

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт  
институт  
Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
Заведующий кафедрой  
С. В. Деордиев  
подпись          инициалы, фамилия  
«  »                    20   г.

**МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ**

Исследование сопряжений жесткостных элементов многоэтажных  
деревянных зданий из CLT панелей при действии ветровых нагрузок

Тема

08.04.01 Строительство

код и наименование направления

08.04.03.01 Теория и проектирование зданий и сооружений

код и направление магистерской программы

Научный руководитель	<u>                  </u> подпись, дата	<u>доцент кафедры канд.техн.наук</u> должность, ученая степень	<u>А. Ф. Рожков</u> инициалы, фамилия
Выпускник	<u>                  </u> подпись, дата		<u>И. И. Прокопьева</u> инициалы, фамилия
Рецензент	<u>                  </u> подпись, дата	<u>тех. директор ПромСтройЭксперт</u> должность, ученая степень	<u>А.Н. Винник</u> инициалы, фамилия

Красноярск 2022

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ОБОСНОВАНИЕ АКТУАЛЬНОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	6
Общие сведения .....	6
Узловые соединения деревянных конструкций.....	10
Выводы по первой главе.....	16
ГЛАВА 2. ОПЫТНО КОНСТРУКТОРСКАЯ РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ.....	17
2.1 Расчет пространственного каркаса многоэтажного здания из CLT элементов .....	17
2.1 Перемещения пространственного каркаса .....	26
2.2 Обеспечение жесткости каркаса из перекрестно клееной древесины....	27
Выводы по второй главе.....	33
ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕСТКОСТИ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ.....	34
3.1 Цели численных исследований.....	34
3.2 Численные исследования жесткости каркаса многоэтажного здания....	35
3.3 Расчет пространственной жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания .....	36
3.4 Численное исследование пространственной жесткости здания с учетом изменения физико-механических свойств древесины на действие статических нагрузок.....	53
Выводы по третьей главе .....	60
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СОПРЯЖЕНИЙ ЖЕСТКОСТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА .....	61

4.1 Цели численных исследований.....	61
4.2 Расчет несущей способности клеиваемого стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций .....	62
4.3 Расчет несущей способность арматуры.....	64
4.4 Исследование узловых соединений стеновых панелей в программном комплексе Ansys Workbench .....	68
4.4.1 Исследование сопряжения вертикальных поперечно клееных панелей в Ansys Workbench .....	68
4.4.2 Исследование сопряжения горизонтальных поперечно клееных панелей в Ansys Workbench .....	73
Выводы по четвертой главе .....	78
<b>ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ.....</b>	<b>80</b>
Список использованных источников .....	81

## **ВВЕДЕНИЕ**

### **Актуальность темы:**

Древесина – уникальный природный материал, применяемый во многих отраслях промышленности и в различных сферах жизнедеятельности человека. К достоинствам древесины относятся высокие физико-механические и конструкционно-технологические характеристики, доступность, экологичность и др. Конструкционные пиломатериалы находят широкое применение при создании несущих деревянных конструкций современных зданий и сооружений. Одновременно получили применение новые древеснокомпозитные конструкционные материалы (CLT, LVL, OSB и др.), которые позволяют повысить прочностные характеристики, увеличить эксплуатационную надежность и качество деревянных конструкций.

Особый интерес представляют новые технические решения из перекрестно-клееных деревянных элементов Cross Laminated Timber – CLT. Они являются основой прогрессивных технологических и конструктивных решений узлов и соединений деревянных элементов. В то же время их свойства изучены недостаточно, и для их эффективного применения необходимо уточнить основные физико-механические характеристики материала. Поэтому проведение целенаправленных исследований прочностных и жесткостных характеристик узловых соединений CLT-панелей, совершенствование конструктивных и технологических решений сопряжения CLT-панелей с деревоклееными элементами актуальны.

**Объект исследования:** Узловое сопряжений жесткостных элементов многоэтажных деревянных зданий из CLT панелей при действии ветровых нагрузок.

**Предмет исследования:** Напряженно-деформированное состояние узла многоэтажного здания из CLT панелей и клееных деревянных конструкций.

**Методы исследования:** Теоретический анализ и математическое моделирование каркаса здания в расчетных программных комплексах; статистическая обработка полученных материалов исследования.

**Цель работы** - исследование совместной работы диафрагм жесткости из CLT элементов с каркасом здания.

Для достижения цели определены **задачи:**

1. Анализ существующих решений обеспечения геометрической неизменяемости зданий из CLT материала;
2. Численное исследование устойчивости здания за счет диафрагмы жесткости из CLT элементов;
3. Численные исследования узла сопряжения диафрагмы жесткости из CLT между собой и с элементами каркаса здания;
4. Экспериментальные исследования узлового сопряжения диафрагмы жесткости с каркасом (на моделях);
5. Рекомендации и учет полученных результатов.

**Научная новизна:**

- Разработана математическая модель взаимодействия элементов соединения CLT-древесина с учетом слоистости материалов;
- Разработано узловое соединение жесткостных элементов из поперечно клееных панелей в многоэтажном деревянном каркасе при действии ветровых усилий.
- Предложена формула расчета количества вклеенных стержней для узлового соединения CLT панелей

**Апробация работы:** Основные результаты диссертационной работы представлены на международной конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Молодежь и наука: Проспект Свободный» СФУ (г. Красноярск, 2022г.).

# ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ОБОСНОВАНИЕ АКТУАЛЬНОСТИ ИССЛЕДОВАНИЙ

## Общие сведения

Древесина один из возобновляемых природных материалов, применяемый в отраслях промышленности и народного хозяйства. Применение древесины в строительстве составляет от 12 до 68%. Основой для создания несущих деревянных конструкций являются высокотехнологичные строительные материалы, образующие группу «Engineering Wood Products».

К основным достоинствам древесины относятся достаточно высокие физико-механические и конструкционные характеристики, малая теплопроводность и плотность, общедоступность, экологичность и стойкость к щелочам и кислотам, паропроницаемость [1].

Новые высокотехнологичные строительные материалы, образующие группу «Engineering Wood Products», что в переводе означает - конструкционная древесина [2]. К конструкционной древесине можно отнести клееные деревянные конструкции, изготавливаемые из пиломатериалов, подверженные соответствующей подготовке: клееный конструкционный ламельный брус и перекрестно-клееные панели.

Технология производства инженерной древесины представляет собой предварительную сушку пиломатериалов (предельно допустимая влажность 15%), удаление дефектных участков и последующее послойное склеивание под давлением. Данная технология сращивания и склейки позволяет производить материалы больших сечений и практически неограниченной длины, гнутые конструкции и их элементы.

Одной из важнейших особенностей конструкционных деревокомпозитов нового поколения является четкая регламентация размеров, влажности и формы элементов конструкций. Такая особенность позволяет моделировать и контролировать физико-механическими свойствами композитной древесины мерами повышения прочностных характеристик древесины, огнестойкости, а также легкость при высокой несущей

способности: небольшой вес облегчает транспортировку, снижает нагрузку на фундамент и ускоряет процесс монтажа. Таким образом, инженерной древесине характерны высокая удельная прочность, неизменная геометрия, стабильность ее эксплуатационных характеристик и быстрота возведения.

Экономическая эффективность проектов на основе конструкционных древокомпозитов достигается за счет использования низкосортного древесного сырья, отходов от производства пилопродукции.

Многослойные клееные деревянные панели стали рассматриваться как средство решения экологических проблем глобального масштаба, а также улучшение маркетинга и доступности. Огромная доля вредных выбросов в атмосферу на планете приходится на производство железобетона, а также на его транспортировку. Производство же древесины является экологически чистым. При этом деревянные строения активно поглощают вредные вещества и очищают атмосферу.

В России освоена технология производства многослойных клееных деревянных конструкций, которые преимущественно применяются в малоэтажном частном строительстве. Как в России, так и Японии, США и многих европейских странах наиболее популярен представитель группы инженерной древесины, древокомпозитный материал, разработанный в Швейцарии, - перекрестно-клееные панели (CLT – Cross Laminated Timber), изготавливаемые из хвойных пород древесины.

Суть производства CLT-панелей заключается в перпендикулярном склеивании слоев пиломатериала, при этом число слоев, как правило, нечетное, варьируется в интервале от трех до девяти. Преимущество панельно-сборного деревянного строительства из CLT-элементов заключается в скорости монтажа конструкций на строительной площадке, панели поставляются с завода-изготовителя в качестве готовых строительных модулей с уже установленными окнами, дверями, инсталлированными коммуникациями. А также существуют типовые узлы для внутренних и наружных стен, полов, перекрытий и кровель.

Кроме этого, в связи с развитием перспективы деревянного домостроения, а именно перехода от индивидуального к массовому строительству на основе древесины, в Вологодской области планируется строительство завода по производству CLT-панелей, а также планируется создание новых мощностей по производству перекрестно-клееной древесины на базе Сокольского деревообрабатывающего комбината.

Среди конструкционных древесных материалов наиболее перспективными для применения являются клееная, перекрестно - клееная и конструкционная композитная древесина Structural Composite Lumber(SCL). Наиболее известные из них LVL, PSL, LSL, OSL [3, 4].

Конструкционную композитную древесину SCL отличает высокая однородность и стабильность свойств, полнота переработки первичного древесного сырья (до 75%) и возможность использования древесины лиственных пород.

Клееные деревянные конструкции (КДК, Glued laminated timber, Glulam) изготавливают склеиванием нескольких слоев заготовок (ламелей) максимальной толщиной 45 мм с расположением волокон древесины в продольном направлении элемента. Максимальная высота конструкции составляет 2 м, длина – 30 м. При необходимости изготавливают более длинные деревоклееные элементы.



Рисунок 1.1.1 – Конструктивные строительные материалы из древесины



Перекрестно-клееные панели (ПКП, CLT, X-Lam, BSP, KLH) изготавливают склеиванием ламелей толщиной 16-43 мм, уложенных крест-накрест. CLT-панели состоят из трех, пяти, семи и более слоев. Толщина CLT-панелей составляет 50-400 мм, ширина – 1,2-3,6 м, длина 5-18 м. Размеры ограничены требованиями транспортировки и длиной производственной линии. CLT-панели применяют в качестве элементов стен и перекрытий.

По сравнению с конструкциями из цельной древесины CLT-панели и КДК имеют ряд преимуществ: отсутствие ограниченности сортамента, стабильные геометрические размеры, более высокая прочность и жесткость, лучшая огнестойчивость для массивных сечений, отсутствие усадки.

В России CLT-технология появилась с 2012 года в Санкт-Петербурге производителем многослойных древесных плит под наименованием «Промстройлес». Волосовским лесопромышленным комбинатом выпускаются трехслойные CLT-панели, а также производством X-Lam занимается Ладожский домостроительный комбинат, проект которого разработан словенской фирмой Ledinek.

LVL (Laminated veneer lumber) изготавливают склеиванием однонаправленного шпона толщиной 3 мм. LVL применяют в качестве стержневых элементов ферм, рам, балок и плитных конструкций. Толщина плит составляет 20-90 мм, длина до 23 м. LVL имеет высокие прочностные характеристики, плотность – 500-600 кг/м<sup>3</sup>. Большие перспективы имеет применение LVL в конструкциях двутавровых балок (I-joist). Необходимо учитывать, что LVL-брус имеет однонаправленную структуру и нагружать его следует вдоль волокон [5].

В России производство LVL – продукции запущено в 2009 году в городе Торжок на заводе «Талион Терра», а также существует второй завод LVL в России в городе Нягани «ЛВЛ Югра».

PSL (Parallel strand lumber, Parallam) – самый прочный материал в группе SCL. PSL изготавливают склеиванием параллельно расположенных полос

шпона толщиной 3 мм и длиной 1-2,5 м. Размеры поперечного сечения PSL составляют 280×280 мм, 280×480 мм (b/h) и др., длина до 20 м. PSL применяют в качестве стержневых элементов конструкций (стоек, раскосов, балок и тд.). PSL имеет высокую прочность на изгиб и растяжение и хорошие декоративные качества.

LSL – брус и OSL – брус – клееные материалы, которые изготавливаются из длинных плоских стружек, уложенных параллельно друг другу. LSL изготавливают склеиванием параллельно расположенной стружки толщиной 0,8 мм и длиной 30 см. Толщина плит составляет 32-89 мм, длина – до 11 м. Данные деревокомпозитные материалы не отличаются высокой прочностью и уступают ранее перечисленным представителям группы материалов конструкционной древесины, поскольку в их производстве используется низкосортная древесина [5]. LSL и OSL-материалы можно использовать в неответственных конструкциях стоек и ригелей каркасных домов.

Однако, производство таких деревокомпозитов, как PSL – брус, LSL – брус и OSL – брус в России не осуществляется.

Наиболее доступным и массовым в производстве является клееный брус. Клееные строительные материалы обладают рядом достоинств, малой степенью усадки, эстетичным внешним видом и разнообразием оттенков материала, возможность изготовления элементов большой длины. В России технология изготовления клееного бруса освоена множеством производителей: Новгородский производитель пиломатериалов и строитель домов из клееного бруса «Главстрой 365»; «Хольц Хаус» осуществляет производство клееных пиломатериалов по австрийскому образцу с применением новых технологий в Москве и Санкт-Петербурге; московский производитель «ДДМ–Строй» осуществляет изготовление клееного бруса по финской технологии.

### **Узловые соединения деревянных конструкций**

Существует большое разнообразие узловых соединений конструкций в деревянном малоэтажном и многоэтажном домостроении. Преимущества и

недостатки различных узлов определяют выбор соединительных элементов. Наиболее распространены соединители в виде стальных пластин и нагелей, вклеенных пластин, вклеенных и ввинченных стержней, нагелей с концевыми креплениями, соединения древесина-древесина и др. [6].

Соединения на стальных пластинах и нагелях (рисунок 1.2.1) производится при помощи стальной пластины, которая заводится в паз конструкции и закрепляется нагелями. Соединение обладает высокой несущей способностью, технологичностью, но выполняется только после обработки заготовок на станках.



Рисунок 1.2.1 - Стальные пластины и нагели

Крепежная система WS (SFS Intec) состоит из крепежных пластин и винтов, которые соединяют конструкцию с пластиной (рисунок 1.2.2). При изготовлении соединения необходимо применение специального оборудования для внедрения нагелей в древесину.

