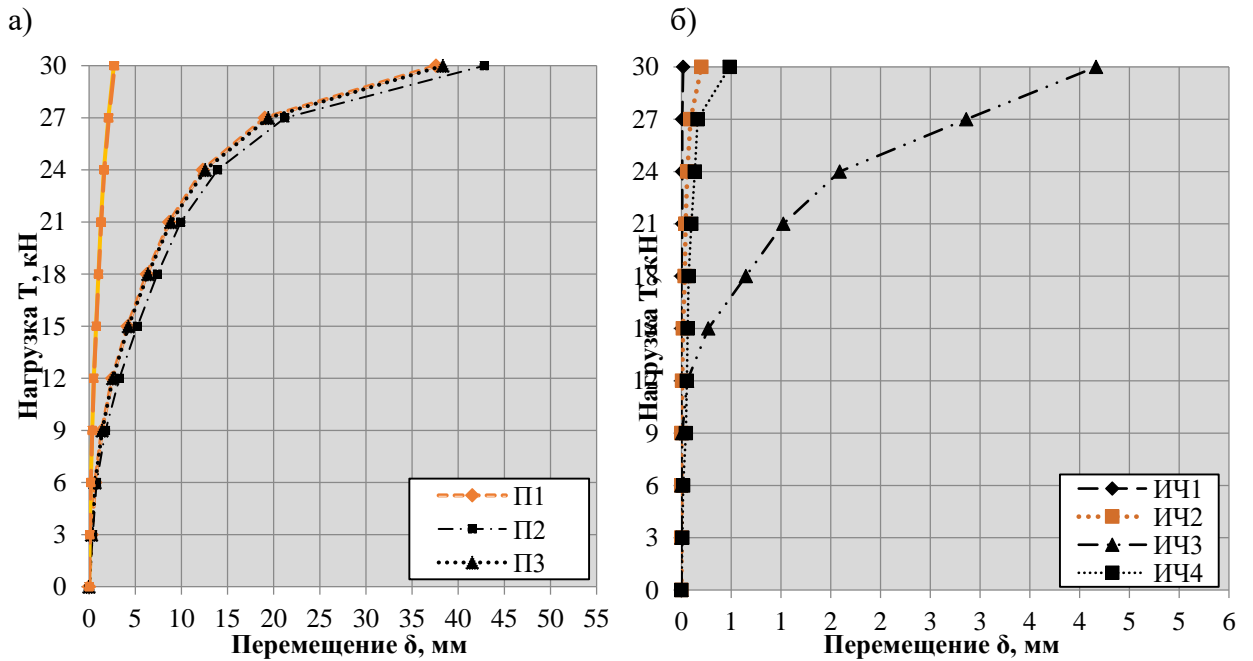


Рисунок А3.1 – Диаграмма деформирования балки №1: а) вертикальные смещения; б) горизонтальные смещения

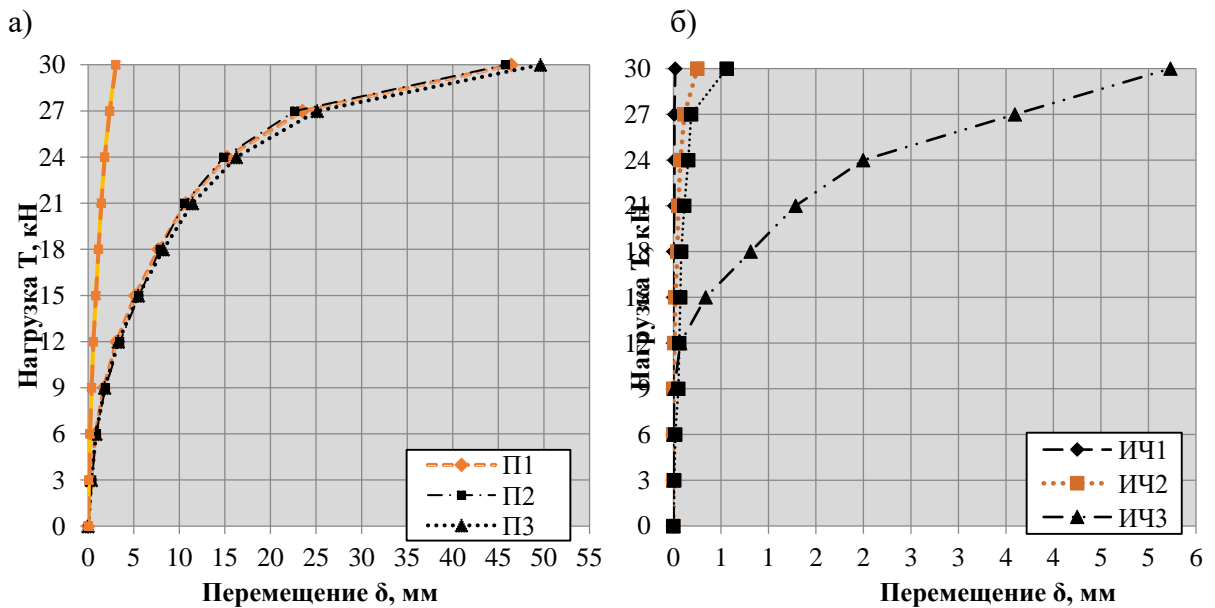


Рисунок А3.2 – Диаграмма деформирования балки №2: а) вертикальные смещения; б) горизонтальные смещения

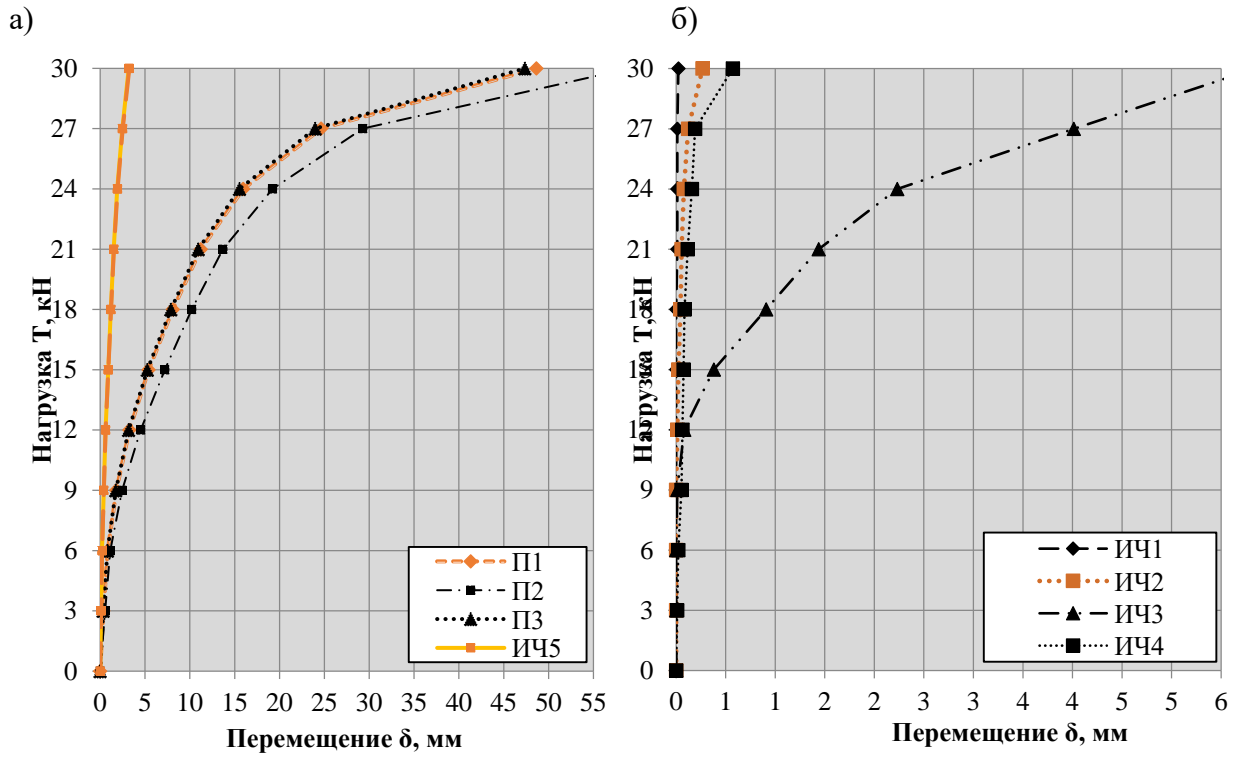


Рисунок А3.3 – Диаграмма деформирования балки №3: а) вертикальные смещения; б) горизонтальные смещения

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Информация об испытательном центре СПбГАСУ

	ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА ПО АККРЕДИТАЦИИ	№ 0002068
АТТЕСТАТ АККРЕДИТАЦИИ		
№ RA.RU.21CT39 выдан 23 июня 2015 г. <small>номер аттестата аккредитации и дата выдачи</small>		
Настоящий аттестат выдан <u>Федеральному государственному бюджетному образовательному учреждению высшего профессионального образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет»; ИНН:7809011023</u> <small>наименование и ИНН (с ЗНП) и категория</small>		
<u>190005, Российская Федерация, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4</u> <small>адрес места (мест) осуществления деятельности заявителя</small>		
и удостоверяет, что <u>Испытательный центр Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета</u> <small>наименование</small>		
<u>190005, Российская Федерация, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4, лит. А</u> <small>адрес места (мест) осуществления деятельности</small>		
соответствует требованиям <u>ГОСТ ИСО/МЭК 17025-2009</u>		
аккредитован(о) <u>в качестве Испытательной лаборатории (центра)</u>		
в соответствии с областью аккредитации, область аккредитации <u>определена в приложении к настоящему аттестату и является неотъемлемой частью аттестата.</u>		
Дата внесения сведений в реестр аккредитованных лиц <u>20 мая 2015 г.</u>		
	Руководитель (заместитель Руководителя) Федеральной службы по аккредитации	 <small>подпись</small>
		М.А. Якутова <small>инициалы, фамилия</small>

Формы аккредитации 2002-03/2002/01, www.fsa.gov.ru, 1 линия: 8 (495) 637-6000 факс: 78, ул. Думская, 60, стр. 1/10, 119134, Москва, 2014 г.

Рисунок Б.1 - Аттестат аккредитации ИЦ СПбГАСУ



ФБУ «ТЕСТ-С.-ПЕТЕРБУРГ»
 Федеральное бюджетное учреждение «Государственный региональный центр стандартизации, метрологии и испытаний в г. Санкт-Петербурге и Ленинградской области»
 ОСНОВАН В 1990 Г.

190105, Санкт-Петербург, Курьянская ул., 1, тел.: (812) 2443228, факс: (812) 2441004
 E-mail: testnet@rustest.spb.ru WWW: http://rustest.spb.ru

**СВИДЕТЕЛЬСТВО ОБ АТТЕСТАЦИИ
 ИСПЫТАТЕЛЬНОЙ (АНАЛИТИЧЕСКОЙ) ЛАБОРАТОРИИ**

№ SP01.01.106.058
 Действительно до «05» июля 2024 г.

Настоящее свидетельство выдано

**федеральному государственному бюджетному образовательному учреждению
 высшего образования «Санкт-Петербургский государственный
 архитектурно-строительный университет» (СПбГАСУ)**

наименование юридического лица с указанием организационно-правовой формы

190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская улица, дом 4

адрес юридического лица

и удостоверяет, что **Испытательный центр**

наименование ИЛ (ИЦ)

190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская улица, дом 4, литера А

адрес ИЛ (ИЦ)

соответствует основным требованиям, установленным для испытательных лабораторий нормативными и рекомендательными документами в части оценки состояния измерений и компетентности для целей проведения контрольных испытаний строительных материалов и конструкций согласно заявленной области деятельности, которая приведена в приложении и является неотъемлемой частью настоящего свидетельства.

И.о. генерального директора  **И.Л. Овчаренко**



Зарегистрировано в Реестре ФБУ «Тест-С.-Петербург» «05» июля 2021 г.

14.07.2021

Рисунок Б.2 – Свидетельство об аттестации испытательной лаборатории СПбГАСУ

РСТ	ФБУ «ТЕСТ-С.-ПЕТЕРБУРГ»	
	Федеральное бюджетное учреждение «Государственный региональный центр стандартизации, метрологии и испытаний в г. Санкт-Петербурге и Ленинградской области»	ОСНОВАН В 1900 г.
190103, Санкт-Петербург, Куржмская ул., 1, тел.: (812) 2111270, факс: (812) 2441004 E-mail: letter@rustest.spb.ru WWW: http://rustest.spb.ru		
ЗАКЛЮЧЕНИЕ О СОСТОЯНИИ ИЗМЕРЕНИЙ В ЛАБОРАТОРИИ		
№ ОЕИ 01.106.058 Выдано «05» июля 2021 г. Действительно до «05» июля 2024 г.		
Настоящее Заключение удостоверяет, что		
Испытательный центр		
федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» (СПбГАСУ) <small>наименование лаборатории и юридического лица</small>		
190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская улица, дом 4 <small>адрес юридического лица</small>		
190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская улица, дом 4, литера А <small>адрес места нахождения лаборатории</small>		
согласно рекомендациям МИ 2427 «Оценка состояния измерений в испытательных, измерительных лабораториях и лабораториях производственного и аналитического контроля» имеет необходимые условия для выполнения измерений в области деятельности, представленной в приложении.		
Заключение оформлено по результатам проведенной оценки состояния измерений.		
И.о. генерального директора		П.Л. Овчаренко
Зарегистрировано в Реестре ФБУ «Тест-С.-Петербург» «05», июля 2021 г.		