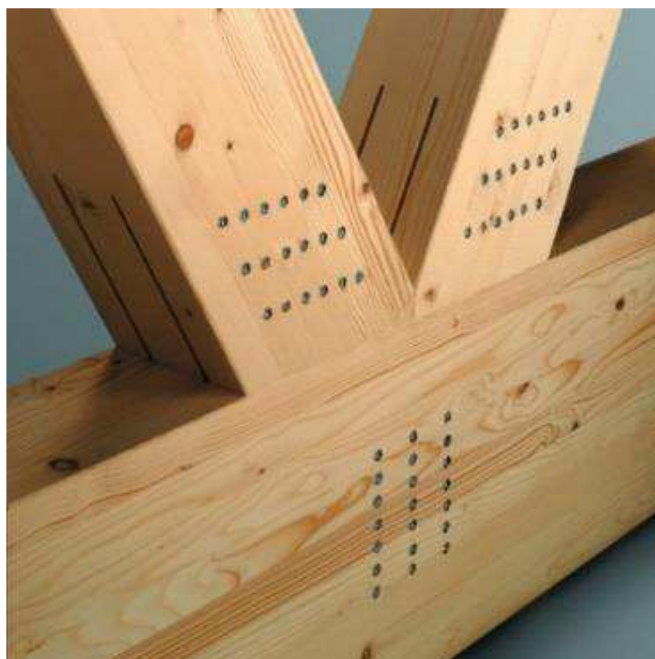


Рисунок 1.2.2- Система WS

Варианты узловых соединений конструкций системой WS приведены на рисунке 1.2.3.

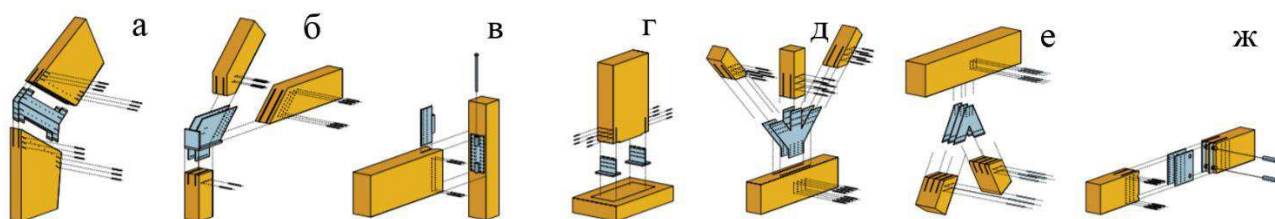


Рисунок 1.2.3 - Варианты узловых соединений

а – рамы; б – соединения фермы с колонной; в – ригель с колонной; г – колонна с фундаментом; д – нижний пояс фермы; е – верхний пояс фермы; ж – стык

Соединители «Ласточкин хвост» являются блочной вставкой, установленной с помощью винтов на строительной площадке (рисунок 1.2.4). Вставки бывают различных размеров. Основные производители этого типа соединений: Pitzl, Sherpa, Topfverbinder EL и Passverbinder ETB, Ricon. Соединители установлены заподлицо и полностью скрыты в элементе из древесины, поэтому малозаметны и огнестойки, обладают высокой несущей способностью и технологичностью.



Рисунок 1.2.4 – Соединение «Ласточкин хвост»

Соединения на винченных стержнях (рисунок 1.2.5) являются наиболее распространенным и прочным видом соединительного элемента.

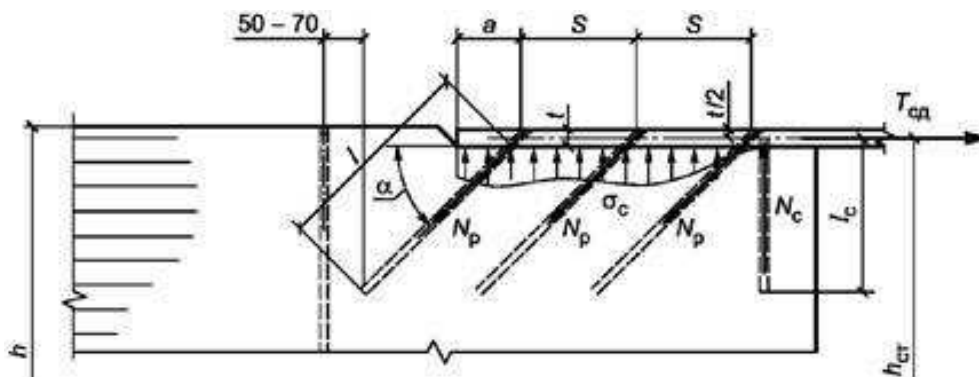


Рисунок 1.2.5 – Соединение на винченных стержнях

Соединения с концевыми закреплениями (рисунок 1.2.6) могут представлять собой соединение «шип-паз», усиленное болтовым соединением или внутренней металлической трубкой с поперечными штифтами – TimberLinx. Наиболее часто соединения используются в узлах колонна-ригель и колонна-фундамент. Такие соединения могут быть применены в слабо нагруженных узлах, поскольку наличие отверстий уменьшает несущую способность соединений.

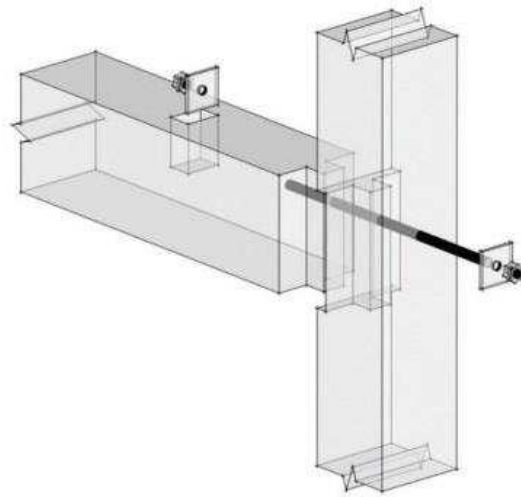


Рисунок 1.2.6 - Соединение с концевым закреплением

Для изготовления соединения на клеенных стержнях (рисунок 1.2.7) используется арматура периодического профиля классов А300С, А400С, А500С и А600С, арматура класса А240С со сплошной нарезкой резьбы и композитная арматура. Для соединений применяются эпоксидные и полиуретановые клеи. Стержни клеиваются под углом к волокнам древесины и параллельно.

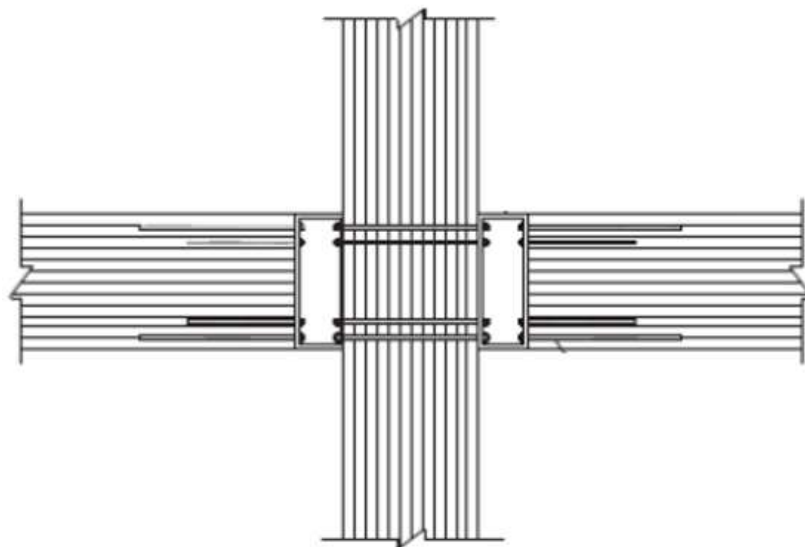


Рисунок 1.2.7- Соединение на клеенных стержнях

Исследования соединений на клеенных стержнях проводили А.А. Погорельцев, Е.Н. Серов, В.И. Травуш, С.Б. Турковский, А.Н. Buchanan, J.E.

Cimadevila, R.H. Fairweather, M. Kemmsies, R. Malczyk, H. Riberholt, P.K. Townsend, R. Wiktor, В.Н. Xu, Н. Yang [16-28].

В работах Р.К. Townsend и В.Н. Xu [29, 28] приведены результаты исследования стыкового соединения балки на стержнях, вклеенных вдоль волокон древесины (рисунок 1.2.8,а). Отечественные нормативные документы не допускают соединения на стержнях, вклеенных вдоль волокон древесины без поперечно вклеенных стержней. В работе С.Б. Турковского [19] жесткий стык осуществляется с помощью стержней, вклеенных под углом к волокнам древесины (рисунок 1.2.8, б).

В работе J.E. Cimadevila [21] предложена система соединения вклеенными стержнями с несколькими уширениями (рисунок 1.2.8, в). Такая система позволяет увеличить несущую способность соединения в 1,32...1,59 раза по сравнению с вклеенными стержнями без уширений.

В [23] М. Kemmsies исследовал сопротивление вклеенных стержней выдергиванию для различных адгезивов. Было установлено, что прочность соединения на выдергивание увеличивается в следующем порядке: фенолрезорциновый, полиуретановый и эпоксидный.

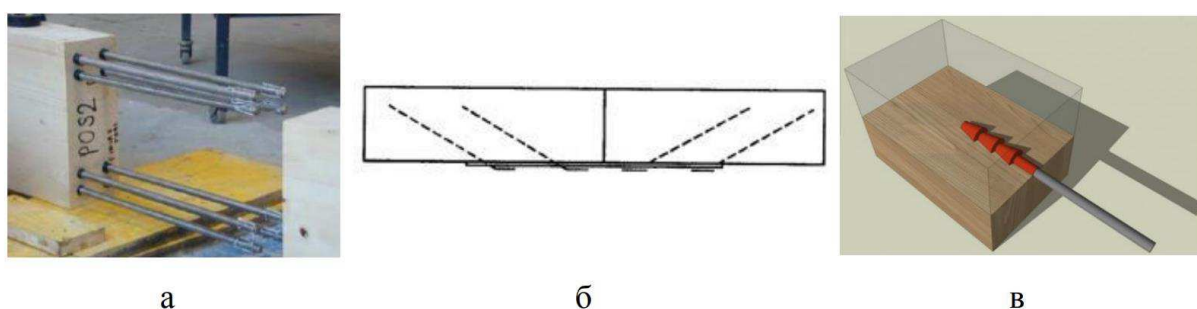


Рисунок 1.2.8 – Соединения на вклеенных стержнях а – стыковое соединение балки [28]; б – стыковое соединение балки на стержнях под углом[19]; в – соединение на вклеенных стержнях с у ширениями [21]

В [22, 29] R.H. Fairweather и Н. Yang исследовали жесткие узловые соединения балка-колонна на вклеенных стержнях. Соединения на вклеенных в древесину стержнях технологически сложнее соединений на винтах, но имеют большую несущую способность и жесткость.

## **Выводы по первой главе**

Технологии производства инженерной древесины постепенно расширяется, появляются новые конструктивные материалы. Среди конструкционных древесных материалов наиболее перспективными для применения являются клееная, перекрестно - клееная и конструкционная композитная древесина.

Из-за большого выбора конструктивного материала из дерева и существует большое разнообразие узловых соединений конструкций, которые успешно применяются в деревянном малоэтажном и многоэтажном домостроении. Преимущества и недостатки различных узлов определяют выбор соединительных элементов. Наиболее распространены соединители в виде стальных пластин и нагелей, клеенных пластин, клеенных и ввинченных стержней, нагелей с концевыми креплениями, соединения древесина-древесина.

Для сопряжения жесткостных элементов многоэтажного деревянного здания из поперечно клееных панелей применяется жесткое узловое соединение. Целесообразно принять узловое соединение на клеенных арматурных стержнях, потому что оно имеет большую несущую способность



## **ГЛАВА 2. ОПЫТНО КОНСТРУКТОРСКАЯ РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

Для того, чтобы начать исследование напряжённо деформированного состояния узла жесткостных элементов многоэтажного каркаса здания из CLT элементов, нужно провести расчет каркаса и анализ расчётной схемы многоэтажного деревянного здания.

### **2.1 Расчет пространственного каркаса многоэтажного здания из CLT элементов**

Разработка конструктивного решения многоэтажного здания выполнена согласно принципам, изложенным в СП 31-107-2004 «Архитектурно-планировочные решения многоквартирных жилых зданий» [31].

Размеры здания 19,85 x 28 м;

Высота здания 30 м;

Высота этажа – 2,8 м;

Шаг колонн в продольном направлении – 4м;

Шаг колонн в поперечном направлении – 2,85м;

Защемление с фундаментом – жесткое;

Соединение ригелей с колонной – шарнирное.

Конструктивная схема здания – каркасная, рамная система, основными несущими конструкциями являются семи пролетные рамы, образуемые колоннами и ригелями, на рисунке 2.1 показана расчетная схема здания из ПК «SCAD Office».

В качестве несущих конструкций применены поперечно клееные стеновые панели на основе древесины. Стеновые панели из CLT, которые применяются для обеспечения жесткости каркаса, имеет толщину слоя одного слоя 43 мм, толщина всей стеновой панели – 0,215 м. Прочность на сжатие вдоль волокон 15МПа, прочность на сжатие поперек волокон – 1,8 МПа.

Размеры ригеля из LVL- бруса 200 x 300 мм. LVL применяют в качестве стержневых элементов колонн, рам, балок и плитных конструкций.

LVL имеет высокие прочностные характеристики, плотность – 500-600 кг/м<sup>3</sup>. Большие перспективы имеет применение LVL в конструкциях двутавровых балок.

Характеристики колонны из LVL – бруса 265 x 265 мм. LVL-брус имеет однонаправленную структуру и нагружать его следует вдоль волокон.

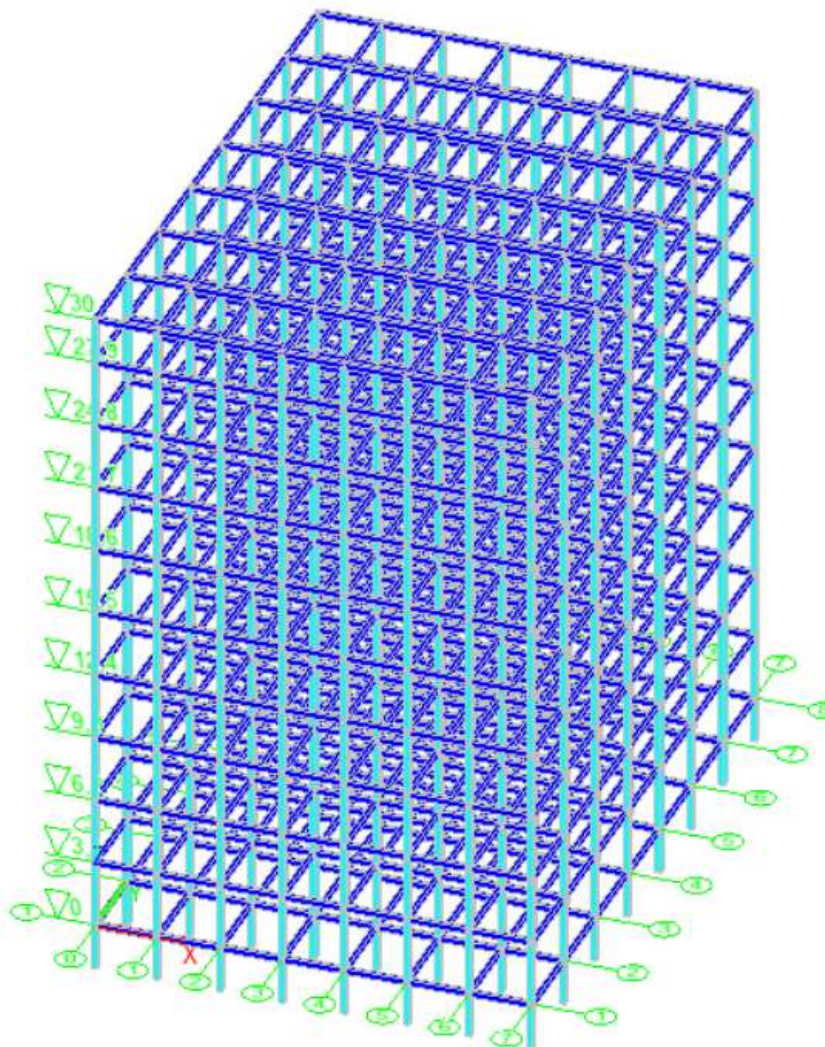


Рисунок 2.1 – Конструктивная схема здания

### **Сбор нагрузок на каркас**

#### **Собственный вес**

Задаем в ПК «SCAD Office» автоматически, нагрузку от собственного веса деревянных конструкций, согласно СП 20.13330.2016 [7, табл. 7.1]

коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций равен  $\gamma_f=1,1$ .