Рисунок Б.3 – Заключение о состоянии измерений в лаборатории СПбГАСУ

Свидетельства о поверке и калибровке

Страница 1 из 3

**Протокол периодической аттестации
№ 230156 от 18 января 2023 г.**

1. **Состав аттестационной комиссии:**
 Генеральный директор ООО «Метэю» Лейкин М.Е.;
 Метролог-поверитель ООО «Метэк» Шелухин Е.В.;
 Директор СМИСК ИЦ СПбГАСУ Безпальчук С.Н.;
 Заведующий лабораторией ЦМИСК Тихомиров А.В.
2. **Наименование испытательного оборудования:** испытательная камера тепла холода влажности «КТХВ-300, № 02022017, изготовитель ООО «НПФ Технология», 2017 г, владелец СМИСК ИЦ СПбГАСУ ИНН 7809011023;
3. **Документы, используемые при аттестации**
 - ГОСТ Р 8.568-2017 «ГСИ. Аттестация испытательного оборудования. Основные положения»;
 - паспорт 4343-012-85177747-2009 (ПС);
 - ГОСТ Р 53618-2009 «Методы аттестации камер (без загрузки) для испытаний на стойкость к воздействию температуры»;
 - ГОСТ Р 53616-2009 «Методы аттестации камер (без загрузки) для испытаний на стойкость к воздействию влажности»;
 - ГОСТ 30973-2002 Профили поливинилхлоридные для оконных и дверных блоков. Метод определения сопротивления климатическим воздействиям и оценки долговечности.
4. **Средства измерений, используемые при аттестации:**

№	Наименование	Основные характеристики	Сведения о поверке (калибровке)
1	мультиметр цифровой ОММЕГА 111 №PG21-318	Согласно паспорта и РЭ	свидетельство о поверке № С-СП/31-10-2022/198250747 до 30.10.2023 г., ФБУ «Тест – С.-Петербург»
2	барометр-анероид метеорологический БАММ-1 №242	80+106 кПа	свидетельство о поверке №С-СП/22-09-2022/188126955, ФБУ «Тест-С.-Петербург»
3	термогигрометр ТТЦ-МГ4.01 №1296	Диапазон измерения: температуры -30...+85 °С; влажности 0...99,9 %	свидетельство о поверке № С-СП/16-11-2022/202019970 до 15.11.2023 г. ФБУ «Тест-С.-Петербург»
4	термометр цифровой четырехканальный «CENTER 304», №070908755	-200+ +1370/0,1°С	свидетельство о поверке №С-В/19-01-2022/125605003 до 18.01.2023 г., ФГУП «ВНИИМ им. Д.И. Менделеева»

5. **Место и условия проведения аттестации:**

Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, д.4, лаборатория СМИСК ИЦ СПбГАСУ

- | | |
|---------------------------|-----------|
| - температура воздуха | 20,6 °С |
| - относительная влажность | 51,3 % |
| - атмосферное давление | 101,3 кПа |

8. Заключение аттестационной комиссии: испытательная камера тепла холода влажности «КТХВ-300, № 02022017 соответствует требованиям паспорта 4343-012-85177747-2009 (ПС) и признана годной к применению при испытаниях на воздействие пониженной и повышенной температуры среды и воздействие повышенной относительной влажности воздуха профиля поливинилхлоридного для оконных и дверных блоков в соответствии с требованиями ГОСТ 30973-2002, других материалов и изделий, контролируемых СМISK ИЦ СПбГАСУ в режимах:

на воздействие пониженной и повышенной температуры воздуха

$T_1 = -70^{\circ}\text{C}$, $T_2 = +70^{\circ}\text{C}$, $T_3 = +150^{\circ}\text{C}$ с отклонением $\pm 2^{\circ}\text{C}$

на воздействие повышенной относительной влажности воздуха

$\phi = 93\%$ $T = +70^{\circ}\text{C}$ с отклонением $\pm 3\% \text{C}$

9. Рекомендации аттестационной комиссии:

При испытаниях изделия располагать в центре камеры, обеспечивая свободную циркуляцию воздуха внутри полезного объема камеры.

Периодическую аттестацию провести не позднее 18 января 2024 г.

Выдан аттестат № 230156 от 18 января 2023 года.

Аттестационная комиссия:

Генеральный директор ООО «Метэк» _____ Лейкин М.Е.

Метролог-поверитель ООО «Метэк» _____ Шелухин Е.В.

Директор СМISK ИЦ СПбГАСУ _____ Безпальчук С.Н.

Заведующий лабораторией
СМISK ИЦ СПбГАСУ _____ Тихомиров А.В.



СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ СРЕДСТВА ИЗМЕРЕНИЙ

Федеральное бюджетное учреждение "Государственный региональный центр стандартизации, метрологии и испытаний в г. Санкт-Петербурге и Ленинградской области" (ФБУ "Тест-С.-Петербург")

RA.RU.311483

наименование аккредитованного в соответствии с законодательством Российской Федерации об аккредитации в национальной системе аккредитации юридического лица или индивидуального предпринимателя, выполнившего поверку

СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ № С-СП/08-12-2022/207962237

Действительно до 07.12.2023

Средство измерений Весы электронные; GF; GF-200; 21346-06
наименование и обозначение типа, модификация (при наличии) средства измерений, регистрационный номер в

Федеральном информационном фонде по обеспечению единства измерений, присвоенный при утверждении типа

заводской номер T0332054
заводской (серийный) номер или буквенно-цифровое обозначение

в составе -

поверено В полном объеме
наименования единиц величин, диапазонов измерений, на которых поверено средство измерений

или которые исключены из поверки

в соответствии с МП ВНИИМС

наименование или обозначение документа, на основании которого выполнена поверка

с применением эталонов: 36068-07 Гири классов точности E1, E2, F1, F2 и M1 Нет данных 24025226 2009 Эталон 2 разряда Приказ от
регистрационные номера эталонов и (или) наименования и обозначения типов стандартных образцов и (или)

29.12.2018 №2818; 52768-13 Гири от 1 мг до 20 кг классов точности E1, E2, F1, F2, M1 Нет данных 34125131/7 2016 Эталон 1 разряда
средств измерений, заводские номера, обязательные требования к эталонам

Приказ от 29.12.2018 №2818

при следующих значениях влияющих факторов: температура окр. воздуха 21 °С, относительная влажность 48 %
перечень влияющих факторов, при которых проводилась поверка, с указанием их значений

и на основании результатов периодической поверки признано пригодным к применению.

Постоянный адрес записи сведений о результатах поверки в ФИФ: https://fgis.gost.ru/fundmetrology/cm/results/207962237

Номер записи сведений о результатах поверки в ФИФ ОЕИ: 207962237

Поверитель Быстров Д.В.
фамилия, инициалы

Знак поверки: 

Начальник отдела № 434  Тихонов С.А.
должность руководителя или другого уполномоченного лица подпись фамилия, инициалы

Дата поверки 08.12.2022



СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ СРЕДСТВА ИЗМЕРЕНИЙ

Федеральное бюджетное учреждение "Государственный региональный центр стандартизации, метрологии и испытаний в г. Санкт-Петербурге и Ленинградской области" (ФБУ "Тест-С.-Петербург")

RA.RU.311483

наименование аккредитованного в соответствии с законодательством Российской Федерации об аккредитации в национальной системе аккредитации юридического лица или индивидуального предпринимателя, выполнившего поверку

RA.RU.311483

СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ № С-СП/12-01-2023/214831920

Действительно до 11.01.2024

Средство измерений Штангенциркули; ШЦ-1; Калиброн; 41093-09
наименование и обозначение типа, модификация (при наличии) средства измерений, регистрационный номер в Федеральном информационном фонде по обеспечению единства измерений, присвоенный при утверждении типа

заводской номер 08012357
заводской (серийный) номер или буквенно-цифровое обозначение

в составе -

поверено В полном объеме
наименование единиц величин, диапазонов измерений, на которых поверено средство измерений

или которые исключены из поверки

в соответствии с МП 57709-14

наименование или обозначение документа, на основании которого выполнена поверка

с применением эталонов: 1712-76 Меры длины МКП 8421 1987 Эталон 4 разряда Приказ №2840 от 29.12.2018
регистрационные номера эталонов и (или) наименования и обозначения типов стандартных образцов и (или)

средств измерений, заводские номера, обязательные требования к эталонам

при следующих значениях влияющих факторов: температура окр. воздуха 20,6 °С, относительная влажность 41,8 %, атмосферное давление 101 кПа
перечень влияющих факторов, при которых проводилась поверка, с указанием их значений

и на основании результатов периодической поверки признано пригодным к применению.

Постоянный адрес записи сведений о результатах поверки в ФИФ:

<https://fgis.gost.ru/fundmetrology/cm/results/214831920>

Номер записи сведений о результатах поверки в ФИФ ОЕИ:

214831920

Поверитель Мальцева Т.В.
фамилия, инициалы

Знак поверки:



Начальник отдела № 437
должность руководителя или другого уполномоченного лица

подпись

Трусов Н.П.
фамилия, инициалы

Дата поверки 12.01.2023

ПРИЛОЖЕНИЕ В



МИНОБРНАУКИ РОССИИ
 Федеральное государственное бюджетное
 образовательное учреждение высшего образования
 «Санкт-Петербургский государственный
 архитектурно-строительный университет»
 (СПбГАСУ)
 ул. 2-я Красноармейская, д. 4, Санкт-Петербург, 190005

УТВЕРЖДАЮ

Декан Строительного факультета,
 д-р техн. наук, доцент
 А. Н. Гайдо
 «15» июня 2023 г.

АКТ

использования в учебном процессе материалов кандидатской диссертации
 «НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СОСТАВНЫХ
 ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И
 ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА»
 старшего преподавателя кафедры «Металлических и деревянных
 конструкций»
 Клевана Вадима Игоревича

Материалы диссертации на соискание ученой степени кандидата
 технических наук старшего преподавателя кафедры «Металлических и
 деревянных конструкций» В. И. Клевана используются в лекционном курсе
 по дисциплине «Спецкурс по проектированию деревянных конструкций» для
 обучающихся в магистратуре по направлению подготовки по специальности
 08.04.01 «Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений»
 на кафедре «Металлических и деревянных конструкций».

Заведующий кафедрой МиДК
 д-р техн. наук, профессор

«15» июня 2023 г.

А. Г. Черных

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы

Клевана Вадима Игоревича

**«НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СОСТАВНЫХ
ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК СО СТЕНКОЙ ИЗ ГОФРИРОВАННОЙ СТАЛИ И
ПОЯСАМИ ИЗ ОДНОНАПРАВЛЕННОГО КЛЕЕНОГО ШПОНА»**

Основные результаты теоретических и экспериментальных исследований составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона со швами сплачивания элементов на металлических зубьях, включая методику расчета таких конструкций по 1 и 2 предельным состояниям, содержащиеся в диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук В. И. Клевана «Несущая способность и деформативность составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона», использованы на практике ООО «Большепролёт» для разработки проектной документации на объект капитального строительства «Склад хранения готовой продукции».

Настоящий Акт выдан В. И. Клевану для предоставления в диссертационный совет 24.2.380.01 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по месту защиты диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук.

Выданный Акт является документом о внедрении результатов исследований и методики расчета в производство.

Исполнительный директор _____



Мирошникова Е. А.



КровляПлюс

ООО «Кровля +» ИНН 7802870932, КПП 780601001
195043, г. Санкт-Петербург, ул. Ржевская, д. 35, литера А, помещ. 1-Н, ком. 7 Телефон: 8 (812) 602-12-28

Исх. № 32-13 от 12.10.2023

на № _____ от _____

ФБГОУ ВО СПбГАСУ
ул. 2-я Красноармейская, д. 4, Санкт-Петербург,
190005

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы
Клевана Вадима Игоревича

«Несущая способность и деформативность составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона»

Основные результаты диссертационной работы, включая методику численного исследования составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона со швами сплачивания элементов на металлических зубьях, содержащуюся в диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук В. И. Клевана «Несущая способность и деформативность составных двутавровых балок со стенкой из гофрированной стали и поясами из однонаправленного клееного шпона», использованы на практике ООО «Кровля+» для экспертизы технических решений при проектировании индивидуального жилого дома в дер. Колтуши Ленинградской области.

Конструкторский расчет производился по авторской методике, разработанной Вадимом Игоревичем, с учетом жёсткостей связей элементов двутавровой балки. Решалась задача определения картины распределения НДС балки при консольной работе. Определены допустимые конструктивные параметры исполнения консольной двутавровой составной балки с поясами из LVL с гофрированной металлической стенкой. Результаты расчета отразили действительную работу балки под нагрузкой с высокой степенью достоверности, подтвержденную практикой возведения.

Генеральный директор

Фокин А. В.

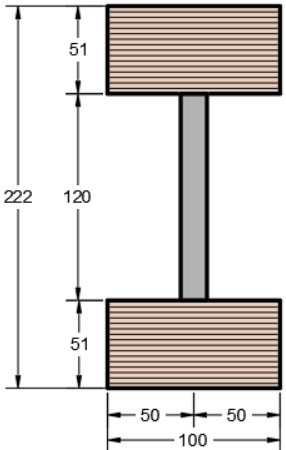


ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Расчет HTS 220/51-100

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 220/51-100. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 220/51-100 приведены в таблице Д.1.

Таблица Д.1 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 220/51-100		222x100	LVL 51x100	$h=120\text{мм}$, $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.1-Д.3. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.4-Д.6. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

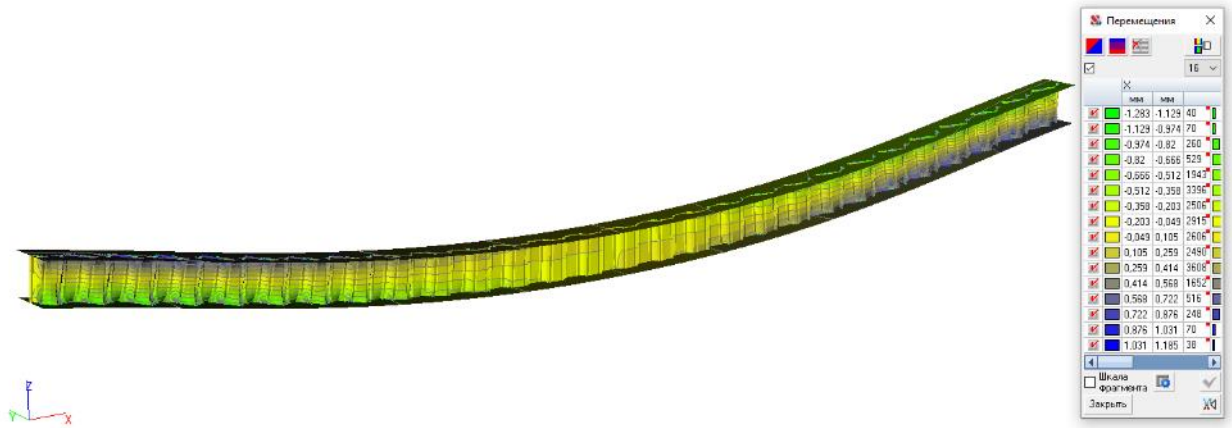


Рисунок Д.1 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

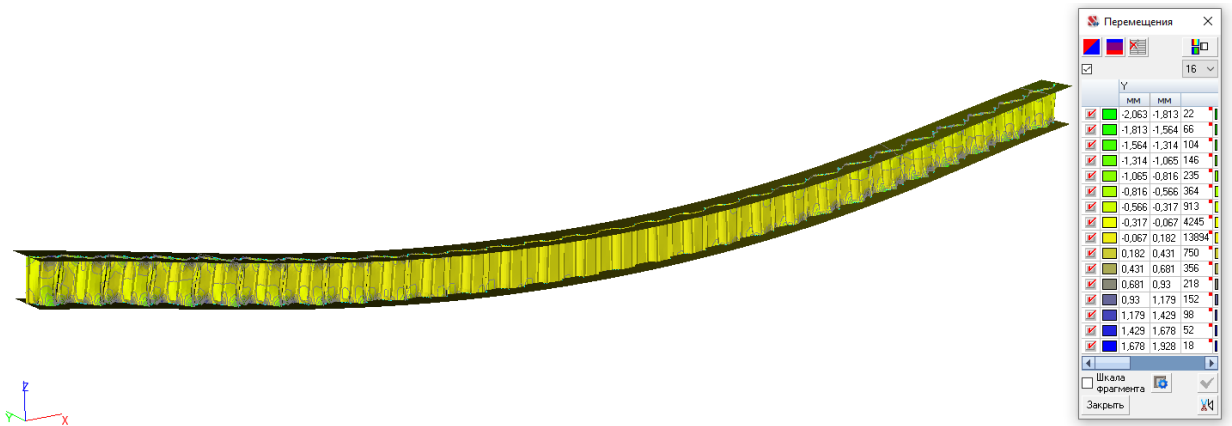


Рисунок Д.2 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

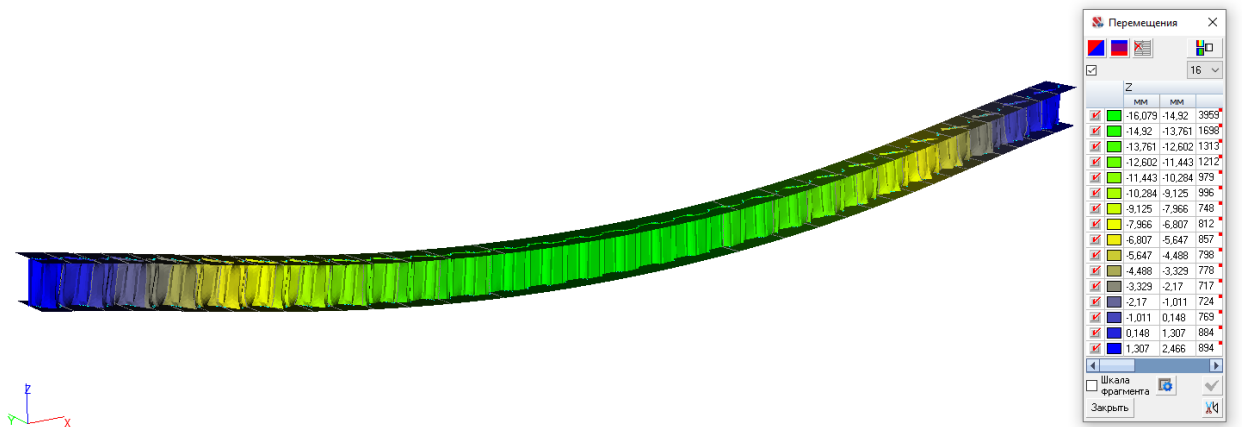


Рисунок Д.3 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

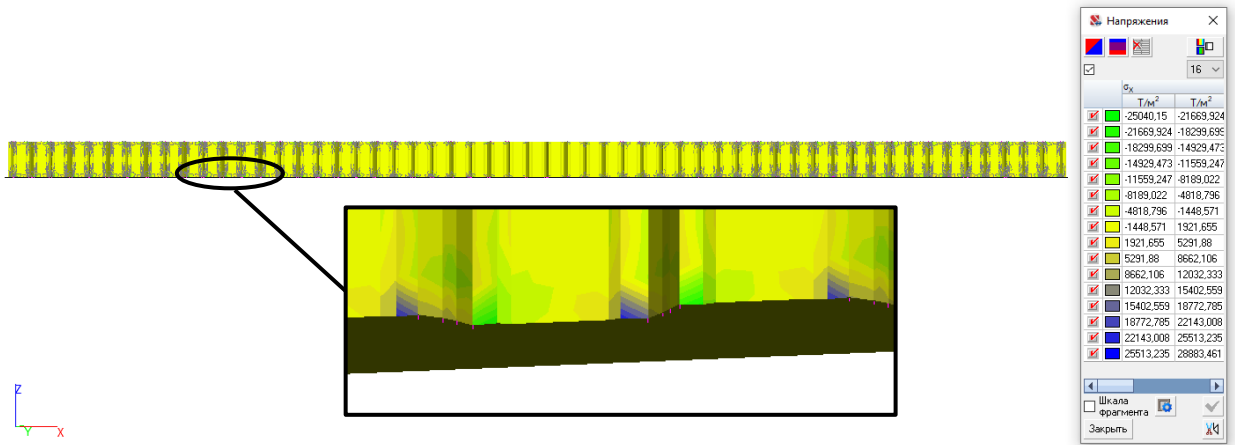


Рисунок Д.4– Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

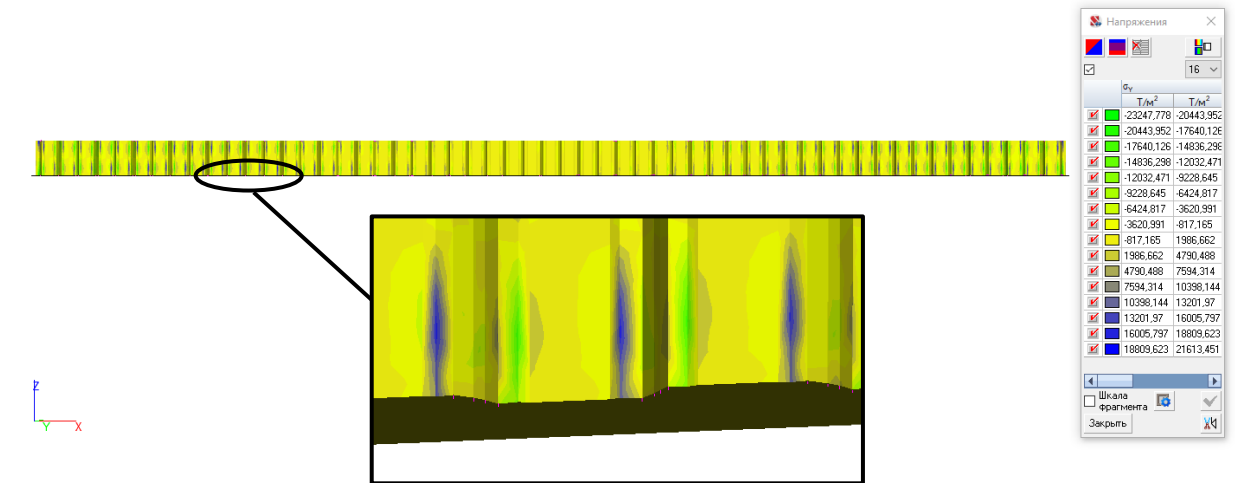


Рисунок Д.5 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

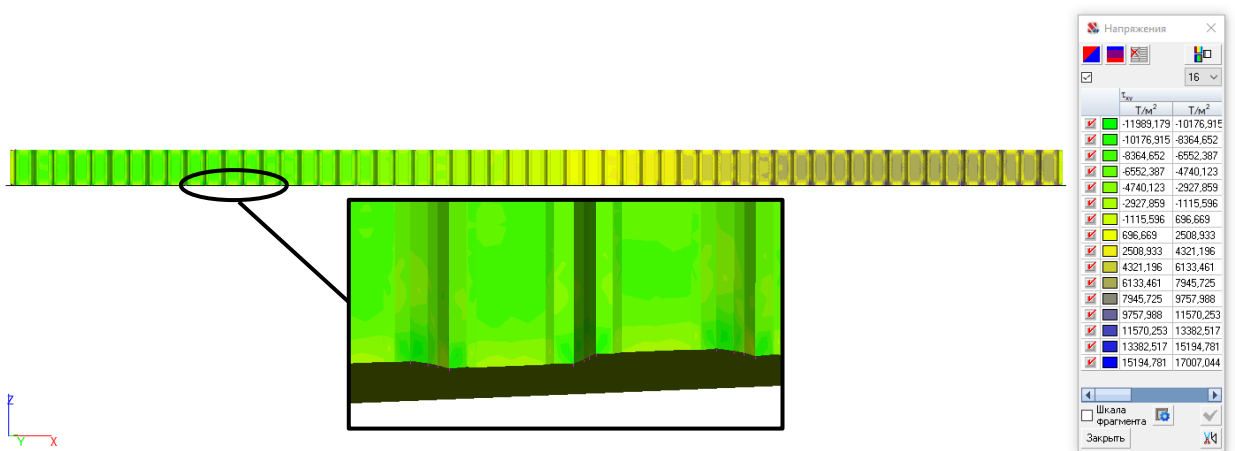


Рисунок Д.6 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.2 и на рисунках Д6.1, Д6.2.

Таблица Д.2 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σ_x , Т/м ²		σ_y , Т/м ²		τ_{xy} , Т/м ²	
	ОХ Мин.	ОХ Макс.	ОУ Мин.	ОУ Макс.	OZ Мин.	OZ Макс.	σ_x Мин.	σ_x Макс.	σ_y Мин.	σ_y Макс.	τ_{xy} Мин.	τ_{xy} Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,091	0,134	-0,065	0,047	-2,120	0,307	-4991	5048	-5421	4322	-3186	3172
6	-0,191	0,264	-0,139	0,104	-4,226	0,615	-9909	10145	-9007	8405	-5985	6057
9	-0,307	-0,263	-0,286	0,252	-6,498	0,950	-14626	15193	-12643	12239	-8350	8442
12	-0,483	0,561	-0,581	0,529	-9,035	1,331	-18989	20430	-16528	15740	-10095	10195
15	-0,779	0,811	-1,109	1,030	-12,056	1,801	-22647	25238	-20110	18885	-11263	13022
18	-1,283	1,185	-2,063	1,928	-16,079	2,466	-25040	28883	-23247	21613	-11989	17007
21	-2,209	1,784	-3,820	3,472	-22,348	3,610	-26046	30557	-25623	23766	-16408	20675
24	-4,083	2,751	-7,145	6,930	-33,370	5,738	-26164	30237	-27220	26702	-20524	22949
27	-7,157	4,314	-12,343	11,612	-51,464	9,154	-26206	29479	-28230	28733	-22441	23851

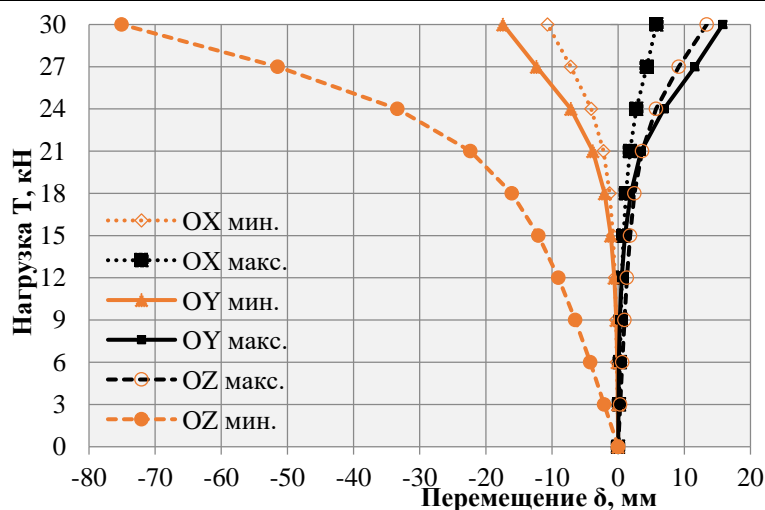


Рисунок Д.6.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки

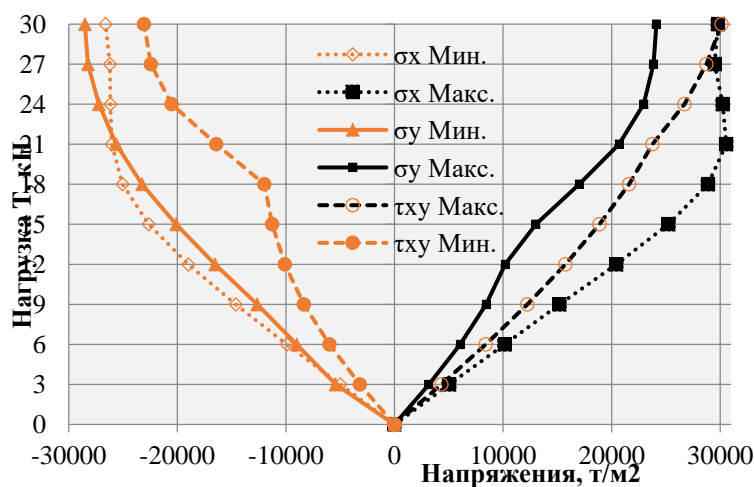


Рисунок Д.6.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x , σ_y , τ_{xy} при различных уровнях нагрузки

Расчет HTS 210/45-60

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 210/45-60. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 210/45-60 приведены в таблице Д.3.

Таблица Д.3 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 210/45-60		210x60	LVL 45x60	$h=120\text{мм}$, $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.7-Д.9. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.10-Д.12. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