Таблица 1 – Распределенные нагрузки

Наименование	Нормативная нагрузка, т/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка, т/м <sup>2</sup>
Стена CLT 7-ми слойная (301 мм)	0,1505	1,3	0,196
Стена CLT 5-ти слойная (215 мм)	0,1075	1,3	0,140

### Снеговая нагрузка

Снеговой район г. Красноярска - III

Согласно нормам [7], нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле:

$$S_o = S_g \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu, \quad (2.1)$$

где,  $\mu = 1$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [7, табл. 10.4];

$S_g$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от снегового района, для III снегового района  $S_g = 1.5$  кПа [7, табл. 10.2];

$c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия зданий под действием ветра или иных факторов.

$c_t$  – термический коэффициент. Для неотапливаемого здания с малыми тепловыделениями коэффициент  $c_t$  принимается равным 1,0.

$$S_o = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетное значение снеговой нагрузки на прогон считается по формуле:

$$S_{o1} = S_o \cdot \gamma_f, \quad (2.2)$$

где  $\gamma_{f1} = 1,4$  – для снеговой нагрузки.

$$S_{o1} = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ кН/м}^2.$$

### Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

Согласно нормам [7] ветровую нагрузку следует определять, как сумму средней (статической, соответствующей установившемуся скоростному напору ветра) и пульсационной (динамической) составляющих:

$$W = W_m + W_p; \quad (2.3)$$

Так как в данном проекте пульсационная составляющая не учитывается, то ветровая нагрузка будет рассчитываться по формуле:

$$W_m = W_o \cdot k(z_e) \cdot c; \quad (2.4)$$

где  $W_o$  – нормативное значение ветрового давления,

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

$c$  – аэродинамический коэффициент.

Для города Красноярск ветровой район – III,  $W_o = 0,38 \text{ кН/м}^2$ .

Так как высота здания  $h = 30 \text{ м}$  меньше длины здания  $d = 28 \text{ м}$ , следовательно,  $z_e = h$ .

Коэффициенты, учитывающие изменения ветрового давления в зависимости от высоты представлены в таблице 1.

Таблица 2.1 – Изменение коэффициента ветрового давления в зависимости от высоты

h	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
k(z <sub>e</sub> )	0,975	0,948	0,910	0,871	0,822	0,760	0,698	0,629	0,536	0,500

По приложению В СП 20.13330.2016, таблице В2 находим значение аэродинамического коэффициента (отрицательное значение показателя свидетельствует об отрицательном давлении на подветренную стенку здания – отсос воздуха вдоль поверхности стены).

Рассмотрим все варианты действия ветра на здание в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Действие ветра на разные участки здания

Боковые стены (участки)	А	-1
	В	-0,8
	С	-0,5
Наветренная стена	Д	0,8
Подветренная стена	Е	-0,5

Посчитаем значение нормативного ветрового давления в зависимости от высоты здания по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot k(h) \cdot c \quad (2.5)$$

Таблица 2.3 - Нормативное значение средней составляющей по участкам

h	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
А	-0,037	-0,036	-0,035	-0,033	-0,031	-0,029	-0,027	-0,024	-0,020	-0,019
В	-0,030	-0,029	-0,028	-0,026	-0,025	-0,023	-0,021	-0,019	-0,016	-0,015
С	-0,019	-0,018	-0,017	-0,017	-0,016	-0,014	-0,013	-0,012	-0,010	-0,010
Д	0,030	0,029	0,028	0,026	0,025	0,023	0,021	0,019	0,016	0,015
Е	-0,019	-0,018	-0,017	-0,017	-0,016	-0,014	-0,013	-0,012	-0,010	-0,010

### Нормативное значение пульсационной составляющей основной ветровой нагрузки

Предельное значение частоты собственных колебаний  $f_{lim}$ , Гц, следует определять по формуле 11.9а в зависимости от предельного безразмерного периода  $T_{g,lim}$ :

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{эк}) \gamma_f}}{940 T_{g,lim}}; \quad (2.6)$$

где  $k(z_{эк}) = k(h, 0,8) = k_{10} (h/10)^{2\alpha} = 0,65 \cdot (30 \cdot 0,8/10)^{2 \cdot 0,2} = 0,923$ ;  $w_0 = 380$  Па;

$T_{g,lim} = 0,014$  – определяется по таблице 11.5 при  $\delta = 0,22$  (принимается по п. 11.1.10 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» так как в рассматриваемом здании не стандартный каркас).

$$f_{lim} = \frac{\sqrt{380 \cdot 1,684 \cdot 1,4}}{940 \cdot 0,014} = 1,684 \text{ Гц}$$

$f_l = 2,80254 \text{ Гц} > f_{lim} = 1,76 \text{ Гц}$ , следовательно, по п. 11.1.8 принимаем, что первая частота собственных колебаний, больше предельного значения собственной частоты.

Считаем  $w_g$  по формуле:

$$w_g = w_m \cdot \zeta \cdot (z_e) \cdot v, \quad (2.7)$$

Коэффициент пульсации давления ветра  $\zeta$ , принимаемый по таблице 11.4 или формуле (11.6) для эквивалентной высоты  $z$  (см. 11.1.5); коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра  $v$  (см. 11.1.11).

Таблица 2.4 - Значение коэффициентов пульсационного давления ветра и пространственной корреляции в зависимости от высоты

Высота	h	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
коэффициент пульсации давления ветра	$\zeta(z_e)$	0,860	0,873	0,891	0,910	0,940	0,983	1,026	1,082	1,182	1,220
коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра	$v(x)$	0,802	0,806	0,813	0,819	0,826	0,836	0,845	0,854	0,863	0,867

Находим нормативное значение пульсационной нагрузки по формуле:

$$w_p = w_m \cdot \zeta \cdot (z_e) \cdot v, \quad (2.8)$$

Таблица 2.5 – Нормативное значение пульсационной нагрузки по участкам

h	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
A	-0,026	-0,025	-0,025	-0,025	-0,024	-0,024	-0,023	-0,022	-0,021	-0,020
B	-0,020	-0,020	-0,020	-0,020	-0,019	-0,019	-0,018	-0,018	-0,017	-0,016
C	-0,013	-0,013	-0,013	-0,012	-0,012	-0,012	-0,012	-0,011	-0,010	-0,010
D	0,020	0,020	0,020	0,020	0,019	0,019	0,018	0,018	0,017	0,016
E	-0,013	-0,013	-0,013	-0,012	-0,012	-0,012	-0,012	-0,011	-0,010	-0,010

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

$$w = w_m + w_p$$

Таблица 2.6 – Нормативное значение основной ветровой нагрузки по участкам

Высота	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
A	-0,063	-0,061	-0,060	-0,058	-0,055	-0,053	-0,050	-0,046	-0,041	-0,039
B	-0,050	-0,049	-0,048	-0,046	-0,044	-0,042	-0,040	-0,037	-0,033	-0,031
C	-0,031	-0,031	-0,030	-0,029	-0,028	-0,026	-0,025	-0,023	-0,021	-0,020
D	0,050	0,049	0,048	0,046	0,044	0,042	0,040	0,037	0,033	0,031
E	-0,031	-0,031	-0,030	-0,029	-0,028	-0,026	-0,025	-0,023	-0,021	-0,020

### Расчетная ветровая нагрузка на здание

Для упрощения расчета, представлены таблицы 2.7 и 2.8, где на каждый участок здания уже посчитаны все нагрузки для разного шага колонн в двух направлениях ZOY и ZOX. По направлению ZOX и ZOY шаг колонн имеет 2,85 м и 4 м соответственно.

Таблица 2.7 – Расчетная ветровая нагрузка на здание при шаге 2,85м

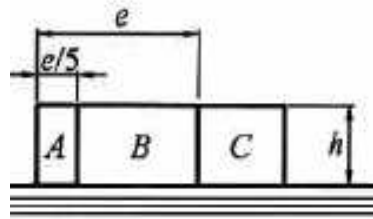
Высота	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
A	-0,178	-0,175	-0,170	-0,165	-0,158	-0,150	-0,141	-0,131	-0,117	-0,111
B	-0,143	-0,140	-0,136	-0,132	-0,127	-0,120	-0,113	-0,105	-0,094	-0,089
C	-0,089	-0,087	-0,085	-0,082	-0,079	-0,075	-0,071	-0,066	-0,059	-0,056
D	0,143	0,140	0,136	0,132	0,127	0,120	0,113	0,105	0,094	0,089
E	-0,089	-0,087	-0,085	-0,082	-0,079	-0,075	-0,071	-0,066	-0,059	-0,056

Таблица 2.8 – Расчетная ветровая нагрузка на здание при шаге 4м

Высота	30,0	27,9	24,8	21,7	18,6	15,5	12,4	9,3	6,2	3,1
A	-0,125	-0,123	-0,119	-0,116	-0,111	-0,105	-0,099	-0,092	-0,082	-0,078
B	-0,200	-0,196	-0,191	-0,185	-0,178	-0,168	-0,158	-0,147	-0,132	-0,125
C	-0,125	-0,123	-0,119	-0,116	-0,111	-0,105	-0,099	-0,092	-0,082	-0,078
D	0,200	0,196	0,191	0,185	0,178	0,168	0,158	0,147	0,132	0,125
E	-0,125	-0,123	-0,119	-0,116	-0,111	-0,105	-0,099	-0,092	-0,082	-0,078

Учитывая, что распространение ветра на участки боковых стен не равномерное, находим расстояние  $e$  по рисунку 2.2. Наименьшим значением является  $e = b = 28\text{м}$  ( $e/5 = 5,6\text{м}$ ) при действии ветра по направлению оси ZOX, по направлению оси ZOY  $e = b = 19,25\text{м}$  ( $e/5 = 3,85\text{ м}$ ).

### БОКОВЫЕ СТЕНЫ



Величина  $e$  равняется  
меньшему из  $b$  или  $2h$

Рисунок 2.2 - Боковые стороны здания

Действие ветра по направлениям осей ZOХ и ZOУ в одну и в другую сторону здания зеркальны.

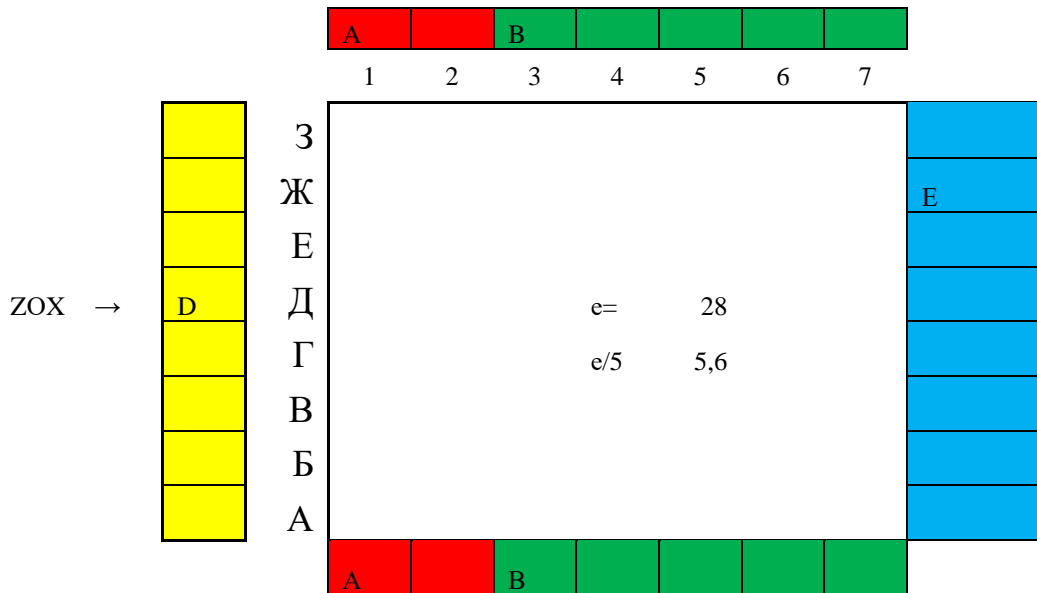
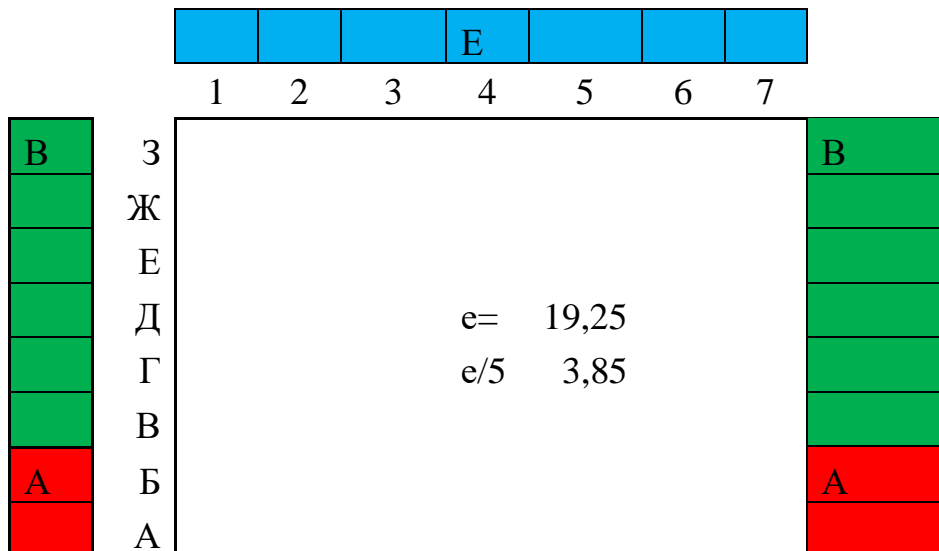


Рисунок 2.3 – Действие ветра по направлению ZOХ





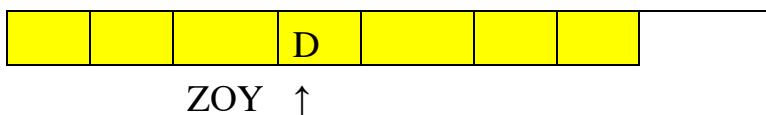


Рисунок 2.4 – Действие ветра по направлению ZOY

### Полезная нагрузка

Нормативные значения равномерно распределенных постоянных нагрузок на колонны [7, табл. 8.3].