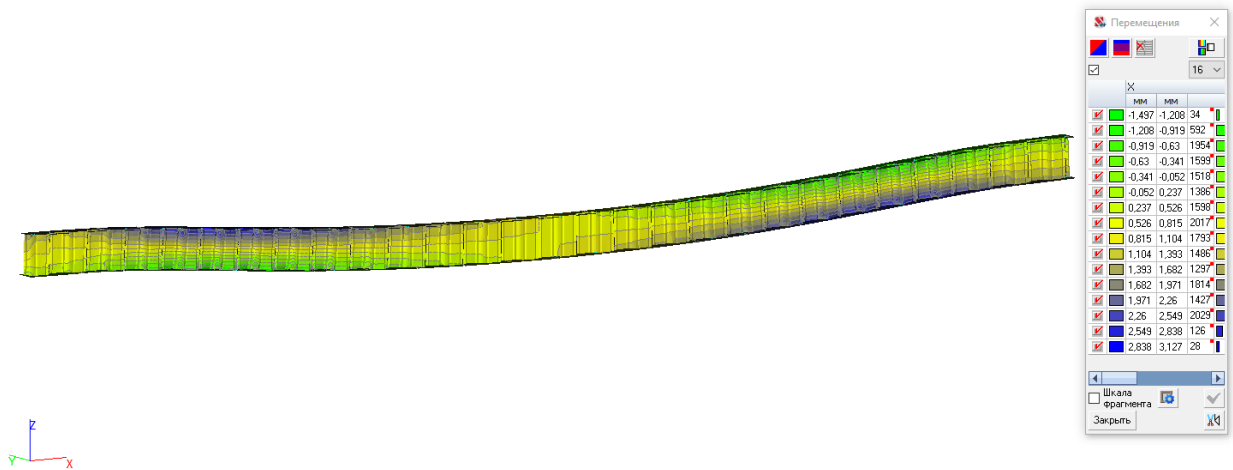


Рисунок Д.7 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

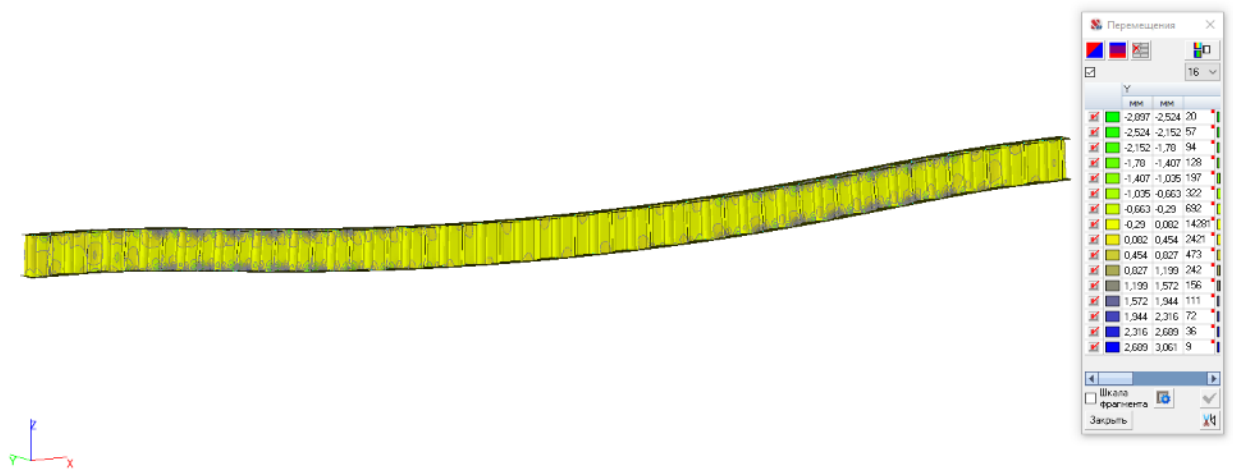


Рисунок Д.8 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

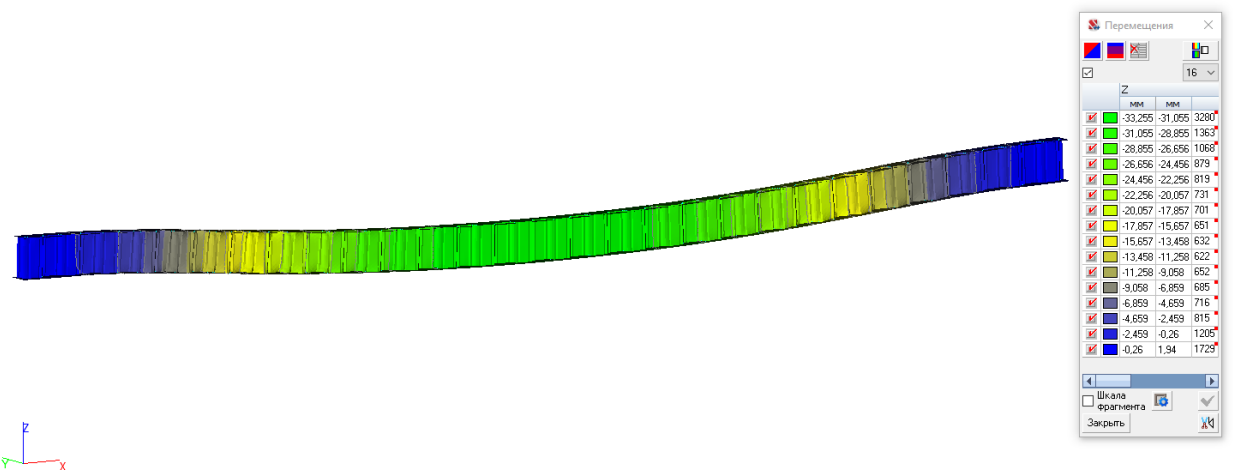


Рисунок Д.9 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

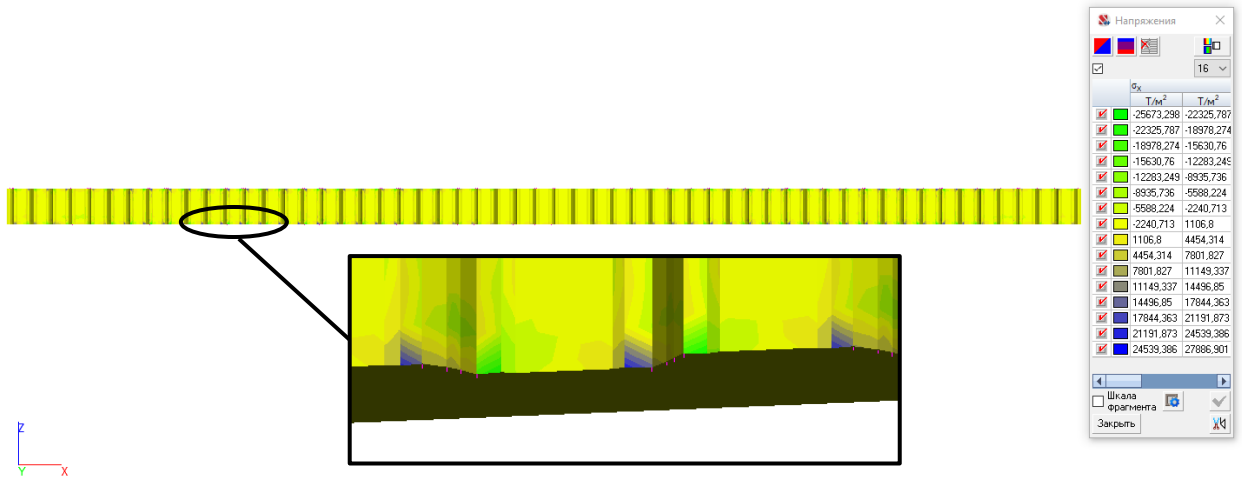


Рисунок Д.10– Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

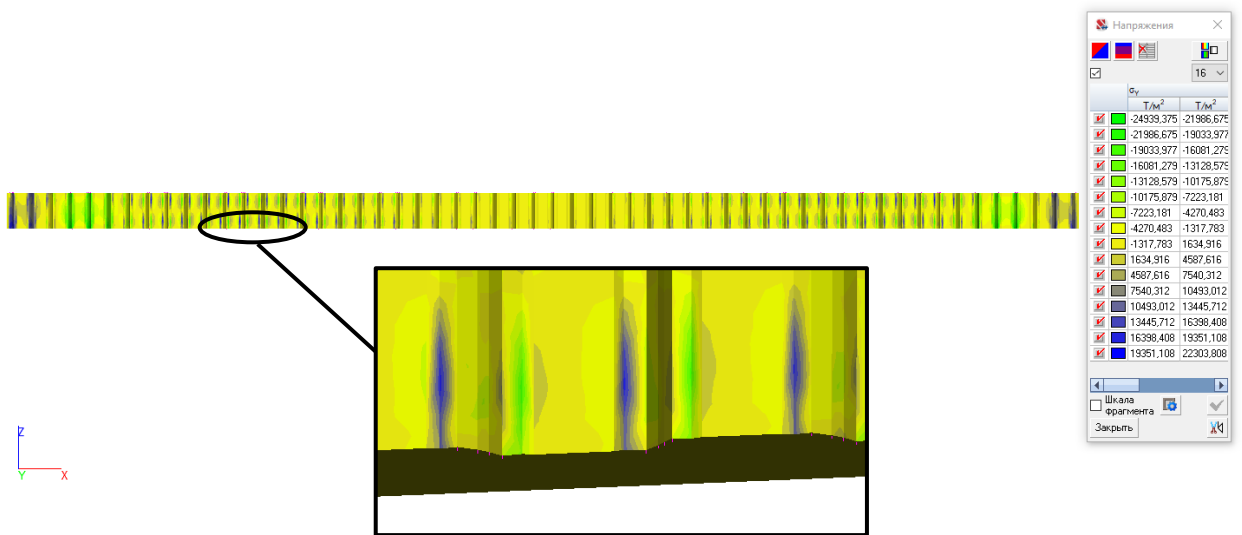


Рисунок Д.11 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

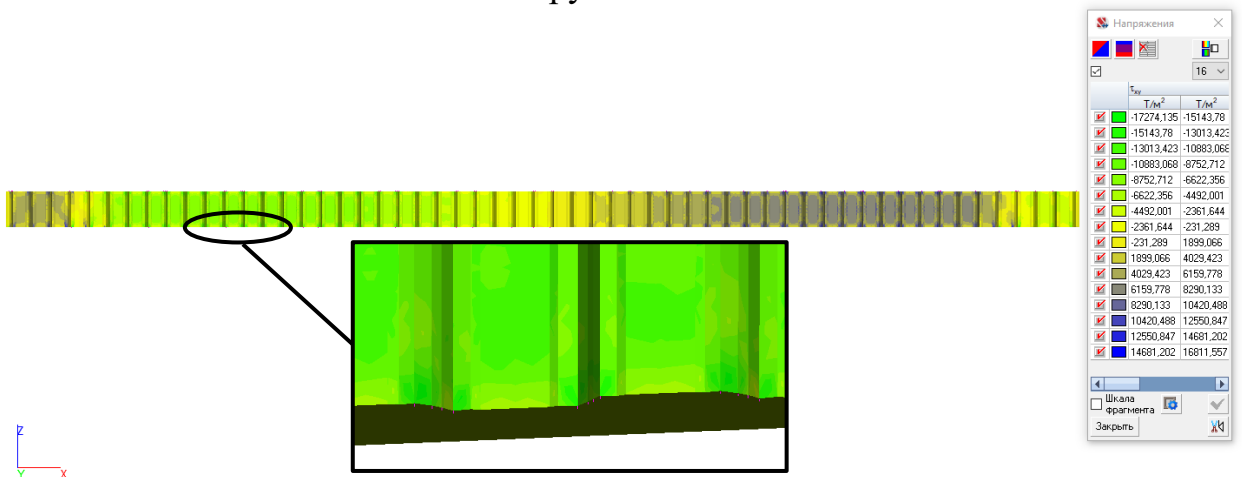


Рисунок Д.12 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.4 и на рисунках Д12.1, Д12.2.

Таблица Д.4 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σ_x , Т/м2		σ_y , Т/м2		τ_{xy} , Т/м2	
	ОХ Мин.	ОХ Макс.	ОУ Мин.	ОУ Макс.	ОZ Мин.	ОZ Макс.	σ_x Мин.	σ_x Макс.	σ_y Мин.	σ_y Макс.	τ_{xy} Мин.	τ_{xy} Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,091	0,134	-0,065	0,047	-2,120	0,307	-4991	5048	-5421	4322	-3186	3172
6	-0,191	0,264	-0,139	0,104	-4,226	0,615	-9909	10145	-9007	8405	-5985	6057
9	-0,307	-0,263	-0,286	0,252	-6,498	0,950	-14626	15193	-12643	12239	-8350	8442
12	-0,483	0,561	-0,581	0,529	-9,035	1,331	-18989	20430	-16528	15740	-10095	10195
15	-0,779	0,811	-1,109	1,030	-12,056	1,801	-22647	25238	-20110	18885	-11263	13022
18	-1,283	1,185	-2,063	1,928	-16,079	2,466	-25040	28883	-23247	21613	-11989	17007
21	-2,209	1,784	-3,820	3,472	-22,348	3,610	-26046	30557	-25623	23766	-16408	20675
24	-4,083	2,751	-7,145	6,930	-33,370	5,738	-26164	30237	-27220	26702	-20524	22949
27	-7,157	4,314	-12,343	11,612	-51,464	9,154	-26206	29479	-28230	28733	-22441	23851

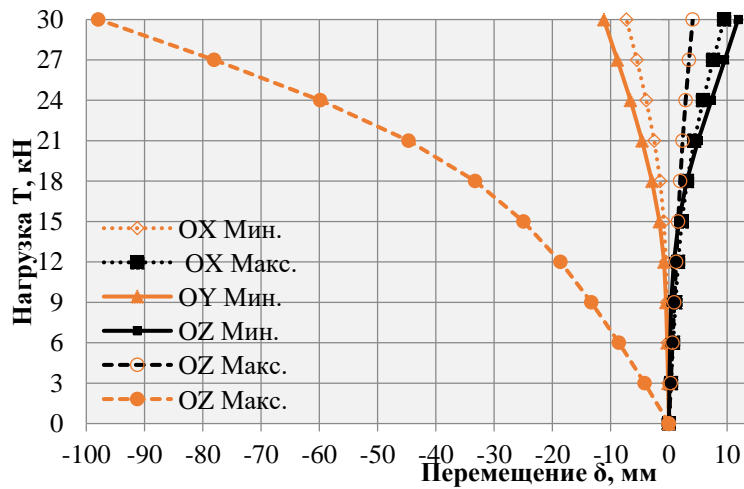


Рисунок Д.12.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки

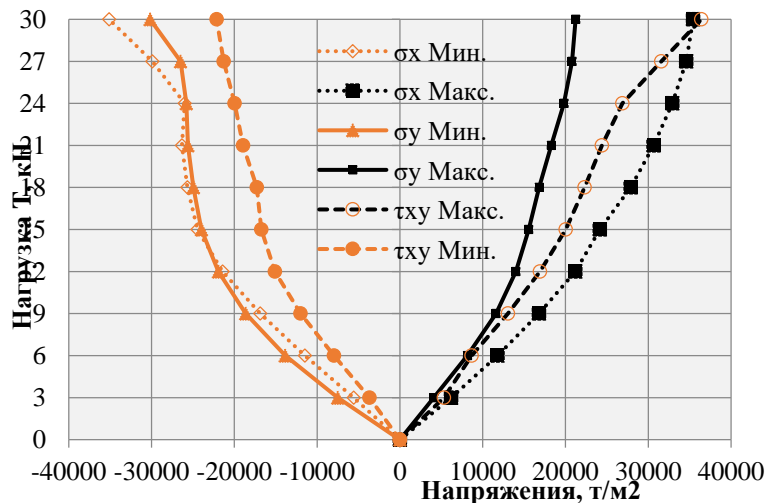



Рисунок Д.12.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x , σ_y , τ_{xy} при различных уровнях нагрузки

Расчет HTS 300/51-100

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 300/51-100. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 300/51-100 приведены в таблице Д.5.

Таблица Д.5 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 300/51-100		302x100	LVL 51x100	$h=120\text{мм}$, $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.13-Д.15. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.16-Д.18. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