Таблица 2.9 – Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок	Нормативная нагрузка, т/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка, т/м <sup>2</sup>
п.1 Квартыры жилые	0,15	1,3	0,195
п.12 Коридоры и лестницы, примыкающие к жилым квартирам	0,3	1,2	0,36

Расчет всей деревянной конструкций следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок [7]. Комбинации нагрузок расчетной схемы представлены на рисунке 2.5.

Загружения/Комбинации		Коэффициент
1	Собственный вес	1
2	Снег равн. распред.	1
3	Ветер слева	0
4	Ветер спереди	0
5	Св.в стеновых панелей	0,95
6	Пулсационная_слева	1
7	Ветер справа	0
8	Ветер сзади	0
9	Пулсационная_справа	0
10	Пулсационная спереди	0
11	Пулсационная_сзади	0

Комбинации загрузений	
1	L1+L2+0.95*L5+L6
2	L1+L2+0.95*L5+L10
3	L1+L2+0.95*L5+L9
4	L1+L2+0.95*L5+L11

Рисунок 2.5 – Комбинации загрузений

Наибольшей неблагоприятным сочетанием нагрузок получилось третье загрузение, поэтому все дальнейшие расчеты будет рассчитаны на его основе.

## 2.1 Перемещения пространственного каркаса

Статический расчет пространственной расчетной схемы был выполнен в линейной постановке с использованием ПК «SCAD Office». Теоретической основой ПК «SCAD Office» является метод конечных элементов в форме метода перемещений. Жесткость конструкции деревянного многоэтажного здания изучалась посредством моделирования пространственной схемы каркаса, приложения длительных и кратковременных нагрузок: собственного веса конструкций, снеговой, ветровой, эксплуатационной нагрузок. Деревянный каркас многоэтажного жилого здания при выполнении расчета в программном комплексе, с точки зрения строительной механики, рассматривается как рамная система, исследуемая на воздействие статических нагрузок и влияние изменения физико-механических свойств древесины. В результате расчета получены усилия и перемещения.

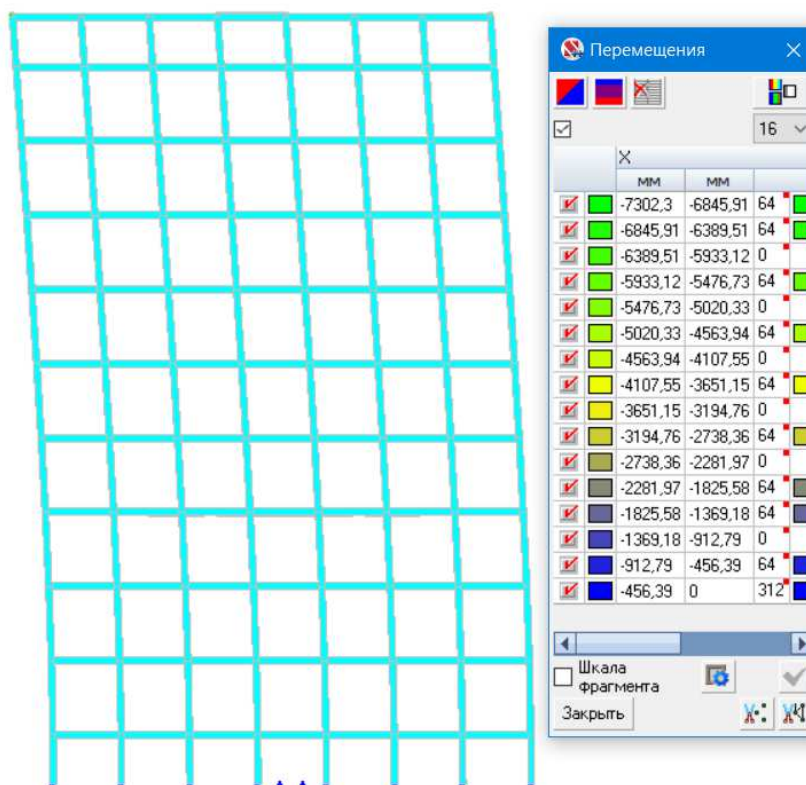


Рисунок 2.6 – Деформированная схема при комбинации нагрузок  
Максимальное значение прогиба по оси X составляет -7302,3 мм

Из чего можно сделать вывод, что максимальное горизонтальное перемещение по оси X составляет 7302,3 мм, что превышает предельно

допустимое по [7; прил. Д 1.6]. Максимальный прогиб не должен превышать предельных значений  $f_u$ , установленных нормами проектирования для многоэтажных зданий по формуле:

$$F_u = h/500,$$

где  $h$  – высота здания.

$$F_u = 30/500 = 0,06 \text{ м.}$$

60 мм < 7302,3 мм – условие не выполняется.

Максимально допустимое перемещение должно быть не больше 0,06м или 60 мм. Поэтому необходимо рассмотреть усиление конструкции в виде установки диафрагмы жесткости.

## **2.2 Обеспечение жесткости каркаса из перекрестно клееной древесины**

В случае, когда каркасной жесткости недостаточно, возможно комбинированное решение, которое представляет собой комбинацию конструктивных приемов обеспечения жесткости, например, стеновой и ствольной систем. Вследствие этого гибридная конструктивная система обладает наибольшей конструктивной гибкостью в части возможности распределения воспринимаемых усилий за счет варьирования жесткости элементов основы каркаса.

Рассмотрим вариант включения в работу по обеспечению пространственной жесткости каркаса многоэтажного здания ствольной системы, вертикальным несущим элементом которой является внутренний ствол, образуемый стенами лестничной клетки и лифтовой шахты. Целесообразность применения ядра жесткости в каркасном здании обуславливается дифференциацией статических функций между каркасом, воспринимающим вертикальные воздействия, и стволом, воспринимающим горизонтальные нагрузки; стойкостью восприятия сейсмических воздействий; свободой планировочных решений, поскольку пространство между стволом и

наружными ограждающими конструкциями свободно от опор. Стены ядра жесткости должны соответствовать требованиям пожарной безопасности. Условие обладания требуемой огнестоекостью выполняется за счет постановки массивных элементов диафрагм жесткости, пропитанных антиперенами и обшитых негорючими материалами.

Данное расположение диафрагм жесткости обеспечивает равномерное восприятие ветровой нагрузки стеновыми элементами и минимальное кручение здания вокруг своей оси.

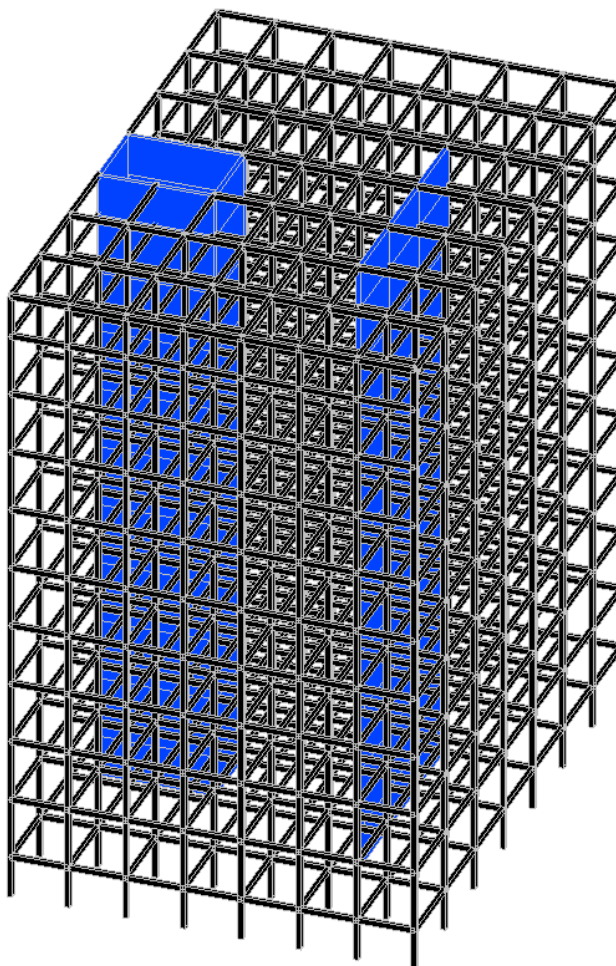


Рисунок 2.7 - Расчетная схема каркаса с диафрагмой жесткости

### **Перемещения**

Расчет пространственной расчетной схемы был выполнен в линейной постановке с использованием ПК «SCAD Office».

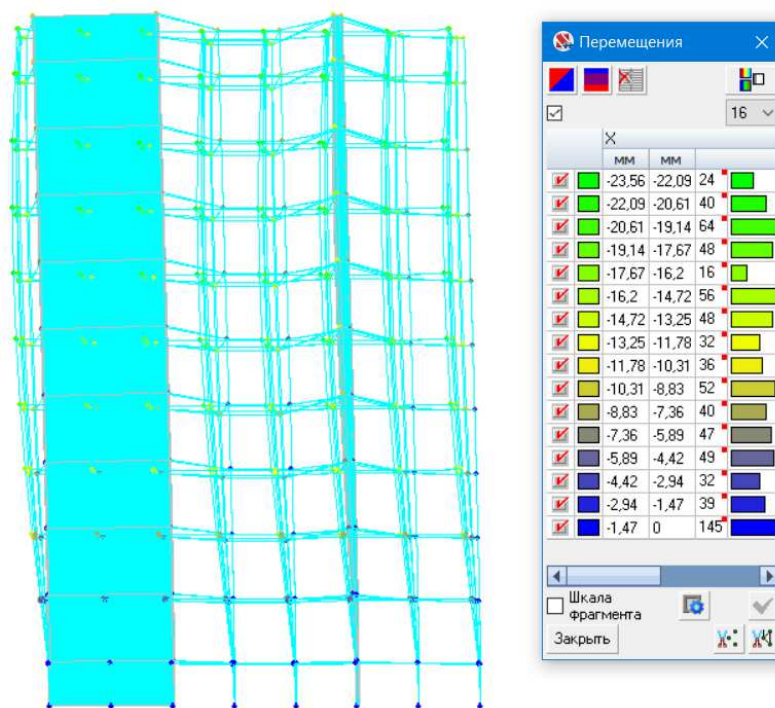


Рисунок 2.8 – Деформированная схема при комбинации нагрузок  
Максимальное значение прогиба по оси X составляет -23,56мм

Можно сделать вывод, что максимальное горизонтальное перемещение по оси X составляет 23,56 мм, что не превышает предельно допустимое значение по [7; прил. Д 2.4].

$$F_u = h/500,$$

$$F_u = 30/500 = 0,06 \text{ м.}$$

60 мм > 23,56 мм – условие выполняется.

Максимально допустимое перемещение должно быть не больше 0,06м или 60 мм.

Условие выполняется, и введение в каркас дополнительных диафрагм жесткости не требуется. Следовательно, оставляем данное расположение жесткостных элементов как на рисунке 2.8.

### Способы закрепления жесткостных элементов с каркасом

Рассмотрим несколько вариантов закрепления диафрагмы жесткости в деревянным каркасе многоэтажного здания.

На рисунке 2.9, представлена диафрагма жесткости из вертикальных несущих элементов, которой образует ствол стеновыми панелями из поперечно клееной древесины.

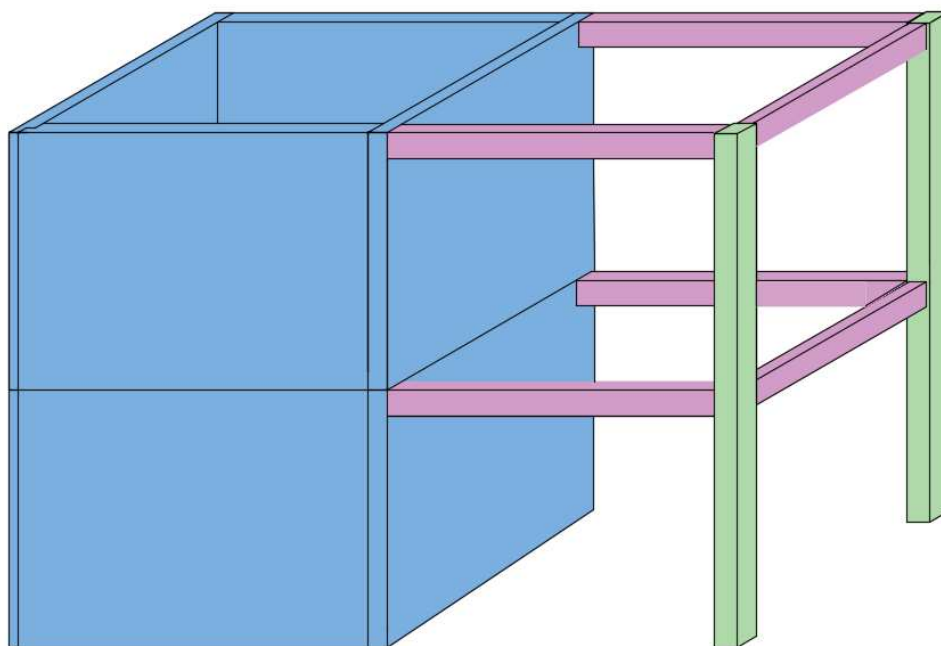


Рисунок 2.9 – Ствол диафрагмы жесткости из стеновых панелей

На рисунке 2.10, представлен фрагмент каркаса деревянного здания, где между ригелями и колоннами на каждом этаже вставлены стеновые перекрестно клееные панели, имеет некую схожесть с вариантом создания диафрагм жесткости в железобетонных конструкциях, но в деревянном каркасе осуществить это будет значительно сложнее.

Оба варианта можно использовать для создания диафрагмы жесткости с последующей проработкой конструктивных особенностей. В этой диссертационной работе интересуют первый вариант закрепление диафрагмы жесткости с каркасом многоэтажного здания на рисунке 2.9.