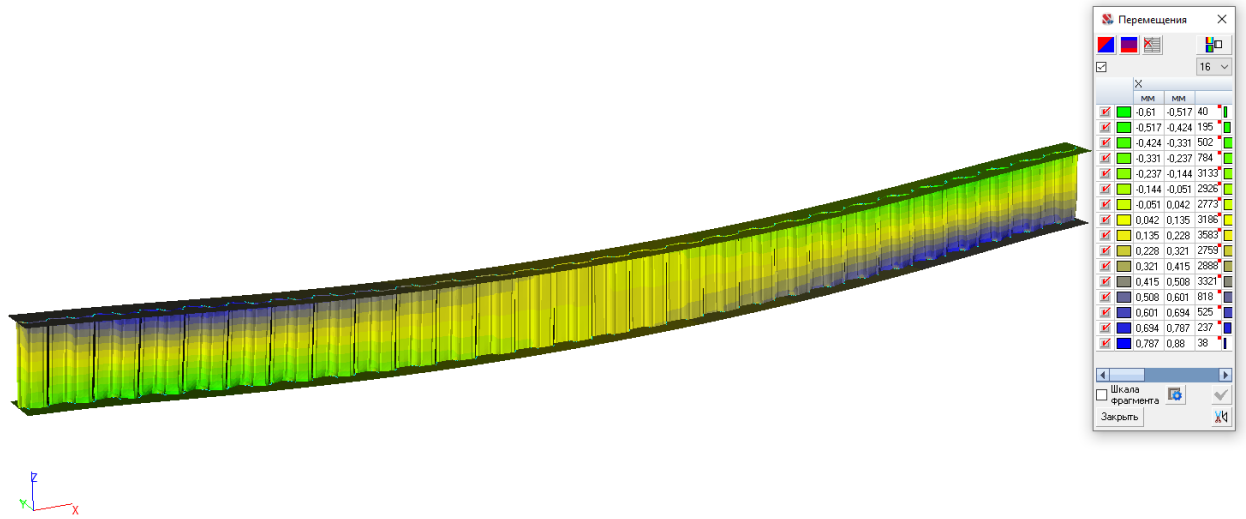


Рисунок Д.13 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

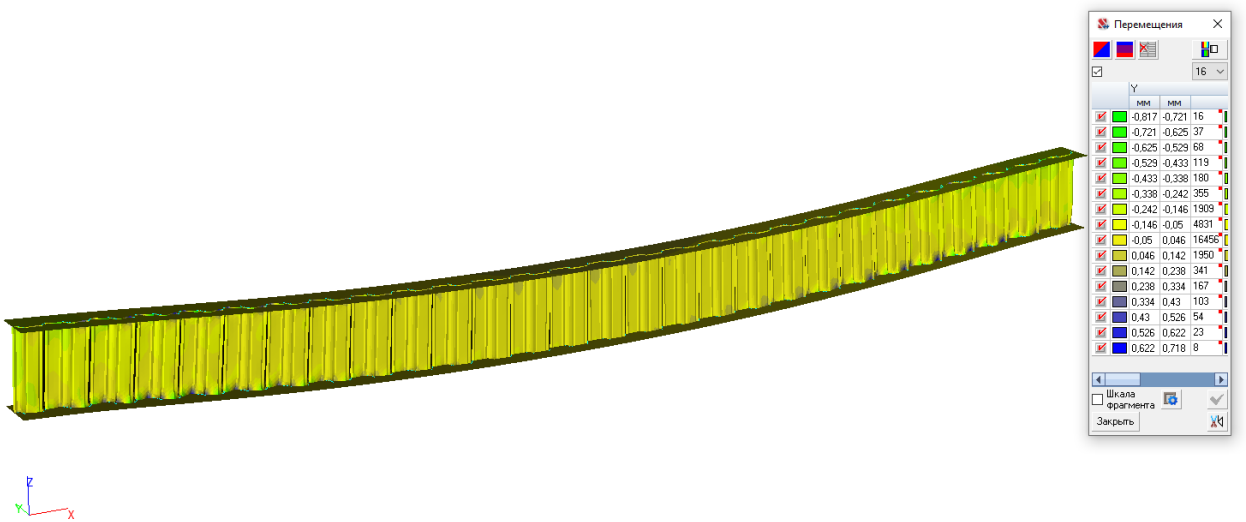


Рисунок Д.14 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

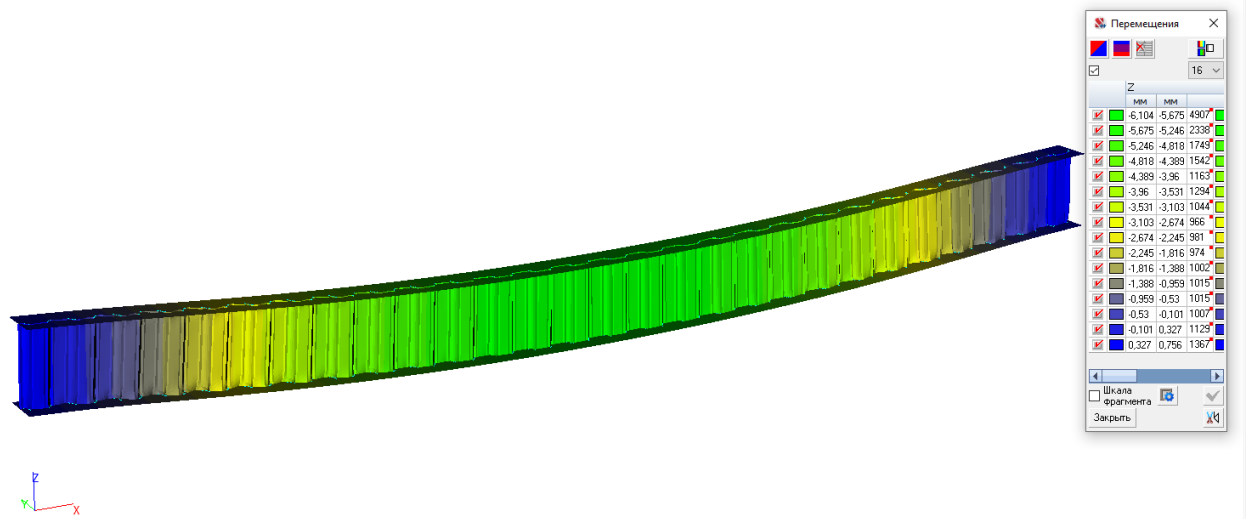


Рисунок Д.15 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

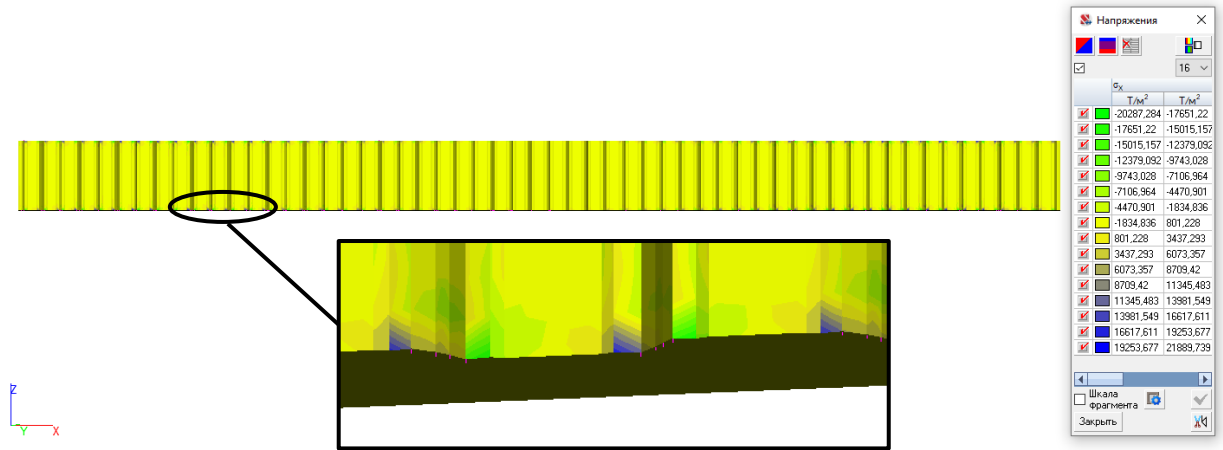


Рисунок Д.16 – Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

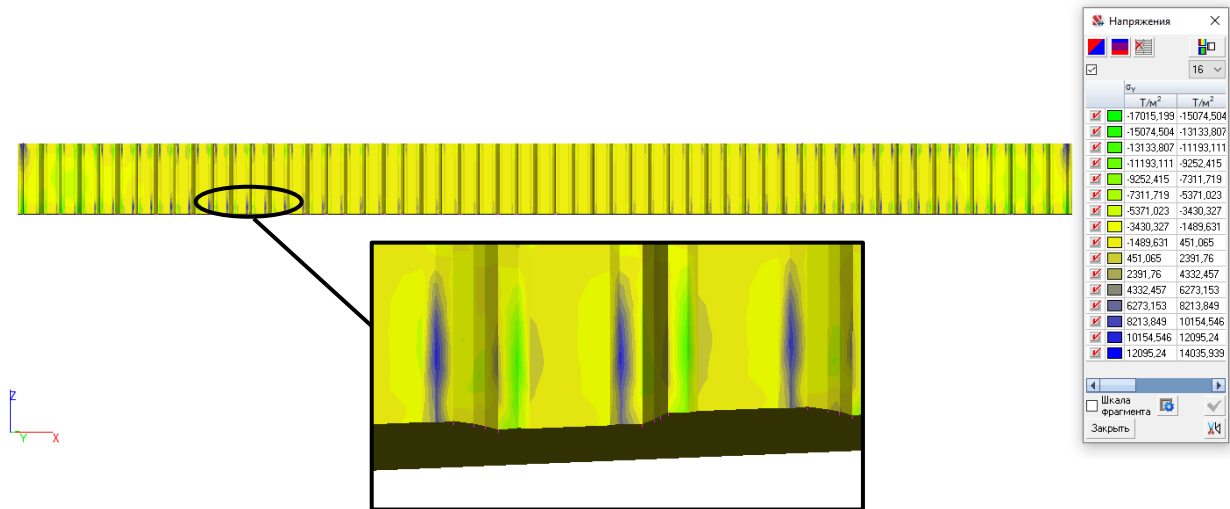


Рисунок Д.17 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

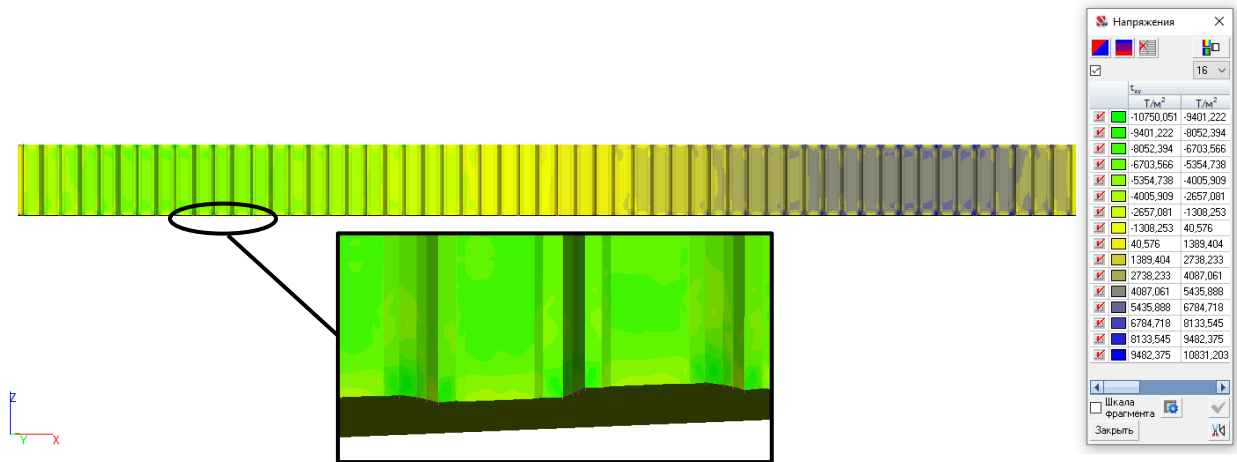


Рисунок Д.18 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.6 и на рисунках Д18.1, Д18.2.

Таблица Д.6 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σ_x , Т/м ²		σ_y , Т/м ²		τ_{xy} , Т/м ²	
	ОХ Мин.	ОХ Макс.	ОУ Мин.	ОУ Макс.	ОZ Мин.	ОZ Макс.	σ_x Мин.	σ_x Макс.	σ_y Мин.	σ_y Макс.	τ_{xy} Мин.	τ_{xy} Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,091	0,134	-0,065	0,047	-2,120	0,307	-4991	5048	-5421	4322	-3186	3172
6	-0,191	0,264	-0,139	0,104	-4,226	0,615	-9909	10145	-9007	8405	-5985	6057
9	-0,307	-0,263	-0,286	0,252	-6,498	0,950	-14626	15193	-12643	12239	-8350	8442
12	-0,483	0,561	-0,581	0,529	-9,035	1,331	-18989	20430	-16528	15740	-10095	10195
15	-0,779	0,811	-1,109	1,030	-12,056	1,801	-22647	25238	-20110	18885	-11263	13022
18	-1,283	1,185	-2,063	1,928	-16,079	2,466	-25040	28883	-23247	21613	-11989	17007
21	-2,209	1,784	-3,820	3,472	-22,348	3,610	-26046	30557	-25623	23766	-16408	20675
24	-4,083	2,751	-7,145	6,930	-33,370	5,738	-26164	30237	-27220	26702	-20524	22949
27	-7,157	4,314	-12,343	11,612	-51,464	9,154	-26206	29479	-28230	28733	-22441	23851

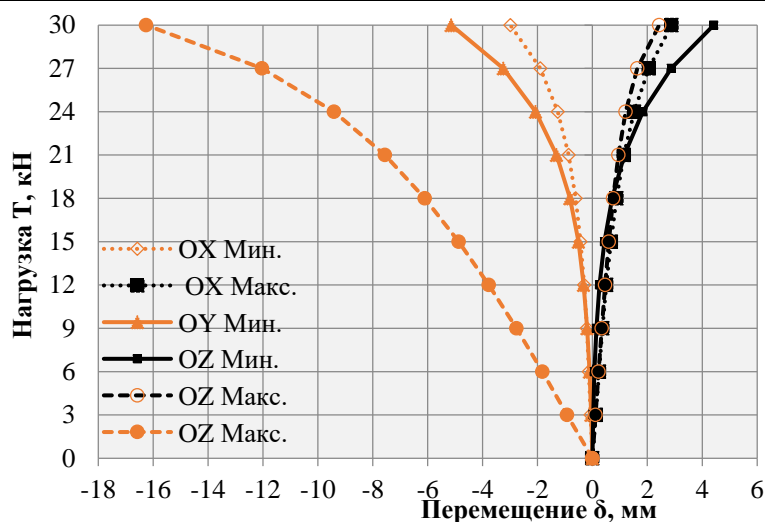


Рисунок Д.18.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки

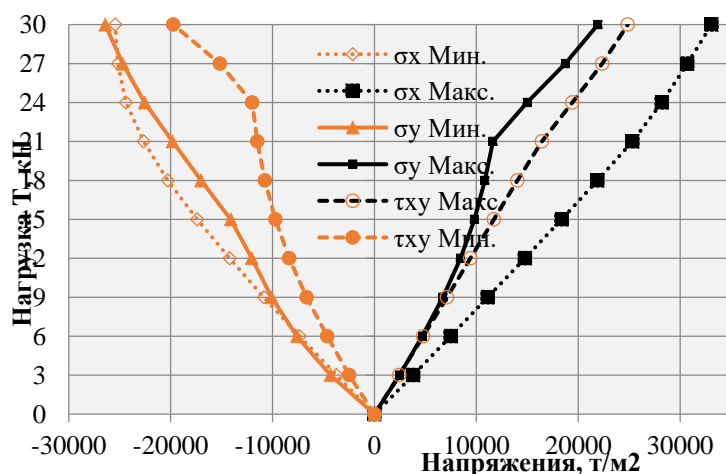
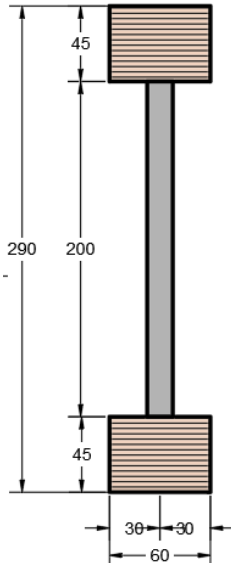


Рисунок Д.18.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x , σ_y , τ_{xy} при различных уровнях нагрузки

Расчет HTS HTS 290/45-60

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 290/45-60. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 290/45-60 приведены в таблице Д.7.

Таблица Д.7 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 290/45-60		290x60	LVL 45x60	$h=120\text{мм}$, $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.19-Д.21. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.22-Д.24. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

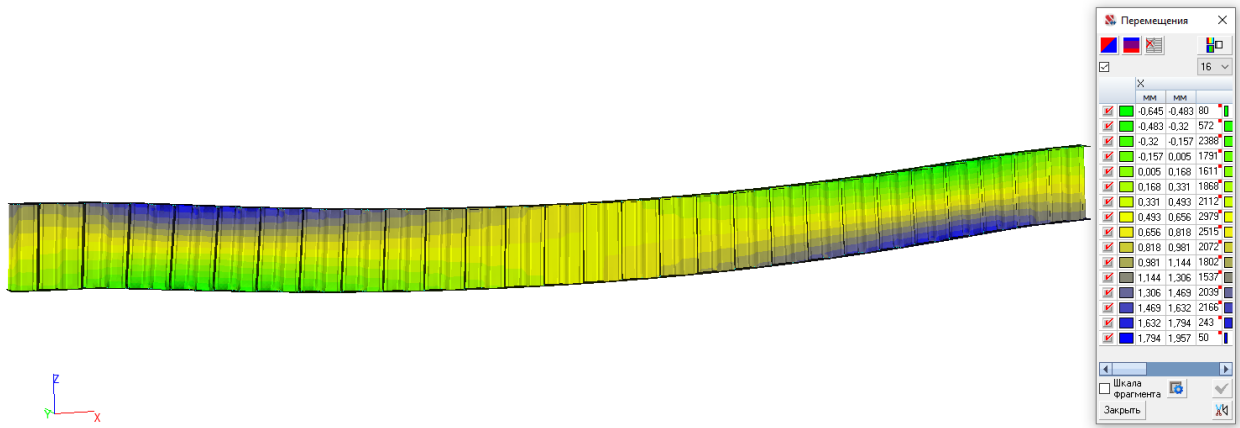


Рисунок Д.19 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

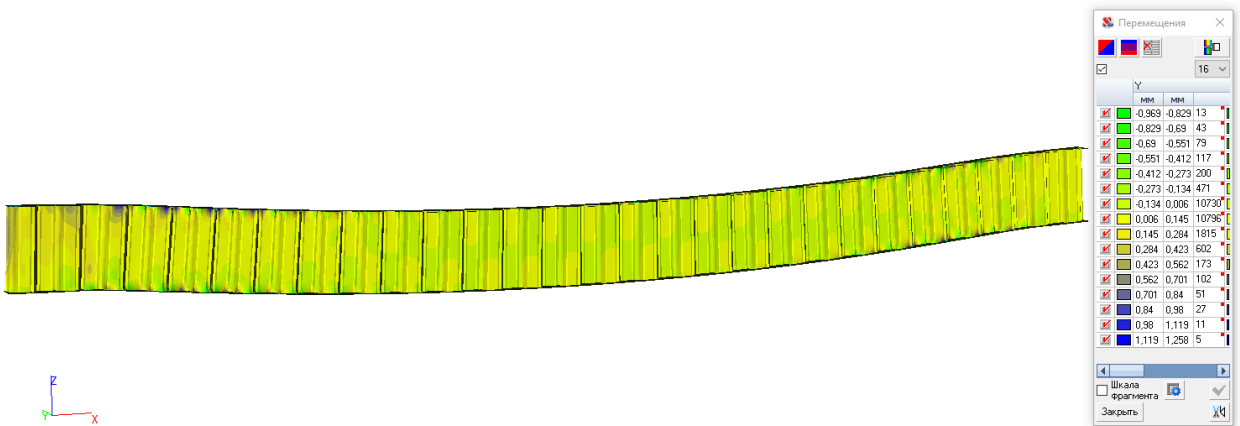


Рисунок Д.20 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

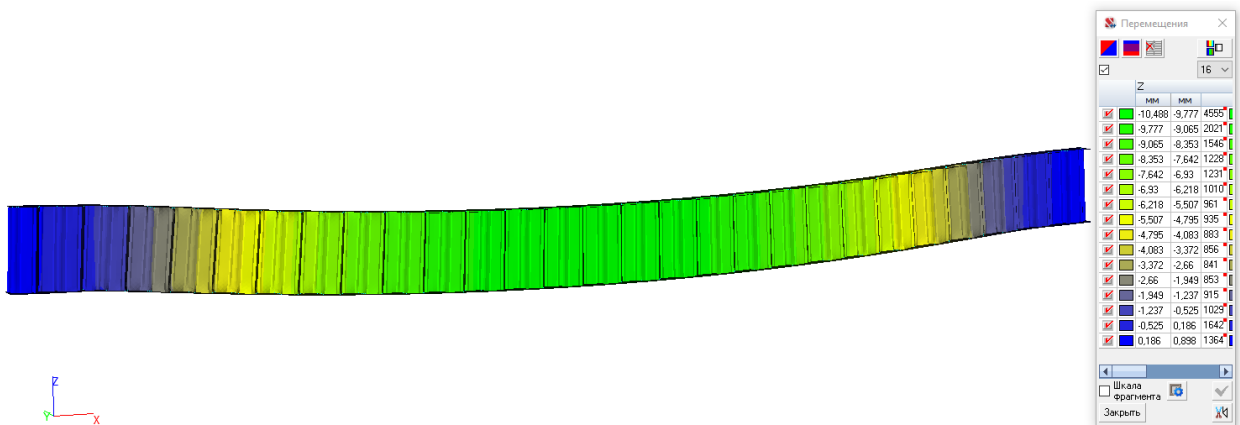


Рисунок Д.21 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

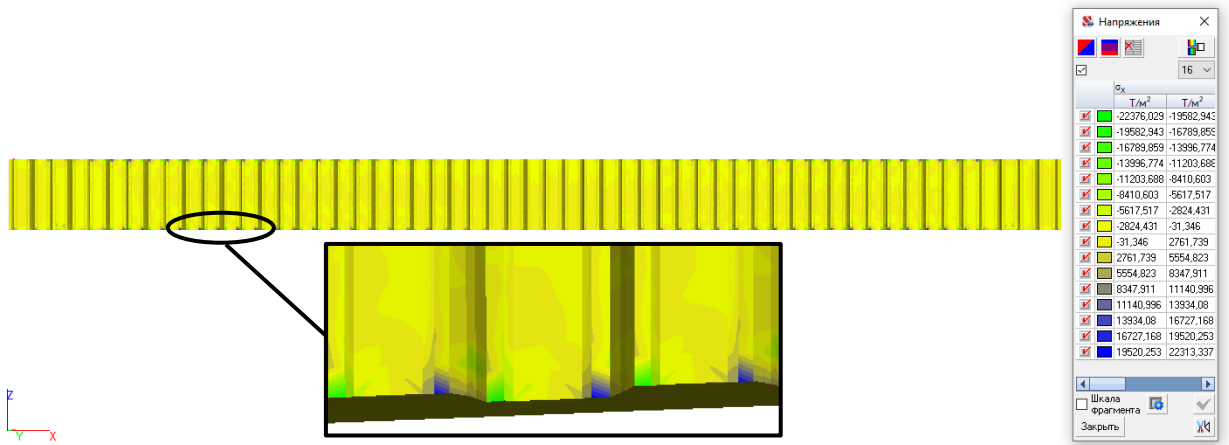


Рисунок Д.22– Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

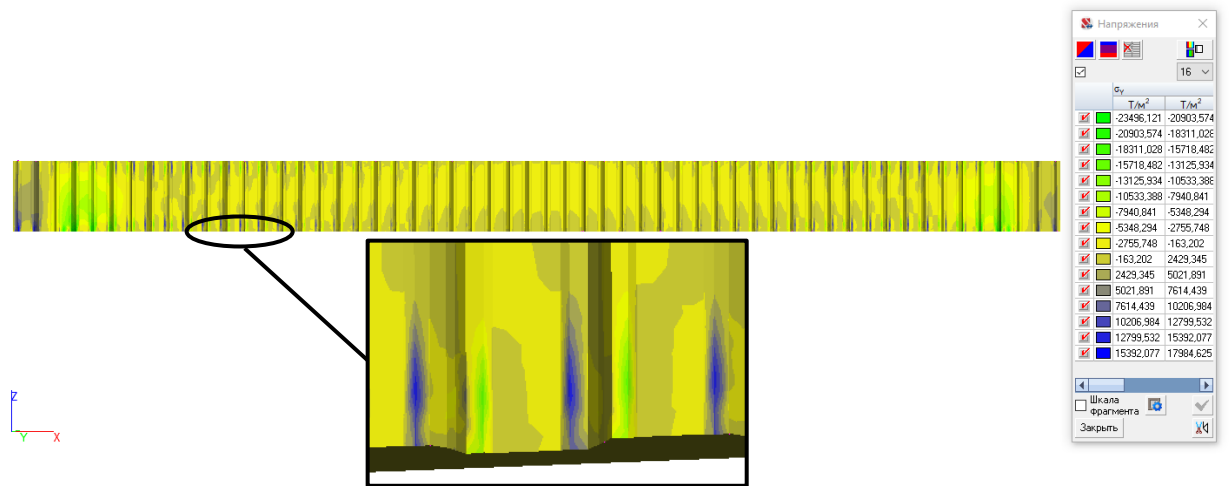


Рисунок Д.23 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

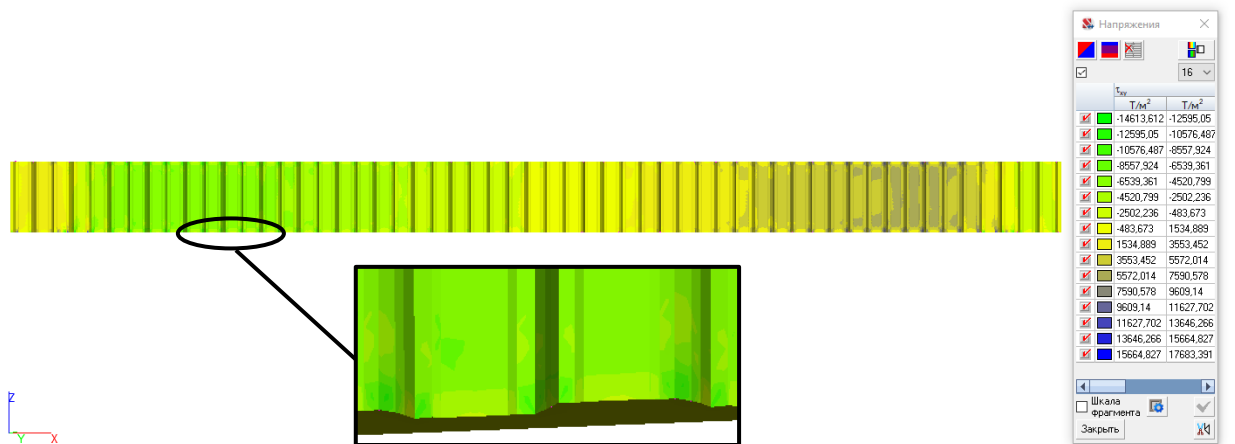


Рисунок Д.24 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.8 и на рисунках Д24.1, Д24.2.

Таблица Д.8 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σ_x , Т/м ²		σ_y , Т/м ²		τ_{xy} , Т/м ²	
	ОХ Мин.	ОХ Макс.	ОУ Мин.	ОУ Макс.	ОZ Мин.	ОZ Макс.	σ_x Мин.	σ_x Макс.	σ_y Мин.	σ_y Макс.	τ_{xy} Мин.	τ_{xy} Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,091	0,134	-0,065	0,047	-2,120	0,307	-4991	5048	-5421	4322	-3186	3172
6	-0,191	0,264	-0,139	0,104	-4,226	0,615	-9909	10145	-9007	8405	-5985	6057
9	-0,307	-0,263	-0,286	0,252	-6,498	0,950	-14626	15193	-12643	12239	-8350	8442
12	-0,483	0,561	-0,581	0,529	-9,035	1,331	-18989	20430	-16528	15740	-10095	10195
15	-0,779	0,811	-1,109	1,030	-12,056	1,801	-22647	25238	-20110	18885	-11263	13022
18	-1,283	1,185	-2,063	1,928	-16,079	2,466	-25040	28883	-23247	21613	-11989	17007
21	-2,209	1,784	-3,820	3,472	-22,348	3,610	-26046	30557	-25623	23766	-16408	20675
24	-4,083	2,751	-7,145	6,930	-33,370	5,738	-26164	30237	-27220	26702	-20524	22949
27	-7,157	4,314	-12,343	11,612	-51,464	9,154	-26206	29479	-28230	28733	-22441	23851

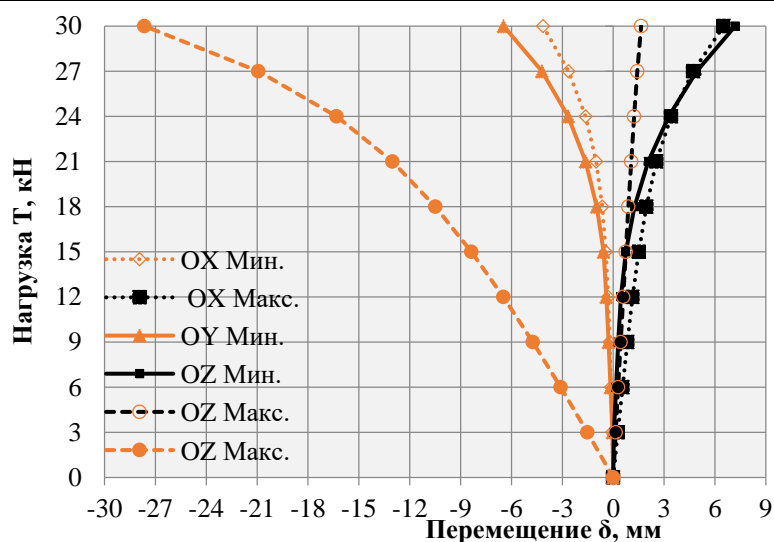


Рисунок Д.18.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки

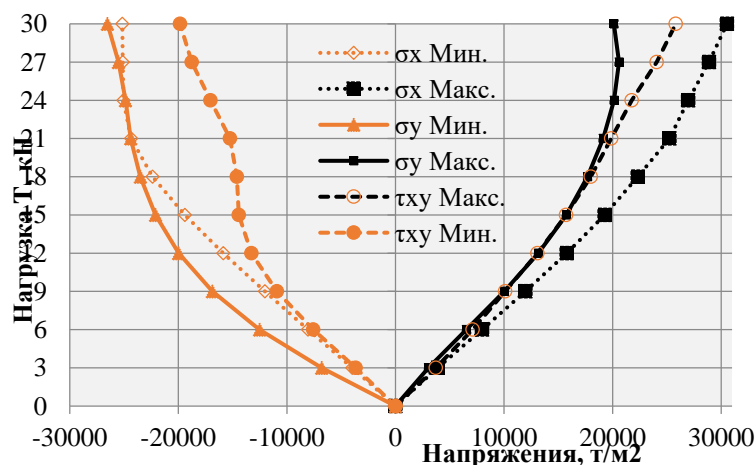


Рисунок Д.18.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x , σ_y , τ_{xy} при различных уровнях нагрузки

Расчет HTS 350/51-100

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 350/51-100. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 350/51-100 приведены в таблице Д.9.

Таблица Д.9 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 350/51-100		350x100	LVL 51x100	$h=120\text{мм}$, $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.25-Д.27. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.28-Д.30. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

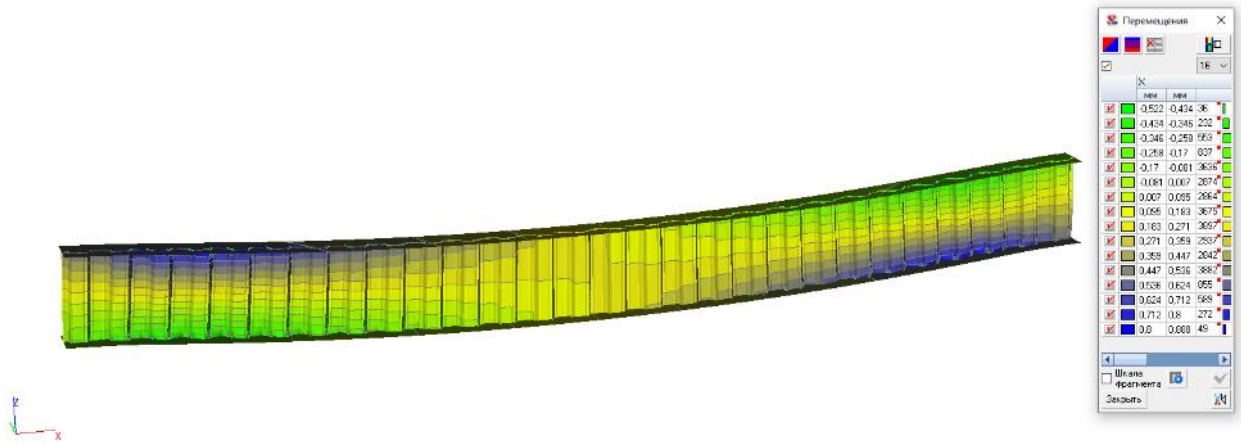


Рисунок Д.25 – Перемещения балки по оси ОХ при уровне нагрузки 18 кН.