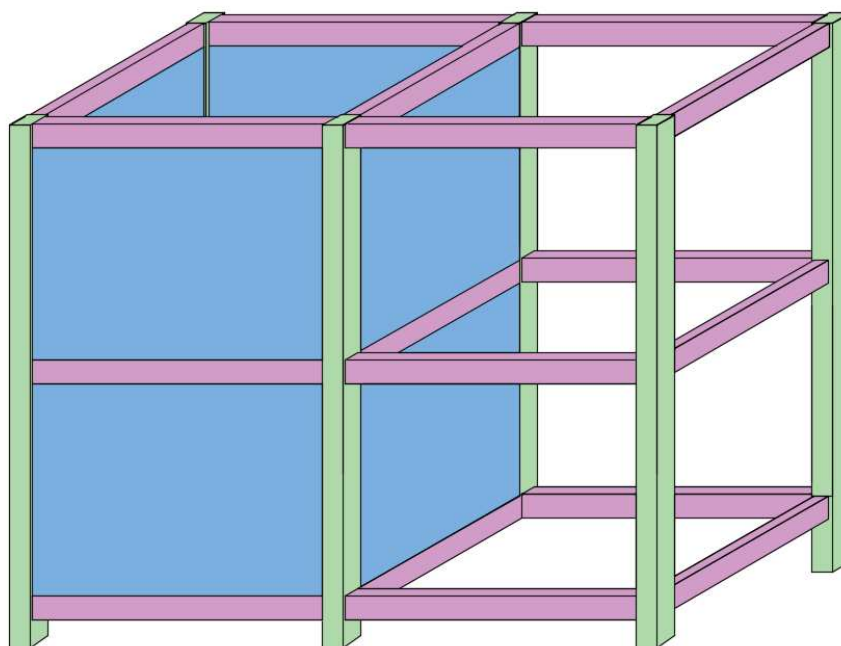


Рисунок 2.10 - Диафрагма жесткости из стеновых панелей в каркасе здания

Целесообразность применения ядра жесткости в каркасном здании обуславливается дифференциацией статических функций между каркасом, воспринимающим вертикальные воздействия, и стволом, воспринимающим горизонтальные нагрузки; стойкостью восприятия сейсмических воздействий; свободой планировочных решений, поскольку пространство между стволом и наружными ограждающими конструкциями свободно от опор.

Рассмотрим закрепление диафрагмы жесткости из стеновых панелей с деревянным каркасом. Рассмотрим шарнирное и жесткое соединение ригелей каркаса с диафрагмами жесткости из перекрестно клееных панелей. Проанализируем, какой способ закрепления уменьшает перемещения многоэтажного деревянного здания.

Таблица 2.10 - Максимальные перемещения

Максимальные перемещения, мм	Шарнирное соединение		Жесткое соединение	
	Каркас	Диафр.	Каркас	Диафр.
X	2,35	2,27	3,11	3,32
Y	1,14	-0,27	2,27	1,41
Z	-20,66	-2,65	-19,57	3,99
Суммарное перемещение	20,81	3,55		

Проведя численный анализ жесткого и шарнирного способа закрепления, можно сделать выводы, что из-за небольших расхождений в перемещениях каркаса здания, нет необходимости удорожать конструкцию и делать шарнирное соединение. Поэтому выбираем жесткое закрепление диафрагмы жесткости из поперечно клееных стеновых панелей с деревянным каркасом многоэтажного здания.



## **Выводы по второй главе**

В рамной каркасной системе вертикальные и горизонтальные нагрузки совместно воспринимают вертикальные диафрагмы жесткости и рамный каркас. За счет этой комбинации достигаются минимальные перемещения конструкции здания [30].

Поэтому оптимальный вариант для обеспечения пространственной жесткости каркаса многоэтажного здания – это комбинированное решение, которое представляет собой комбинацию конструктивных приемов обеспечения жесткости стеновой и ствольной систем. Вследствие этого была принята гибридная конструктивная система через ствольную систему в стенах лестничной клетки и диафрагмы жесткости по стене коридора. Данное расположение диафрагм жесткости обладает наибольшей конструктивной гибкостью в части возможности распределения воспринимаемых усилий за счет варьирования жесткости элементов основы каркаса.

Из численного анализа жесткого и шарнирного способа закрепления диафрагмы жесткости из поперечно клееных стеновых панелей с деревянным каркасом многоэтажного здания, можно сделать выводы, что из-за небольших расхождений в перемещениях каркаса здания, нет необходимости удорожать конструкцию и делать шарнирное соединение, поэтому отдаем предпочтение жесткому закреплению.

## **ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕСТКОСТИ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

### **3.1 Цели численных исследований**

Зарубежный опыт проектирования и строительства многоэтажных строений на основе древесины подтверждает целесообразность и безопасность высотного строительства из дерева жилых и общественных зданий, в проектах которых достигается выполнение условий устойчивости и жесткости за счет обеспечения совместной работы несущих конструкций, а также устройства и постановки, соответствующих жесткостных элементов/систем.

Однако, сохранение жесткостных характеристик конструкцией здания по истечению нормативного срока эксплуатации, подробно не изучено как отечественными, так и зарубежными инженерами-конструкторами.

В связи с вышеизложенным, назрела необходимость в численном исследовании пространственной жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания с учетом изменения физико-механических свойств древесины.

Автор преследовал в численном исследовании определить и оценить величины кренов конструкции здания с целью соотношения величины максимального горизонтального перемещения к количественной жесткостной характеристике.

Следовательно, за основной параметр оценки пространственной жесткости принято максимальное горизонтальное перемещения в верхней точке здания, поскольку данный вид деформации и его возможный неоднородный характер многоэтажного здания допускает потерю устойчивости и прочности конструкцией здания, возникновение дефектов в несущих и ограждающих конструкциях, разрушение фасадов.

Путем вычисления требуемых размеров сечения элементов жесткостной системы возможно сформировать несущую систему здания, удовлетворяющую условиям обеспечения устойчивости многоэтажной конструкции при действии статических нагрузок, пониженной

материалоемкости проекта здания, достигнутой мерами ресурсосбережения и эффективного устройства и расположения жесткостной системы здания.

В рамках данной главы, посвященной численному исследованию, предполагалось решить следующие задачи:

- расчет пространственной жесткости каркаса многоэтажного здания на основе древесины;
- исследование пространственной жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания с учетом системы жесткостных элементов и изменения физико-механических свойств древесины на действие статических нагрузок;
- обоснование предложенных рекомендаций по расчету и обеспечению пространственной жесткости многоэтажного каркасного здания на основе древесины.

### **3.2 Численные исследования жесткости каркаса многоэтажного здания**

При изучении жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания на действие статических нагрузений с учетом изменения физико-механических свойств древесины автором проведен ряд численных исследований с применением программного комплекса SCAD Office, реализующем метод конечных элементов [8]. Жесткость конструкции деревянного многоэтажного здания изучалась посредством моделирования пространственной схемы каркаса, приложения длительных и кратковременных нагрузок: собственного веса конструкций, снеговой, ветровой, эксплуатационной нагрузок. Деревянный каркас многоэтажного жилого здания при выполнении расчета в программном комплексе, с точки зрения строительной механики, рассматривается как рамная система, исследуемая на воздействие статических нагрузок и влияние изменения физико-механических свойств древесины.

Нагрузка от собственного веса прикладывалась автоматически программой с учетом объемного веса материала и размеров поперечного сечения элементов. Нагрузка от веса перекрытий, покрытия, перегородок,

эксплуатационная нагрузка, снеговая нагрузка и нагрузка от веса стеновых панелей, определяемые трапецеидальным и трехгольным методом распределения нагрузок, прикладывались к стержневым элементам соответственно.

В первой схеме ветровую нагрузку прикладывали к колоннам против направления оси X, во второй схеме – по направлению оси X, в третьей схеме – против направления оси Y, в четвертой схеме – по направлению оси Y.

Все полученные максимальные горизонтальные перемещения каркаса здания в верхней его точке сопоставляются с величиной максимального допустимого крена.

Величина максимального допустимого крена здания определяется в соответствии с требованиями приложения Д таблицы Д.4 СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [7] по формуле:

$$f_u = \frac{h}{500}, \quad (3.1)$$

где  $h$  - высота многоэтажного здания, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия.

Принимаем:  $h = 30$  м.

Подставляем значения в формулу (3.1), получаем:

$$f_u = \frac{30}{500} = 0,06\text{м} = 60 \text{ мм.}$$

Максимальный допустимый прогиб здания  $f_u$  имеет величину 60 мм.

### **3.3 Расчет пространственной жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания**

Наряду с недостатком жесткости и поиском способов по достижению необходимой пространственной жесткости существуют случаи ее избытка, что влечет за собой уменьшение внутреннего пространства и объема здания, перерасход материала, а, следовательно, и увеличение материалоемкости проекта. Для предупреждения и предотвращения излишка пространственной

жесткости каркаса здания необходима ее оптимизация путем численного расчета.

Более простым и менее трудоемким методом является первоначальная оценка площади сечения жесткостных элементов, которые будут воспринимать статические воздействия. Выбор в пользу данного метода подбора пространственной жесткости здания обуславливается тем, что создание расчетной схемы здания в программных комплексах без предварительного учета конструктивных и архитектурных требований по размещению жесткостных элементов, а также без учета их предварительных сечений, представляется весьма трудоемким. С целью оптимизации времени подбора сечений жесткостных элементов предложен упрощенный вариант расчета.

Прогиб от нормативной ветровой нагрузки принято ограничивать значением, определяемым по формуле (3.1).

Относительно изучаемого многоэтажного здания принята консольная модель несущей системы, так как вертикальные диафрагмы, которые обеспечивают жесткость каркаса, консольно-защемлены в фундаменте. Перекрытия в такой системе играют роль связей между вертикальными элементами.

Пространственную несущую систему изучаемого многоэтажного здания на основе древесины, в которой горизонтальные нагрузки воспринимаются системой вертикальных диафрагм, назовем диафрагмовой, колонны и ригели не воспринимают горизонтальную нагрузку.

При произвольной нагрузке и несимметричном расположении вертикальных несущих конструкций в плане здания полное перемещение горизонтального сечения многоэтажного здания складывается из трех компонентов: поступательных смещений по направлению осей  $x$  и  $y$ , поворота в плоскости  $xy$ . Сопротивление трем компонентам полного перемещения оказывают исключительно диафрагмы жесткости [9].

Если система диафрагм в плане или же здание в плане имеет сложную форму, помимо поступательного смещения происходит поворот вокруг некоторого центра.

Для несущей системы изучаемого здания, состоящей исключительно из плоских диафрагм, поворот в плоскости  $xu$  от крутящего момента происходит вокруг центра жесткостей, координаты которого  $e_x$  и  $e_y$  по отношению к геометрическому центру плана здания определяются по формулам [10]:

$$e_x = \frac{\sum_{i=1}^n EI_{ix} \cdot e_{ix}}{\sum_{i=1}^n EI_{ix}}; \quad (3.2)$$

$$e_y = \frac{\sum_{i=1}^n EI_{iy} \cdot e_{iy}}{\sum_{i=1}^n EI_{iy}}, \quad (3.3)$$

где  $e_{ix}$  и  $e_{iy}$  – соответственно расстояния от центра тяжести поперечного сечения здания до центра тяжести поперечного сечения плоской диафрагмы жесткости.

Расстояния  $e_{ix}$  и  $e_{iy}$  в формулах (3.2) и (3.3) имеют значения со своими знаками в системе координат с началом точке  $O$ . Координаты центра жесткости не зависят от высоты здания  $z$ , если жесткости диафрагм постоянны по высоте здания.

В целях уменьшения или же предотвращения возникновения крутящего момента относительно центра тяжести здания в плане, необходимо координаты центра жесткостей приравнять к нулю, тем самым уравновесить поперечное сечение здания посредством равномерного расположения диафрагм жесткости относительно центра тяжести здания или же равномерного распределения жесткостей диафрагм относительно центра тяжести здания в плане.

Поскольку в изучаемом многоэтажном здании вертикальные диафрагмы целесообразно расположить в плоскости рам, уравновешивание сечения

необходимо обеспечить за счет равномерного взаимного распределения жесткостей диафрагм относительно центра тяжести здания плане.

Изучаемое многоэтажное здание имеет сложную форму, поперечное сечение которого неуравновешенно в направлении оси  $y$ . В направлении оси  $x$  относительно центра тяжести здания поперечное сечение здания симметрично. А также жесткостями диафрагмы 2 (по середине) можно пренебречь, обладающие существенной жесткостью в направлении оси  $x$ , в связи с малым значением моментов инерции поперечного сечения диафрагм относительно оси  $x$ , в целях упрощения расчета.

Следовательно, координата  $e_x$  равна нулю, и существует необходимость в приравнении к нулю координаты  $e_y$  (рисунок 3.1).

Преобразовав формулу (3.3), получаем:

$$e_y = \frac{EI_{д2} \cdot e_{y,д2} + EI_{д5} \cdot e_{y,д5}}{EI_{д2} + EI_{д5}}, \quad (3.4)$$

где  $E$  – модуль упругости древесины вдоль волокон [45];

$I_{д2}$  – момент инерции поперечного сечения диафрагмы 2;

$I_{д5}$  – момент инерции поперечного сечения диафрагмы 5;

$e_{x,д2}$  – расстояние от центра тяжести поперечного сечения здания до центра тяжести поперечного сечения плоской диафрагмы 2;

$e_{x,д5}$  – расстояние от центра тяжести поперечного сечения здания до центра тяжести поперечного сечения плоской диафрагмы 5.

Предварительно принимаем толщину сечения диафрагм 195 мм.

Значения  $e_{x,д1}$  и  $e_{x,д2}$  определяем по рисунку 3.9.

Так как необходимо получить координаты центра жесткости поперечного сечения здания  $(e_x; e_y)$  равными  $(0;0)$ , приравняем координату центра жесткости  $e_x$  к нулю, получаем:

$$\frac{EI_{д2} \cdot e_{y,д2} + EI_{д5} \cdot e_{y,д5}}{EI_{д2} + EI_{д5}} = 0 \quad (3.5)$$

Принимаем:  $E = 10000$  Мпа ;  $I_{д2} = 1,04$  м<sup>4</sup>;  $e_{y,д2} = 4,275$  м.;  $e_{y,д5} = 9,975$  м.

Подставляем значения в формулу (3.5), совершаем математические преобразования, получаем:

$$4,275x+4,275x+9,975\cdot 1,04=0 \quad (3.6)$$

Решаем уравнение (3.6) и получаем значение  $x$ :

$$x = 1,21 \text{ м}^4.$$

Следовательно, для уравнивания поперечного сечения здания величина момента инерции поперечного сечения диафрагмы 5  $I_{05}$  должно быть подобрано по каталогу стеновых панелей CLT. Поэтому момент инерции поперечного сечения диафрагмы составляет  $1,237 \text{ м}^4$ , а толщина диафрагмы 5 –  $0,232 \text{ м}$ .

В результате совмещения центра жесткости и центра тяжести поперечного сечения здания принимаем сечения диафрагм жесткости: диафрагма 1, 2 имеет сечение с размерами  $4000 \text{ мм} \times 215 \text{ мм}$ ; диафрагма 5 имеет сечение с размерами  $4000 \text{ мм} \times 215 \text{ мм}$ ; диафрагмы 3 и 4 имеют сечение с размерами  $2850 \text{ мм} \times 215 \text{ мм}$ .

Поперечное сечение изучаемого здания уравновешенно, следовательно, возможно рассмотреть прогиб 5 диафрагмы, вследствие исключения возможности возникновения крутящего момента.



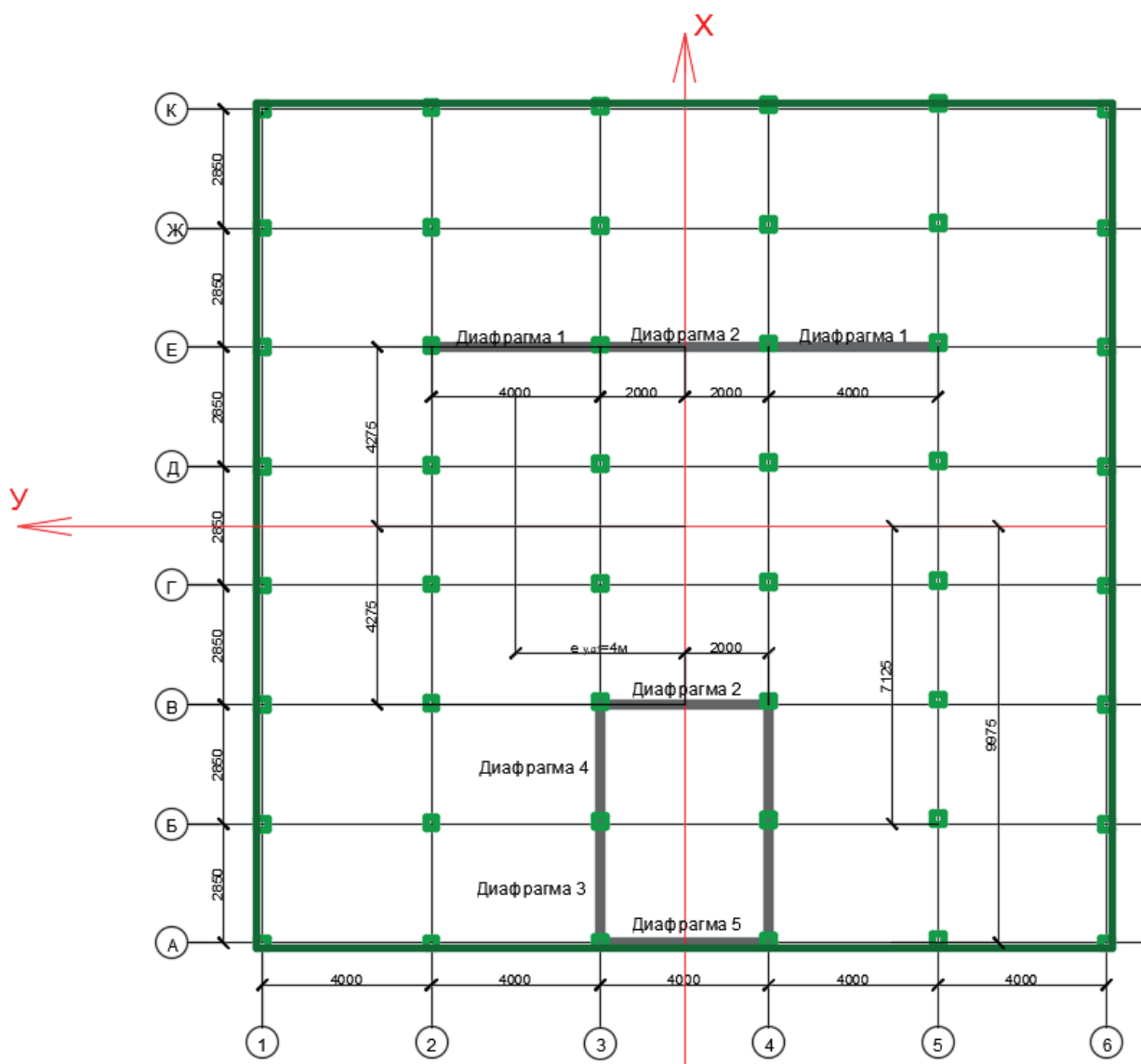


Рисунок 3.1 – План расположения диафрагм жесткости относительно центра тяжести и жесткости поперечного сечения здания

Рассмотрим действие горизонтальной нагрузки. Произвольно направленную горизонтальную нагрузку можно разложить на векторы  $q_x$  и  $q_y$ , действующие в направлениях  $x$  и  $y$ , и крутящий момент относительно центра поворота. При поступательном смещении жесткого в своей плоскости перекрытия все перемещения диафрагм одинаковы, поэтому  $q$  распределится между ними пропорционально их жесткостям.

Полная нагрузка, приходящаяся на диафрагму в верхнем сечении здания, параллельную оси  $x$ , от действия нагрузки  $q_{ix}(z)$  определяется по формуле [10]:

$$q_{ix}(z) = q_x(z) \cdot EI_{iy} \cdot \frac{l}{\sum_{i=1}^n EI_{iy}}, \quad (3.7)$$

где  $l$  – высота здания.

Принимаем:  $q_{ix} = 784,91$  кг/м.;  $l = 30$  м.;  $E = 10000$  МПа;  $I_{\partial 1} = 0,225$  м<sup>4</sup>;  $I_{\partial 2} = 0,3142$  м<sup>4</sup>.

Подставляем значения в формулу (3.7), получаем:

$$q_{ix} = \frac{784,91 \cdot 10000 \cdot 0,3142 \cdot 30}{10000 \cdot (0,225 + 0,3142)} = 13,721 \text{ кг.}$$

Рассмотрим действие вертикальной нагрузки. Полная вертикальная нагрузка в изучаемом здании складывается из постоянных (собственный вес конструкций) и временных нагрузок (снеговая нагрузка, эксплуатационная нагрузка). Центральная вертикальная распределенная нагрузка в связевом каркасе (то есть, вертикальные несущие элементы связаны между друг другом шарнирно) вызывает только равномерное сжатие и не оказывает влияния на работу несущей системы в целом. Следовательно, изгибающий момент в сечении  $x$  диафрагмы 2 приравнивается к нулю.

За основу расчета крена диафрагмы 2 в верхнем сечении здания была взята формула [9]:

$$f_{\partial 2} = \frac{4 \cdot a + 11}{120 \cdot E \cdot I_{\partial 2, y}} \cdot q_{ix} \cdot H^4 + \frac{H^2}{3 \cdot E \cdot I_{\partial 2, y}} \cdot M^{\partial 2, x}, \quad (3.8)$$

где  $a$  – отношение интенсивностей горизонтальных нагрузок внизу и вверху здания для рассматриваемой ветровой нагрузки;

$q_{ix}$  – нагрузка приходящая на верх диафрагмы;

$E$  – модуль упругости древесины;

$I_{\partial 2, y}$  – момент инерции сечения;

$H$  – высота здания;

$M^{\partial 2, x}$  – момент от действия вертикальных нагрузок.

Крен диафрагмы 2  $F_{\partial 2}$  имеет величину 32,98 мм, что не превышает предельно допустимого значения 60 мм. Следовательно, утверждаем принятые сечения диафрагм: 1, 2 имеет сечение с размерами 4000 мм × 215 мм; диафрагма 5 имеет сечение с размерами 4000 мм × 215 мм; диафрагмы 3 и 4 имеют сечение с размерами 2850 мм × 215 мм.

В случае если значение горизонтального перемещения диафрагмы превышает предельно допустимое значение, необходимо увеличить размеры поперечных сечений диафрагм. Для этого необходимо использовать формулу (3.8) с учетом соотношений толщин диафрагм и расстояния между ними.

В целях проверки достоверности методики расчета крена  $k$ -ой диафрагмы выполняем статический расчет каркаса шестиэтажного здания на основе древесины с уже принятыми жесткостями с применением ПК «SCAD Office».

Расчетная схема – шарнирно-стреловая, сопряжение колонн с ригелями принято шарнирным, сопряжение диафрагм с ригелями - шарнирное. Сопряжение колонн с фундаментом выполнено жестким. Расчетная схема показана на рисунке 3.2.

Расчет колонны

Выполним расчет на прочность по нормальным напряжениям по формуле [9]:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (3.9)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$F_{расч}$  – площадь расчетного сечения;

$M_D$  – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме по формуле (3.10);

$W_{расч}$  – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

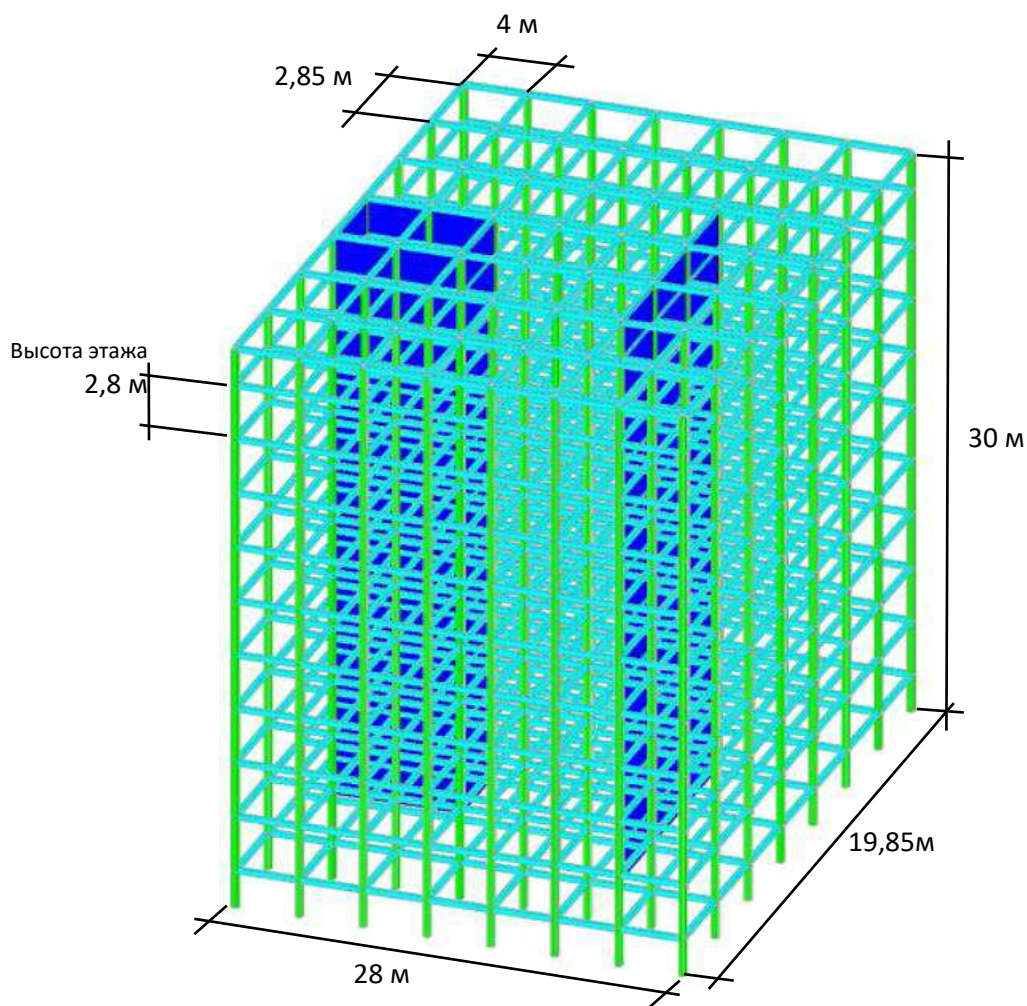


Рисунок 3.2 – Расчетная схема

Изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок,  $M_d$  определяемый из расчета по деформированной схеме в соответствии с п. 6.17 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9] по формуле:

$$M_d = \frac{M}{\xi}, \quad (3.10)$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$\xi$  - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}}, \quad (3.11)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.12) для гибкости участка элемента с расчетной длиной  $l_p$  из плоскости деформирования;

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию [9];

$F_{\text{бр}}$  – площадь брутто максимальными размерами сечения элемента на участке  $l_p$ .

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяем по формуле:

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (3.12)$$

где  $a$  – коэффициент равный 0,8 в соответствии с п. 6.3 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9];

$\lambda$  – гибкость элемента цельного сечения, определяется по формуле (3.12):

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (3.13)$$

где  $l_0$  – расчетная длина элемента;

$r$  – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто относительно осей  $x$  и  $y$ .

Расчетную длину элемента  $l_0$  определяем по формуле:

$$l_0 = l \cdot \mu_0, \quad (3.14)$$

где  $l$  – свободная длина элемента;

$\mu_0$  – коэффициент, принятый в соответствии с п. 6.23 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9].

Принимаем:  $l = 3,1 \text{ м.}; \mu_0 = 0,5$ .

Подставляем значения в формулу (3.14), получаем:

$$l_0 = 3,1 \cdot 0,5 = 1,55 \text{ м.}$$

Принимаем:  $l_0 = 1,55 \text{ м.}; r = 0,0765 \text{ м.}$

Подставляем значения в формулу (3.13), получаем:

$$\lambda = \frac{1,55}{0,0765} = 20,26.$$

Принимаем:  $a = 0,8; \lambda = 20,26.$

Подставляем значения в формулу (3.12), получаем:

$$\varphi = 1 - \left(\frac{20,26}{100}\right)^2 = 0,959.$$

Принимаем:  $N = 18123,4 \text{ кг.}; \varphi = 0,959; R_c = 13 \text{ МПа}; F_{\text{бр}} = 0.070225 \text{ м}^2.$

Подставляем значения в формулу (3.11), получаем:

$$\xi = 1 - \frac{18123,4}{0,959 \cdot 1300000 \cdot 0.070225} = 0,979.$$

Принимаем:  $M = 1395,4 \text{ кг}\cdot\text{м.}; \xi = 0,979.$

Подставляем значения в формулу (3.10), получаем:

$$M_d = \frac{1395,4}{0,979} = 1425,3 \text{ кг}\cdot\text{м.}$$

Принимаем:  $N = 18123,4 \text{ кг.}; F_{\text{расч}} = 0.070225 \text{ м}^2; M_d = 1425,3 \text{ кг}\cdot\text{м.}; W_{\text{бр}} = 0,00438633 \text{ м}^3; R_c = 13 \text{ МПа.}$

Подставляем значения в формулу (3.9), получаем:

$$\frac{18123,4}{0.070225} + \frac{1425,3}{0,00438633} = 583\,017 \leq 13\,000\,000 \text{ Па.}$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Запас прочности достигает значения 50 %, однако, конструктивно не представляется возможным принять меньшие размеры сечения колонн.

Выполним расчет на устойчивость максимально сжато-изгибаемого элемента (колонны) по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left( \frac{M_D}{\varphi_M \cdot R_{II} \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (3.15)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.12) для гибкости участка элемента с расчетной длиной  $l_p$  из плоскости деформирования;

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию [9];

$F_{бр}$  – площадь брутто максимальными размерами сечения элемента на участке  $l_p$ ;

$M_D$  – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме по формуле (3.10);

$\varphi_M$  – коэффициент для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного сечения, определяемый по формуле (3.16);

$R_{II}$  – расчетное сопротивление древесины изгибу [9];

$W_{бр}$  – момент сопротивления брутто поперечного сечения [9].