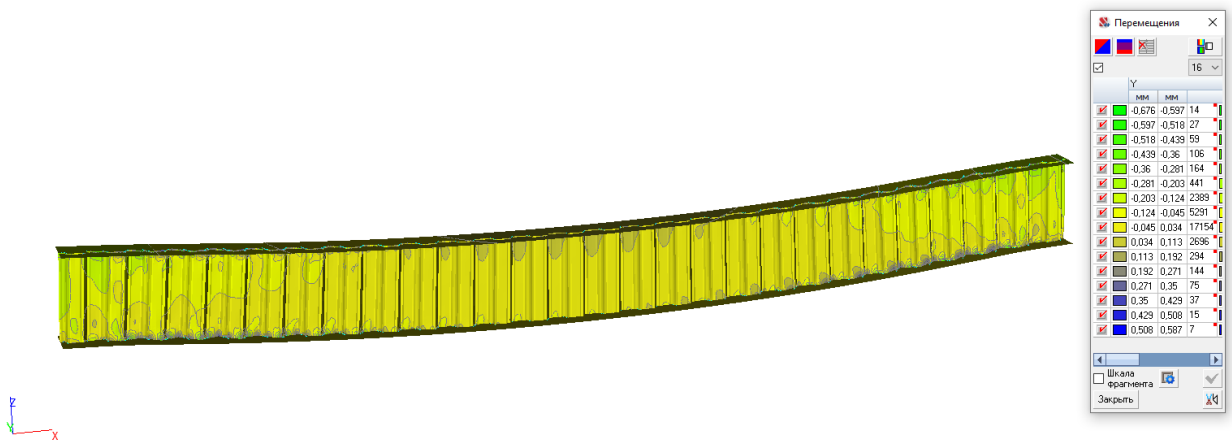


Рисунок Д.26 – Перемещения балки по оси ОУ при уровне нагрузки 18 кН.

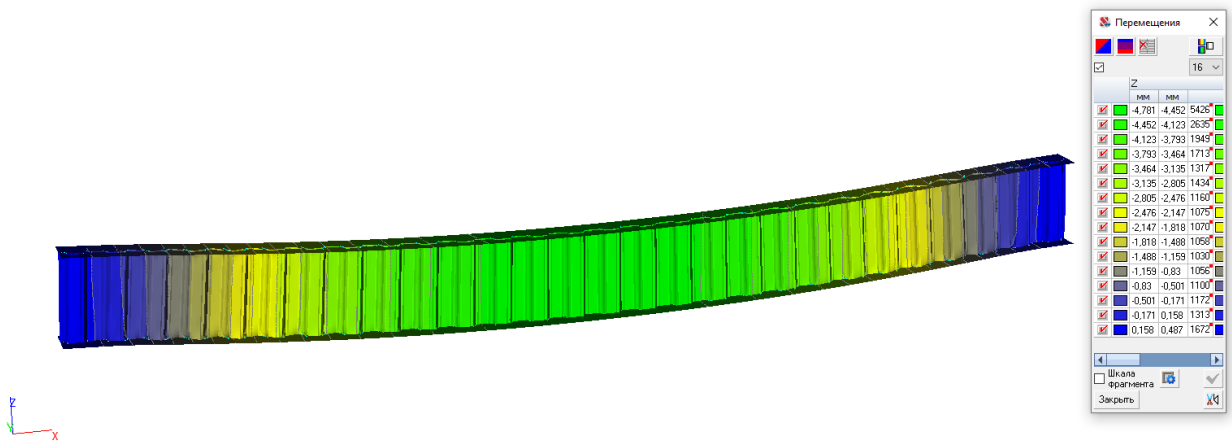


Рисунок Д.27 – Перемещения балки по оси ОZ при уровне нагрузки 18 кН.

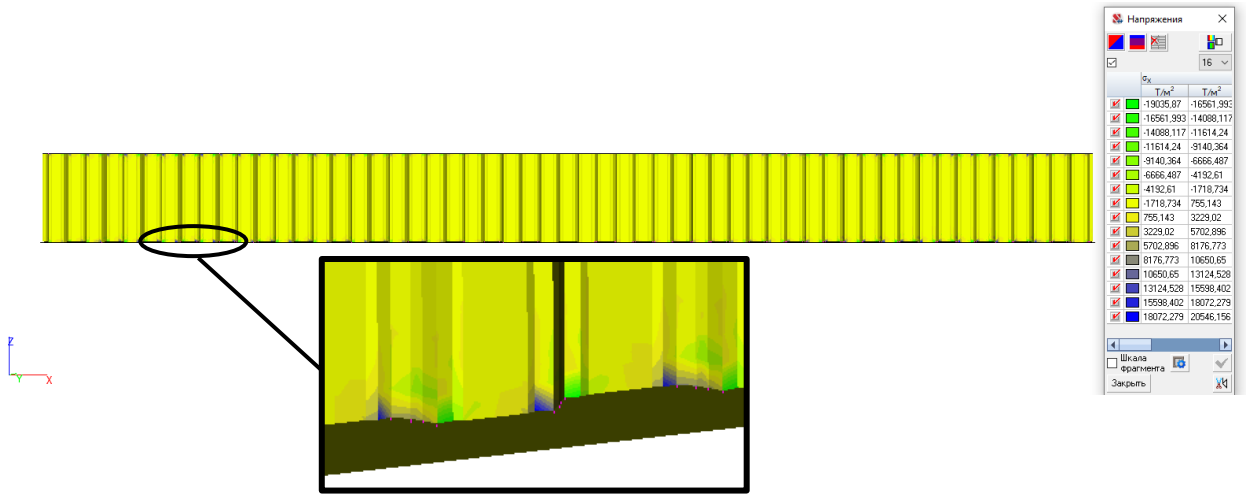


Рисунок Д.28– Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

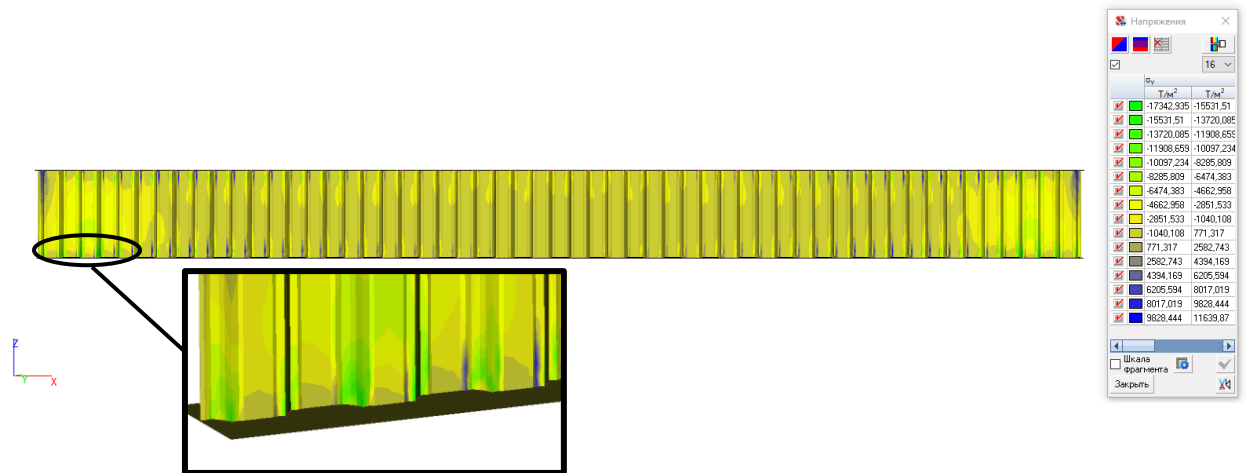


Рисунок Д.29 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

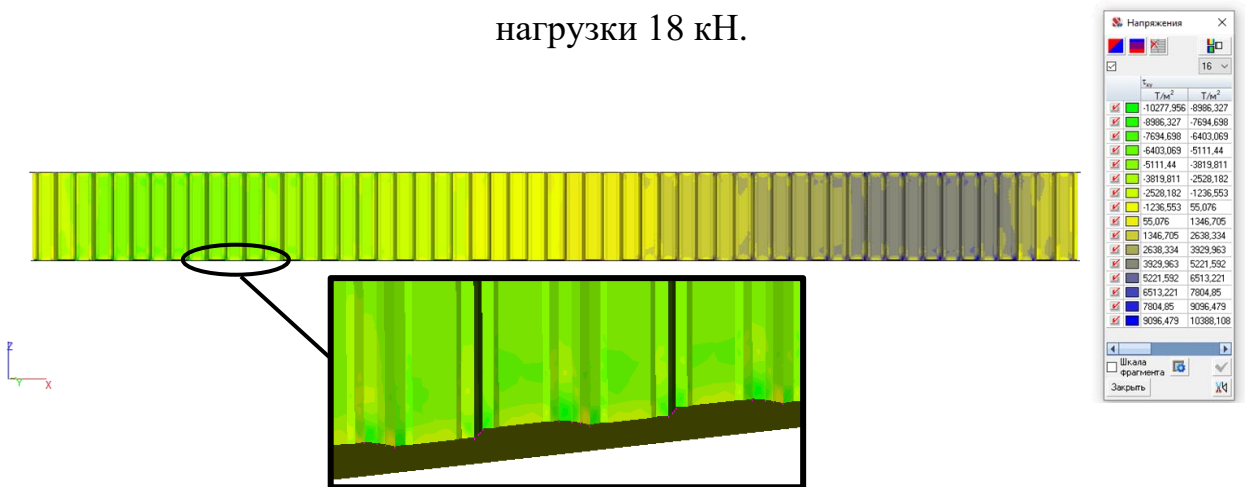


Рисунок Д.30 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.10 и на рисунках Д30.1, Д30.2.

Таблица Д.10 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σ_x , Т/м ²		σ_y , Т/м ²		τ_{xy} , Т/м ²	
	OX Мин.	OX Макс.	OY Мин.	OY Макс.	OZ Мин.	OZ Макс.	σ_x Мин.	σ_x Макс.	σ_y Мин.	σ_y Макс.	τ_{xy} Мин.	τ_{xy} Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,058	0,131	-0,051	0,026	-0,736	0,077	-3424,4	3540,48	-4325,7	1867,5	-2370	2256,79
6	-0,117	0,257	-0,107	0,063	-1,457	0,152	-6758,5	6096,57	-7710,2	3344,44	-4409,4	4289,21
9	-0,182	0,387	-0,183	0,127	-2,21	0,229	-10016	10351,2	-10334	4685,79	-6294,3	6223,91
12	-0,267	0,527	-0,291	0,223	-3,004	0,309	-13169	13753,5	-13004	6619,7	-7952,5	7903,26
15	-0,377	0,692	-0,44	0,368	-3,853	0,394	-16198	17168	-15267	8882,9	-9211,4	9292,79
18	-0,522	0,888	-0,676	0,587	-4,781	0,487	-19036	20546,2	-17343	11639,9	-10278	10388,1
21	-0,722	1,132	-1,042	0,916	-5,832	0,593	-21520	23743,8	-19398	14574,8	-11113	11211,6
24	-1,012	1,456	-1,595	1,422	-7,084	0,72	-23395	26461,1	-21058	17611,6	-11723	11804,7
27	-1,454	1,91	-2,415	2,19	-8,692	0,892	-24688	28728	-22400	20553,2	-12147	12212,5
30	-2,153	2,573	-3,579	3,27	-10,967	1,171	-25136	30417	-24627	23101,8	-12423	15691,2

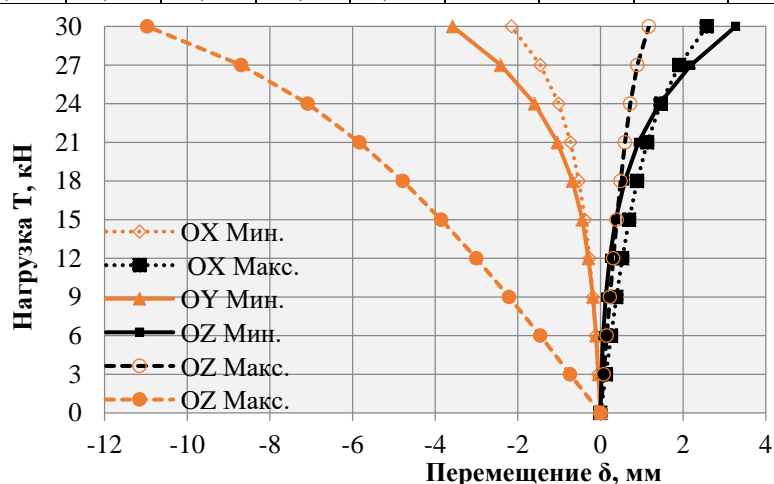


Рисунок Д.30.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки.

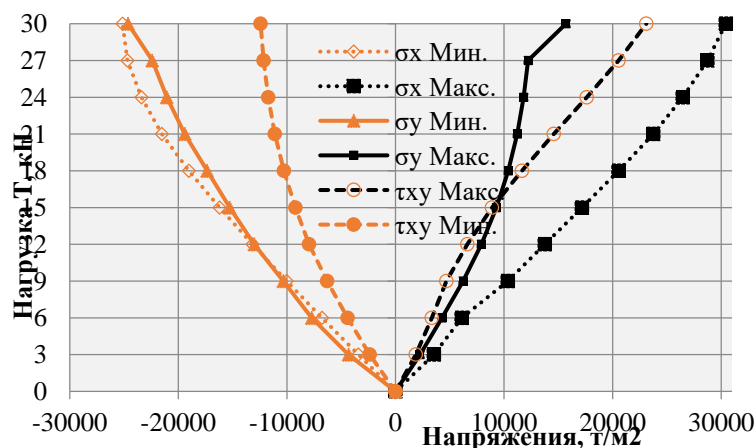


Рисунок Д.30.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x , σ_y , τ_{xy} при различных уровнях нагрузки.

Расчет HTS 340/45-60

Произведен расчет напряженно-деформированного состояния у балки HTS 340/45-60. Согласно спецификации, принятой в данной работе, характеристики балки HTS 340/45-60 приведены в таблице Д.11.

Таблица Д.11 – Геометрические характеристики рассчитываемой балки

Наименование	Схема сечения	Габариты сечения, мм	Пояса	Стенка
HTS 340/45-60		338x60	LVL 45x60	$h=120\text{мм,}$ $t=0,5\text{ мм}$

Распределение деформаций представлено на рисунках Д.31-Д.33. Распределение напряжений представлено на рисунках Д.34-Д.36. Характерные области нарастания напряжений возникают в металлической стенке вблизи зубьев, внедренных в пояса. Менее напряженные области – участки с отсутствием поперечных сил, где действует чистый изгиб.