Коэффициент  $\varphi_M$  для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения определяется по формуле:

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi, \quad (3.16)$$

где  $l_p$  – расстояние между опорными сечениями элемента;

$b$  – ширина поперечного сечения;

$h$  – максимальная высота поперечного сечения на участке  $l_p$ ;

$k_\phi$  – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих элементов на участке  $l_p$ , определяемый в соответствии с таблицей Е.2 Приложения Е СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9].

Коэффициент  $k_\phi$  определяем по формуле:

$$k_\phi = 1,75 - 0,75d . \quad (3.17)$$

Принимаем:  $d = 0,99$ .

Подставляем значения в формулу (3.17), получаем:

$$k_\phi = 1,75 - 0,75 \cdot 0,99 = 1,001 .$$

Принимаем:  $l_p = 3,1$  м.;  $b = 0,265$  м.;  $h = 0,265$  м.;  $k_\phi = 1,001$ .

Подставляем значения в формулу (3.16), получаем:

$$\varphi_m = 140 \frac{0,265^2}{3,1 \cdot 0,265} = 11,97.$$

Принимаем:  $N = 18123,4$  кг.;  $\varphi = 0,959$ ;  $R_c = 13$  МПа;  $F_{\sigma p} = 0.070225$  м<sup>2</sup>;  $M_D = 1425,3$  кг·м.;  $\varphi_m = 11,97$ ;  $R_u = 13$  МПа;  $W_{\sigma p} = 0,00438633$  м<sup>3</sup>.

Подставляем значения в формулу (3.15), получаем:

$$\frac{18123,4}{0,959 \cdot 1300000 \cdot 0.070225} + \left( \frac{1425,3}{11,97 \cdot 1300000 \cdot 0,00438633} \right) = 0,414 \leq 1.$$

Следовательно, условие устойчивости удовлетворяется.

### Расчет ригеля

Выполним расчет на прочность по нормальным напряжениям по формуле:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_c , \quad (3.18)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$F_{расч}$  – площадь расчетного сечения;

$M_D$  – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме по формуле (3.19);



$W_{расч}$  – расчетный момент сопротивления поперечного сечения.

Изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок,  $M_D$  определяемый из расчета по деформированной схеме в соответствии с п. 6.17 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9] по формуле:

$$M_D = \frac{M}{\xi}, \quad (3.19)$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$\xi$  - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}}, \quad (3.20)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (3.21) для гибкости участка элемента с расчетной длиной  $l_p$  из плоскости деформирования;

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию [9];

$F_{бр}$  – площадь брутто максимальными размерами сечения элемента на участке  $l_p$ .

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяем по формуле:

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (3.21)$$

где  $a$  – коэффициент равный 0,8 в соответствии с п. 6.3 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9];

$\lambda$  – гибкость элемента цельного сечения, определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (3.22)$$

где  $l_0$  – расчетная длина элемента;

$r$  – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто относительно осей  $x$  и  $y$ .

Расчетную длину элемента  $l_0$  определяем по формуле:

$$l_0 = l \cdot \mu_0, \quad (3.23)$$

где  $l$  – свободная длина элемента;

$\mu_0$  – коэффициент, принятый в соответствии с п. 6.23 СП 64.13330.2011

Деревянные конструкции [9].

Принимаем:  $l = 4$  м.;  $\mu_0 = 1$ .

Подставляем значения в формулу (3.23), получаем:

$$l_0 = 4 \cdot 1 = 4,0 \text{ м.}$$

Принимаем:  $l_0 = 4$  м.;  $r = 0,0866$  м.

Подставляем значения в формулу (3.22), получаем:

$$\lambda = \frac{4}{0,0866} = 46,19.$$

Принимаем:  $a = 0,8$ ;  $\lambda = 46,19$ .

Подставляем значения в формулу (3.21), получаем:

$$\varphi = 1 - \left( \frac{46,19}{100} \right)^2 = 0,787.$$

Принимаем:  $N = 3313,68$  кг;  $\varphi = 0,787$ ;  $R_c = 13$  МПа;  $F_{бр} = 0,06\text{м}^2$ .

Подставляем значения в формулу (3.20), получаем:

$$\xi = 1 - \frac{3313,68}{0,787 \cdot 1300000 \cdot 0,06} = 0,946.$$

Принимаем:  $M = 1036,2$  кг·м.;  $\xi = 0,946$ .

Подставляем значения в формулу (3.19), получаем:

$$M_D = \frac{1036,2}{0,946} = 1095,35 \text{ кг}\cdot\text{м}.$$

Принимаем:  $N = 3313,68$  кг.;  $F_{расч} = 0,06$  м<sup>2</sup>;  $M_D = 1095,35$  кг·м.;  $W_{бр} = 0,003$  м<sup>3</sup>;  $R_c = 13$  МПа.

Подставляем значения в формулу (3.18), получаем:

$$\frac{3313,68}{0,06} + \frac{1095,35}{0,003} = 420228 \leq 13\,000\,000 \text{ Па}.$$

Схема горизонтальных перемещений в узлах (в миллиметрах) показана на рисунке 3.3.

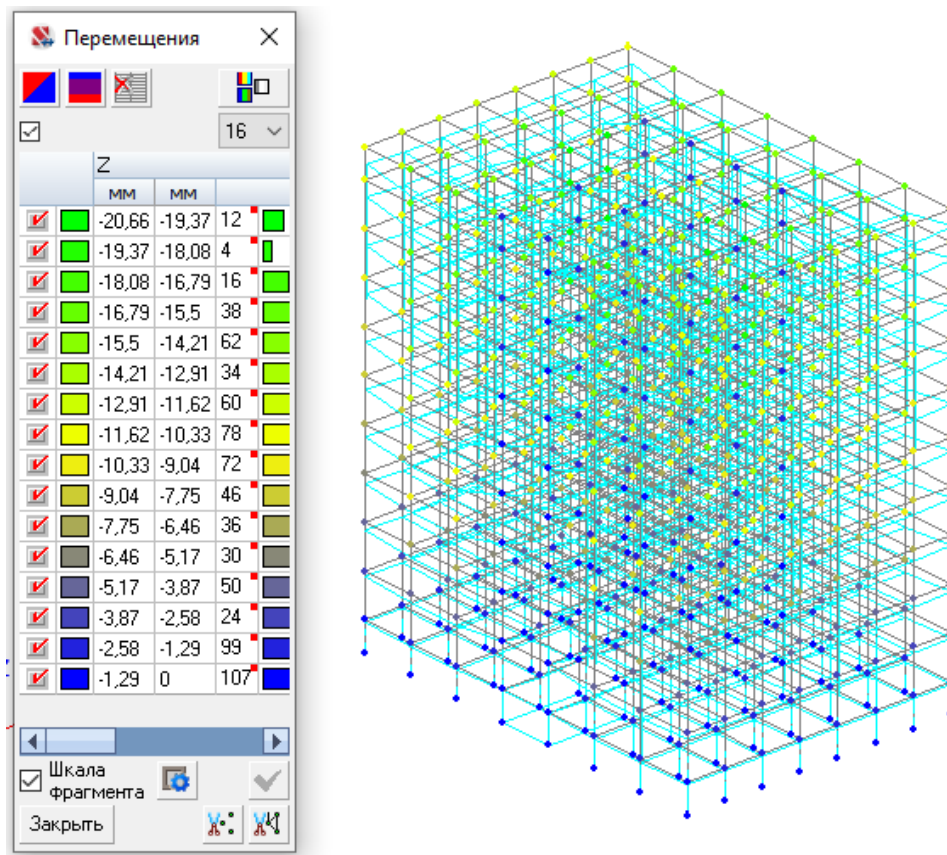


Рисунок 3.3 – Схема максимальных перемещений в узлах в направлении оси Z, мм

Максимальная величина крена здания в верхней его точке составляет 20,66 мм, что не превышает предельно допустимого значения в 60 мм. Следовательно, данное конструктивное решение несущей системы здания удовлетворяет условиям обеспечения жесткости и устойчивости конструкции

здания. А также можно сделать вывод, методики нахождения центра жесткостей здания и вычисления крена элементов несущей системы рациональны и эффективны.

### 3.4 Численное исследование пространственной жесткости здания с учетом изменения физико-механических свойств древесины на действие статических нагрузок

Учет действительной податливости связей необходим в целях получения предельно точных перемещений вершины здания и угла ее наклона. Так как несущая система равномерна по высоте, погонная податливость будет постоянна по высоте здания для каждого узлового соединения.

При расчете деформаций в узловых соединениях деревянного каркаса многоэтажного здания применен условный модуль деформативности  $E_y$ , который определяется по формуле [8]:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E_k \cdot F}{N \cdot l}}, \quad (3.24)$$

где  $E$  – исходный модуль упругости древесины [9];

$\delta$  – расчетное предельное значение деформаций податливости, принимаемое в зависимости от предельной деформации узлового соединения;

$F$  – площадь сечения элемента;

$N$  – усилие, действующее в элементе;

$l$  – длина элемента.

Величины линейных деформаций податливого соединения  $\delta$  при полном использовании несущей способности регламентируются данными таблицы 18 СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции [9] при действии осевых усилий. Относительно вида соединения торец в торец деформация соединения составляет 1,5 мм., относительно соединения на нагелях всех видов – 2 мм. В расчет необходимо вводить не предельные деформации, а расчетные, скорректированные с учетом действующих напряжений (или иначе – степени использования несущей способности) узлового соединения.

Тогда расчетная деформация для элементов вычисляется с небольшой погрешностью:

$$\delta = \delta_0 \cdot \frac{\sigma_{см}}{R_{см}} \cdot K_{кр}, \quad (3.25)$$

где  $\delta_0$  – величина деформации податливого соединения при полном использовании его несущей способности, таблица 17 [9];

$\sigma_{см}$  – напряжение смятию древесины поперек волокон или вдоль;

$K_{кр}$  – коэффициент, учитывающий кратковременность действия нагрузки (при кратковременной нагрузке  $K_{кр} = 0,5$ , при длительной –  $K_{кр} = 10$ );

$R_{см}$  – расчетное сопротивление древесины местному смятию.

Значение действующего напряжения смятию древесины поперек волокон или вдоль рассчитывается по формуле:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{A} \quad (3.26)$$

Подставим формулу (3.25) в формулу (3.26), получаем:

$$\delta = \frac{N \cdot \delta_0}{A \cdot R_{см}} \cdot K_{кр} \quad (3.27)$$

Перепишем формулу (3.24), подставив значение деформации  $\delta$  с учетом степени использования несущей способности (3.27):

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E \cdot F}{N \cdot l} \cdot K_{кр}} = \frac{E}{1 + \frac{N \cdot \delta \cdot E \cdot A}{A \cdot R_{см} \cdot N \cdot l} \cdot K_{кр}} = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E}{R_{см} \cdot l} \cdot K_{кр}} \quad (3.28)$$

В результате преобразования формула условного модуля  $E_x$  деформативности древесины будет иметь следующий вид [9]:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E}{R_{см} \cdot l} \cdot K_{кр}} \quad (3.29)$$

Условный модуль деформативности задается в колоннах, ригелях и диафрагмах.

Соответственно, условный модуль деформативности для колонн  $E_{x,к}$  имеет значение при следующих характеристиках:

$$E = 10\,000 \text{ МПа}; \delta_0 = 1,5 \text{ мм.}; R_{см} = 13 \text{ МПа}; l = 2,8 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.29), получаем:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E}{R_{см} \cdot l} \cdot K_{кр}} = \frac{10000}{1 + \frac{0,0015 \cdot 10000}{13 \cdot 2,8} \cdot 1} = 7706,42 \text{ МПа.}$$

Условный модуль деформативности для ригелей  $E_{x,риг}$  имеет значение при следующих характеристиках:

$$E = 10\,000 \text{ МПа}; \delta_0 = 2 \text{ мм.}; R_{см} = 13 \text{ МПа}; l = 4 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.29), получаем:

$$E_y = \frac{10000}{1 + \frac{0,002 \cdot 10000}{13 \cdot 4} \cdot 1} = 7222,22 \text{ МПа.}$$

Условный модуль деформативности для диафрагм жесткости  $E_{x,дж}$  имеет значение при следующих характеристиках:

$$E = 10\,000 \text{ МПа}; \delta_0 = 1,5 \text{ мм.}; R_{см} = 13 \text{ МПа}; l = 4 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.29), получаем:

$$E_y = \frac{10000}{1 + \frac{0,0015 \cdot 10000}{13 \cdot 4} \cdot 1} = 7761,2 \text{ МПа.}$$

Полученные значения условного модуля деформативности древесины задаются в колоннах, ригелях, диафрагмах и применяются в статическом расчете здания с применением программного комплекса SCAD Office на неблагоприятную деформацию здания.

Оценка эксплуатационной способности деревянных зданий необходима на этапе проектирования, при этом необходимо использовать деформационные характеристики древесины длительно эксплуатируемых конструкций. Учет изменения физико-механических свойств древесины с течением времени в расчете пространственной жесткости несущей

конструкции здания позволит увеличить срок эксплуатации и эксплуатационную пригодность зданий на основе древесины.

Достоверная оценка жесткости деревянных конструкций может быть выполнена с помощью длительного модуля упругости, учитывающего развитие во времени деформаций упругого последствия древесины. А использование в расчете пространственной жесткости длительно эксплуатируемой конструкции каркаса здания кратковременного модуля упругости древесины приведет к занижению прогибов и ошибочным оценкам жесткости [11-13].

Длительный модуль упругости, зависящий от влажности древесины и длительности эксплуатации конструкций, с учетом развития деформаций последствия, рассчитывался в соответствии с методикой, разработанной В.А. Цепяевым [11] по формуле:

$$E_{\text{дл}}(\omega) = E_u^H(\omega) \cdot m(\tau, \omega), \quad (3.30)$$

где  $E_u^H(\omega)$  – кратковременный модуль упругости, определяемый для древесины хвойных пород с влажностью  $\omega$  (%);

$m(\tau, \omega)$  – коэффициент длительной деформативности при действии неизменной нагрузки в течение всего срока службы конструкций [14].

Для нормируемого срока службы деревянных конструкций  $\tau = 50$  лет ( $1,58 \cdot 10^9$  с.) при неизменном действии полной расчетной нагрузки значение  $m_{\text{дл}} = 0,48$  [14].

С целью учета податливости узловых соединений деревянного каркаса применим методику учета податливости связей в расчете кратковременного модуля упругости  $E_u^H(\omega)$ :

$$E_u^H(12) = \frac{E_{\kappa}}{1 + \frac{\delta \cdot E_{\kappa} \cdot F}{N \cdot l}}, \quad (3.31)$$

где  $E_{\kappa}$  – кратковременный модуль упругости древесины [11];



$\delta$  – расчетное предельное значение деформаций податливости, принимаемое в зависимости от предельной деформации узлового соединения;

$F$  – площадь сечения элемента;

$N$  – усилие, действующее в элементе;

$l$  – длина элемента.