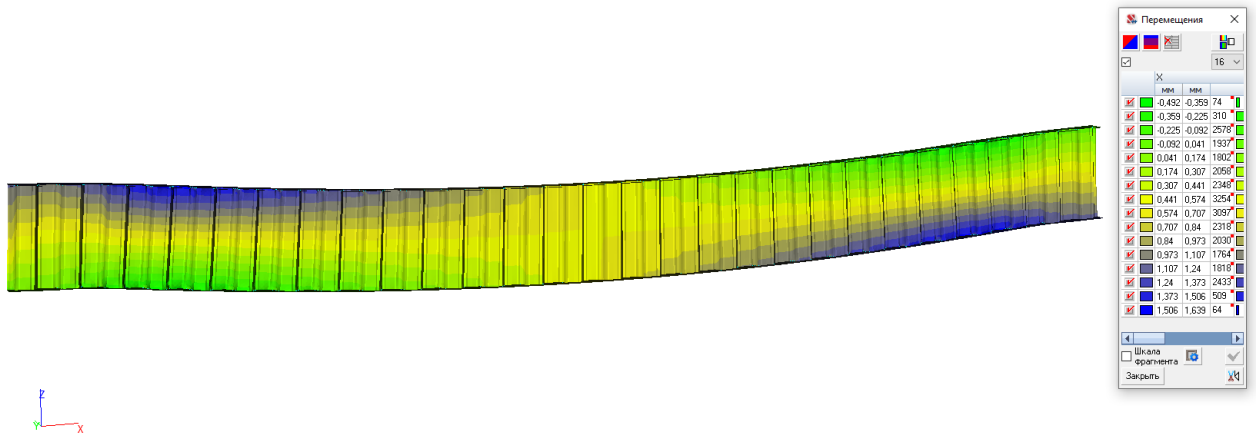


Рисунок Д.31 – Перемещения балки по оси OX при уровне нагрузки 18 кН.

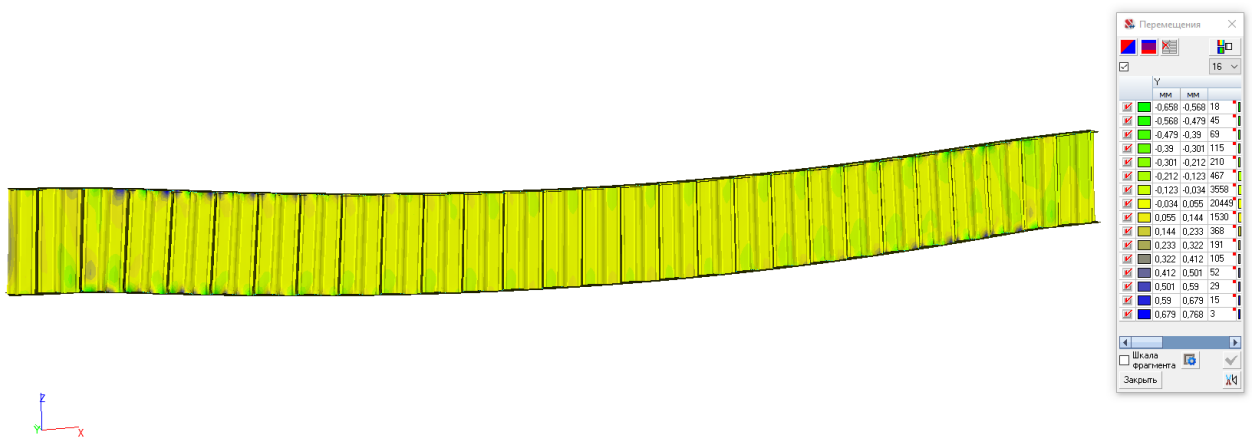


Рисунок Д.32 – Перемещения балки по оси OY при уровне нагрузки 18 кН.

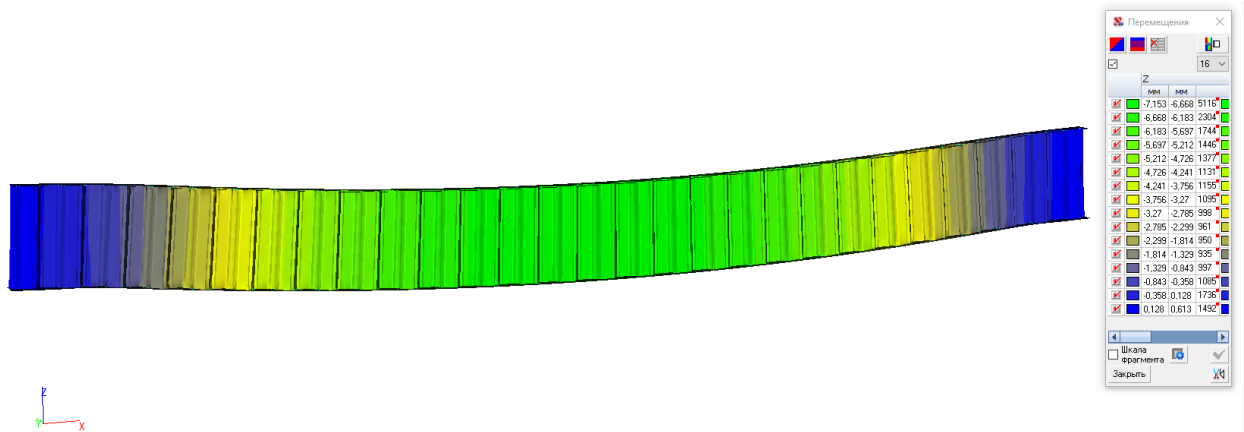


Рисунок Д.33 – Перемещения балки по оси OZ при уровне нагрузки 18 кН.

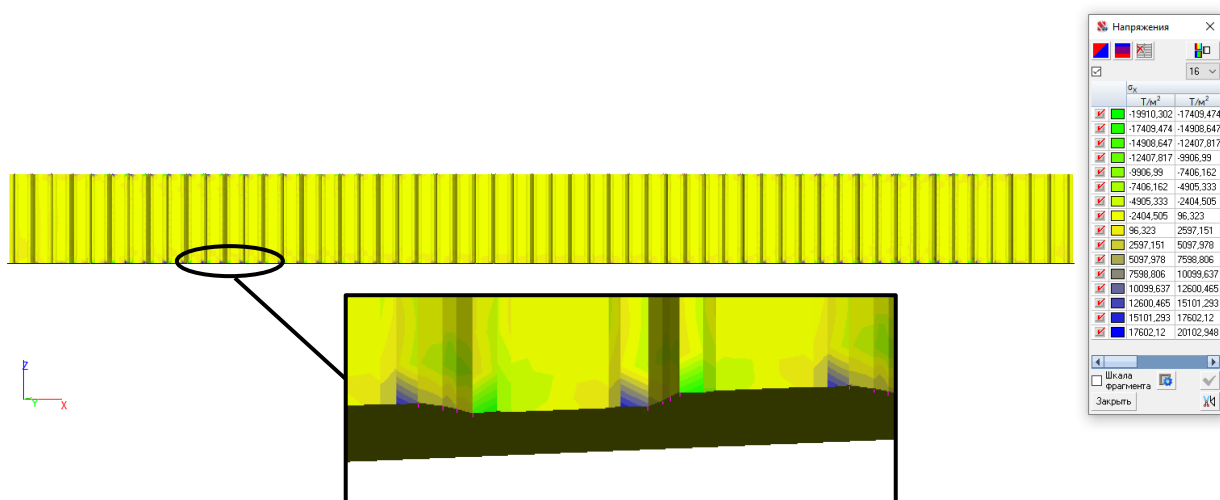


Рисунок Д.34 – Нормальные напряжения σ_x вдоль оси OX в балке при уровне нагрузки 18 кН.

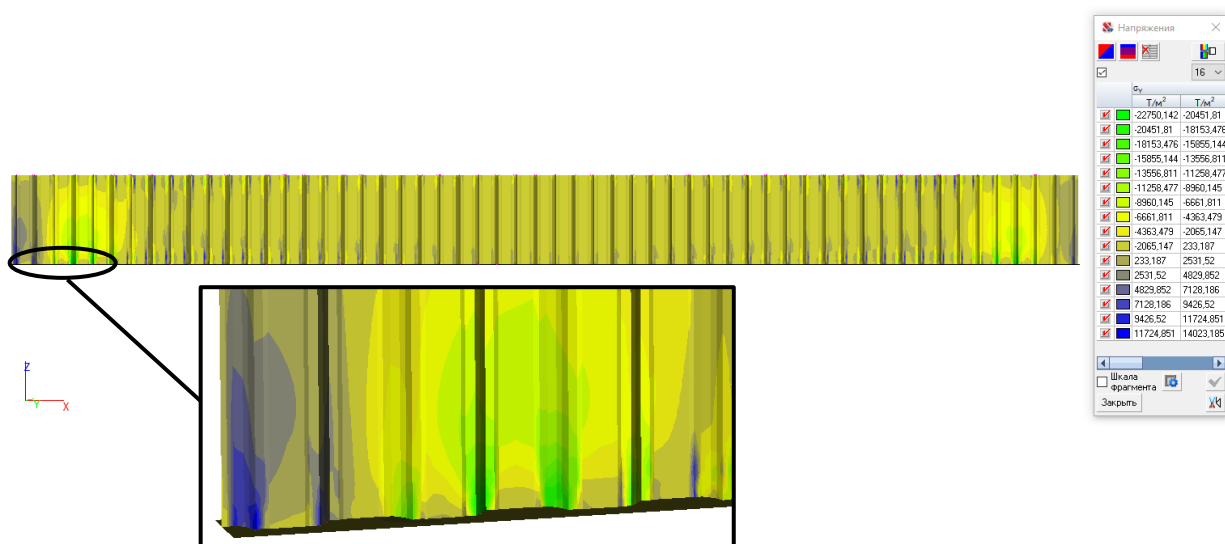


Рисунок Д.35 – Нормальные напряжения σ_y вдоль оси OY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

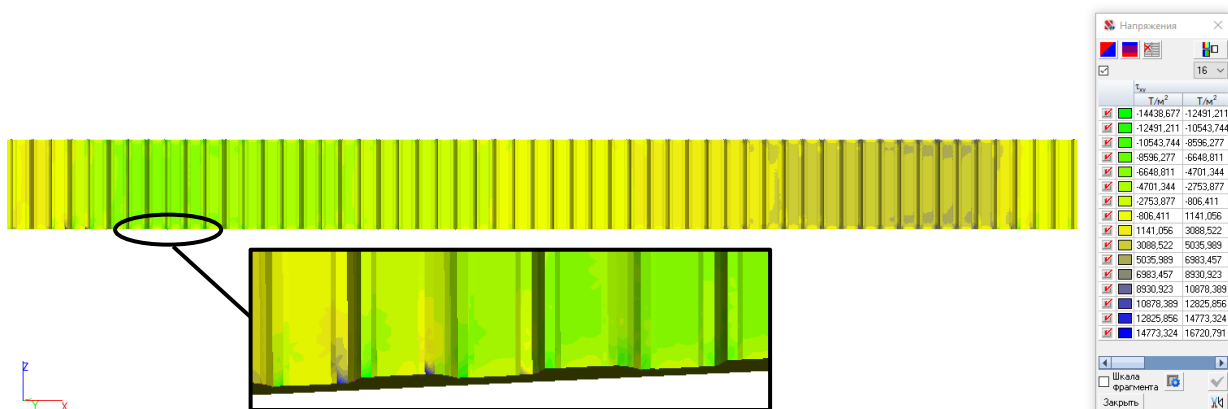


Рисунок Д.36 – Касательные напряжения τ_{xy} в плоскости XY в балке при уровне нагрузки 18 кН.

Пиковые значения перемещений и напряжений для различных уровней воздействия нагрузки приведены в таблице Д.12 и на рисунках Д36.1, Д36.2.

Таблица Д.12 – Результаты расчета для балки при различных уровнях нагружения.

Уровень нагрузки, кН	OX, мм		OY, мм		OZ, мм		σx, Т/м2		σy, Т/м2		τxy, Т/м2	
	OX Мин.	OX Макс.	OY Мин.	OY Макс.	OZ Мин.	OZ Макс.	σx Мин.	σx Макс.	σy Мин.	σy Макс.	τxy Мин.	τxy Макс.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	-0,051	0,24	-0,053	0,048	-1,074	0,104	-3476,7	3432,2	-6048,9	2833,68	-3246,7	2743,66
6	-0,106	0,484	-0,127	0,112	-2,175	0,207	-7048,2	6951,83	-11407	5495,14	-6714,8	5795,76
9	-0,167	0,735	-0,222	0,193	-3,316	0,309	-10528	10383,1	-15708	7873,3	-9797,1	8838,21
12	-0,237	0,995	-0,339	0,293	-4,51	0,411	-13874	13709,7	-18944	9986,92	-12106	11858,4
15	-0,344	1,289	-0,477	0,477	-5,778	0,512	-17041	16946,5	-21235	12116,3	-13484	14532
18	-0,492	1,639	-0,658	0,768	-7,153	0,613	-19910	20102,9	-22750	14023,2	-14439	16720,8
21	-0,705	2,07	-1,041	1,216	-8,699	0,713	-22463	23285,5	-23672	16192,4	-16121	18384,8
24	-1,028	2,632	-1,647	1,904	-10,529	0,812	-24317	25759,6	-24154	19101,6	-17521	19563,3
27	-1,553	3,402	-2,74	2,907	-12,858	0,911	-25097	27210	-24911	21607	-18740	20290,5
30	-2,489	4,495	-4,382	4,227	-16,06	1,014	-25187	27940,3	-25713	24006,7	-19795	20467,5

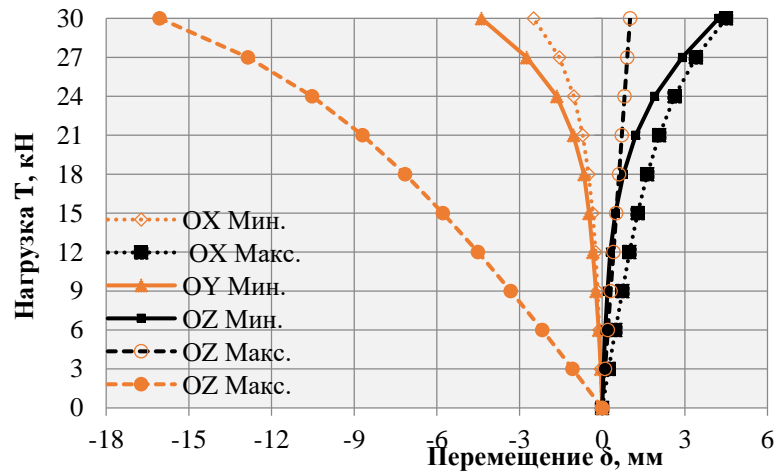


Рисунок Д.36.1 – Максимальные и минимальные перемещения балки по осям OX, OY, OZ при различных уровнях нагрузки.

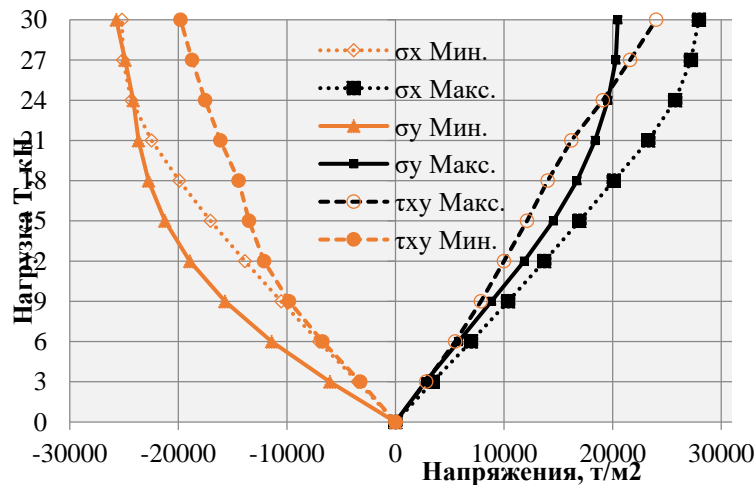


Рисунок Д.36.2 – Максимальные и минимальные напряжения балки σ_x, σ_y, τ_{xy} при различных уровнях нагрузки.