Для определения среднего значения кратковременного модуля упругости древесины хвойных пород при изгибе применена следующая эмпирическая зависимость [11]:

$$E_k = 31,92 \cdot \rho_{12} - 9180 + 7770, \quad (3.32)$$

где  $\rho_{12}$  – среднее значение плотности древесины сосны, при влажности древесины 12%.

Принимаем:  $\rho_{12} = 500 \text{ кг/м}^3$ .

Подставляем значения в формулу (3.32), получаем:

$$E_k = 31,92 \cdot 500 - 9180 + 7770 = 14550 \text{ МПа.}$$

В результате преобразования формула кратковременного модуля упругости древесины с учетом податливости связей  $E_u^H(12)$  будет иметь следующий вид:

$$E_u^H(12) = \frac{E_k}{1 + \frac{\delta \cdot E_k}{R_{cm} \cdot l} \cdot K_{кр}}. \quad (3.33)$$

Соответственно, кратковременный модуль упругости древесины для колонн  $E_{u.k}^H(12)$  имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_k = 14\,550 \text{ МПа}; \delta_0 = 1,5 \text{ мм.}; R_{cm} = 13 \text{ МПа}; l = 2,8 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.33), получаем:

$$E_{u.k}^H(12) = \frac{14550}{1 + \frac{0,0015 \cdot 14550}{13 \cdot 2,8} \cdot 1} = 9096,09 \text{ МПа.}$$

Кратковременный модуль упругости древесины для ригелей  $E_{u.риг}^H$  (12)

имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_k = 14\,550 \text{ МПа}; \delta_0 = 2 \text{ мм.}; R_{см} = 13 \text{ МПа}; l = 4 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.33), получаем:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E}{R_{см} \cdot l} \cdot K_{кр}} = \frac{14550}{1 + \frac{0,002 \cdot 14550}{13 \cdot 4} \cdot 1} = 9329,223 \text{ МПа.}$$

Кратковременный модуль упругости древесины для диафрагм жесткости  $E_{u.дэж}^H$  (12) имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_k = 14\,550 \text{ МПа}; \delta_0 = 1,5 \text{ мм.}; R_{см} = 13 \text{ МПа}; l = 4 \text{ м.}; K_{кр} = 1.$$

Подставляем значения в формулу (3.33), получаем:

$$E_y = \frac{E}{1 + \frac{\delta \cdot E}{R_{см} \cdot l} \cdot K_{кр}} = \frac{14550}{1 + \frac{0,0015 \cdot 14550}{13 \cdot 4} \cdot 1} = 10248,56 \text{ МПа}$$

Соответственно, длительный модуль упругости древесины  $E_{дл.кол}$  относительно колонн имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_{u.к}^H (12) = 9096,09 \text{ МПа}; m_{дл} = 0,48.$$

Подставляем значения в формулу (3.30), получаем:

$$E_{дл.кол} = 9096,09 \cdot 0,48 = 4366,12 \text{ МПа.}$$

Длительный модуль упругости древесины  $E_{дл.риг}$  относительно ригелей имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_{u.риг}^H (12) = 9329,223 \text{ МПа}; m_{дл} = 0,48.$$

Подставляем значения в формулу (3.30), получаем:

$$E_{дл.ригелей} = 9329,223 \cdot 0,48 = 4478,027 \text{ МПа.}$$

Длительный модуль упругости древесины  $E_{дл.дэж}$  относительно диафрагм имеет значение при следующих характеристиках:

$$E_{u.дэж}^H (12) = 10248,56 \text{ МПа}; m_{дл} = 0,48.$$

Подставляем значения в формулу (3.30), получаем:

$$E_{\text{дл.дж}} = 10248,56 \cdot 0,48 = 4919,309 \text{ МПа.}$$

Таблица 4.1 – Результаты расчета

Максимальные перемещения, мм	Модуль упругости					
	E=10 000МПа		Условный модуль деформативности		Длительный модуль упругости	
	Каркас	Диафр.	Каркас	Диафр.	Каркас	Диафр.
X	2,35	2,27	2,99	2,89	9,47	9,47
Y	1,14	-0,27	1,36	1,33	1,22	1,22
Z	-20,66	-2,65	-25,39	-3,36	-47,32	-7,03
Суммарное перемещение	20,81	3,55	-26,81	4,49	48,25	14,31

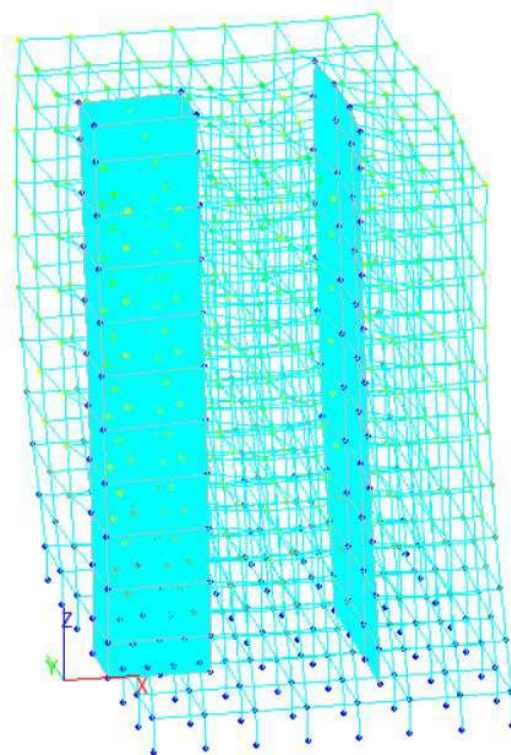


Рисунок 3.4– Наибольшее перемещение каркаса при применении кратковременного модуля упругости 44,82 мм

Полученные значения длительного модуля упругости древесины задаются в колоннах, ригелях, диафрагмах и применяются в статическом расчете здания с применением программного комплекса «SCAD Office» на неблагоприятную деформацию здания.

## **Выводы по третьей главе**

За основной параметр оценки пространственной жесткости было принято максимальное горизонтальное перемещение в верхней точке здания, поскольку данный вид деформации и его возможный неоднородный характер многоэтажного здания допускает потерю устойчивости и прочности конструкцией здания, возникновение дефектов в несущих и ограждающих конструкциях, разрушение фасадов.

Автором представлено исследование пространственной жесткости деревянного каркаса многоэтажного здания с учетом системы жесткостных элементов и изменения физико-механических свойств древесины с учетом действия статических нагрузок.

Были найдены требуемые размеры сечения элементов жесткостной системы и сформированы в несущую систему здания, которая удовлетворяет условиям обеспечения устойчивости многоэтажной конструкции при действии статических нагрузок.

## **ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ ИСЛЕДОВАНИЕ СОПРЯЖЕНИЙ ЖЕСТКОСТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА**

### **4.1 Цели численных исследований**

В связи с отсутствием в научно-технической и нормативной литературе рекомендаций к расчету и оценке узлового соединения каркаса здания с учетом изменения физико-механических свойств в процессе эксплуатации, а также стойкостью к статическим и динамическим воздействиям.

Назрела необходимость в численном исследовании узловых соединений жесткостных элементов каркаса с учетом изменения физико-механических свойств древесины.

Автор преследовал в численном исследовании определить и оценить оптимальное количество вклеенных стержней на метр поперечно клееной панели для двух узловых соединений, как для вертикального узлового соединения, так и для горизонтального.

В рамках данной главы, посвященной численному исследованию, предполагалось решить следующие задачи:

- расчет несущей способности вклеиваемого стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций;
- обоснование предложенных рекомендаций по расчету минимального количества вклеенных стержней в узловом соединении из перекрестно клеёных панелей в деревянном каркасе;
- численное исследование узловых соединений жесткостных элементов каркаса в программном комплексе Ansys Workbench;
- обоснование предложенных рекомендаций по расчету узлового соединения перекрестно клееных панелей и обеспечению пространственной жесткости многоэтажного каркасного здания на основе древесины.

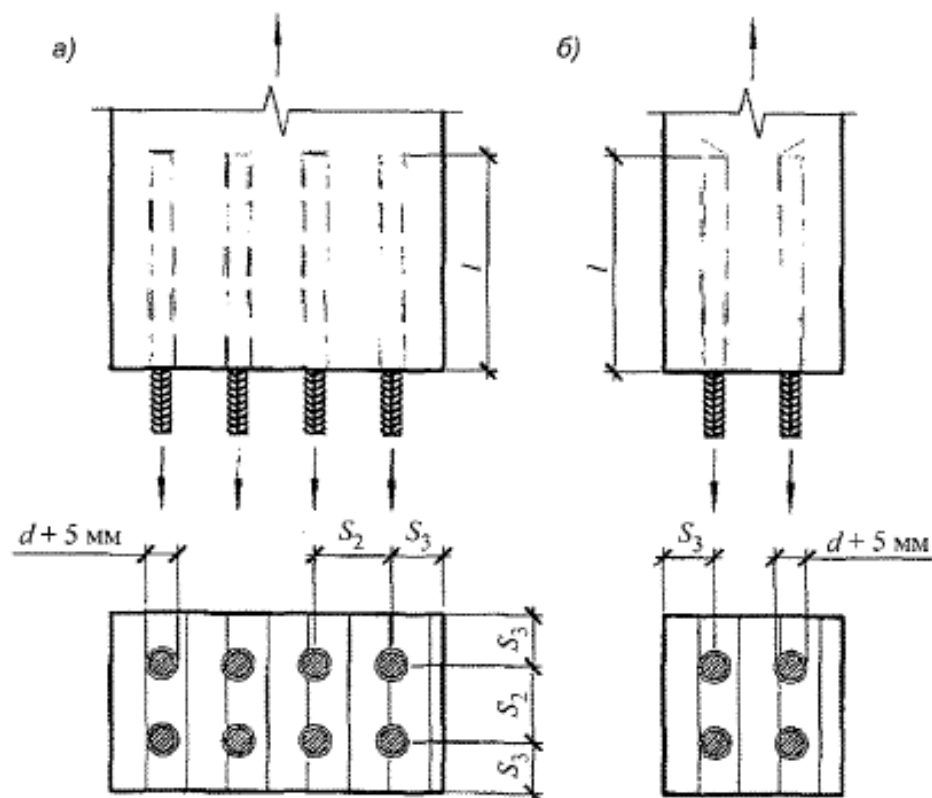
## **4.2 Расчет несущей способности клеиваемого стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций**

Соединения на клеенных стержнях являются универсальным видом соединений. Клеенный стержни используют:

- анкеровки закладных деталей, воспринимающих усилия разных направлений.
- восприятия нормальных сжимающих усилий поперек и под углом к волокнам в опорных зонах и местах приложения сосредоточенных нагрузок;
- узловых соединений, воспринимающих сдвиг;
- локализации главных растягивающих напряжений в приопорных зонах клееных деревянных конструкций и в окрестностях больших сосредоточенных нагрузок;
- сплачивания КДК, поперечное сечение которых состоит из 2 и более элементов;
- в виде наклонно клеенных стержней в качестве связей сдвига составных ДК, в том числе для комбинированных конструкций с деревянными балками в виде ребер и монолитной железобетонной плитой;
- для поперечного и наклонного армирования КДК с целью повышения их сдвиговой прочности и надежности, в том числе при переменном температурно-влажностном режиме эксплуатации;

Соединения на стержнях, клеенных вдоль волокон древесины, допускаются только в комбинации с поперечно или наклонно клеенными стержнями. Стержни клеиваются в круглые отверстия или прямоугольные пазы на боковых гранях (рисунок 4.2.1).

Диаметр отверстия в древесине должен превышать диаметр клеиваемого стержня на 4-6 мм для арматуры.



а) - в цилиндрические отверстия; б) - в профрезерованные пазы

Рисунок 4.2.1- Соединения на стержнях из арматуры периодического профиля, вклеенных вдоль волокон

Из п. 8.37 в СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции [9] можно найти расчетную несущую способность,  $T$ , МН, вклеиваемого стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций из сосны и ели следует определять по формуле (4.1)

$$T = R_{ск}^A d_1 \pi l k_c m_{дл} \Pi m_i \quad (4.1)$$

где  $R_{ск}^A$  - расчетное сопротивление древесины выдергиванию или продавливанию вклеенного стержня, МПа [9];

$d$  - диаметр вклеиваемого стержня, м;

$l$  - длина заделываемой части стержня, м, которую следует принимать по расчету, но не менее  $10d$  и не более  $30d$ ;

$m_{дл}$  и  $\Pi m_{дл}$  - в соответствии с [9];

$k_c$  - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, который следует определять по формуле:

$$k_c = a_c - b_c \frac{l_p}{d} \quad (4.2)$$

Расчет на несущую способность клеенного стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон:

$$T = 3,3 \cdot 3,14 \cdot 0,4 \cdot 0,88 \cdot 0,8 \cdot 0,5472 \cdot 0,025 = 0,0463 \text{ МН.}$$

Расстояние между осями клеенных стержней, работающих на выдергивание или продавливание вдоль волокон, следует принимать не менее  $S_2=3d$ , а до наружных граней - не менее  $S_3=2d$ .

#### 4.3 Расчет несущей способности арматуры

Проверку на прочность анкеров, сварных швов, соединительных пластин и других стальных элементов выполняют по нормам проектирования металлоконструкций.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы  $R_s$  [15] определяют по формуле:

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s} \quad (4.3)$$

где  $\gamma_s$  - коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным 1,1 - для арматуры классов А240, А300, А400;

Предел текучести стали для класса арматуры А400С по ГОСТ 34028-2016  $R_{s,n} = 390$  МПа. Поэтому расчетные значения сопротивления арматуры определяется по формуле:

$$R_s = \frac{390}{1,1} = 355 \text{ МПа.}$$



Из изложенного выше можно сделать вывод, что расчетная несущая способность клеиваемого стержня на выдергивание или продавливание меньше, чем расчетное значение сопротивления арматуры растяжению. Для определения минимального количества стержней в панели, для формулы нужно учитывать минимальное значение расчетной несущей способности клеенного стержня по СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции [9].

В программном комплексе «SCAD Office» известно напряжение, возникающее в панели из расчета пространственного каркаса, описанного в пункте 2.1. Напряжение, определяемое отношением нагрузки к площади поперечного сечения, определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad (4.5)$$

где  $\sigma$  – нормальное напряжение, кН/м<sup>2</sup>;

$N$  – усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции, кН;

$A$  - площадь поперечного сечения, м<sup>2</sup>.

Используя заданные величины и напряжение, по формуле (4.5) можно найти усилие, действующее в панели для горизонтального расположения клеенных стержней по формуле:

$$\sigma = 648,5 \text{ кН/м}^2; b = 0,215 \text{ м}; l = 1 \text{ м.}$$

$$A = b \cdot l, \quad (4.6)$$

$$N = \sigma \cdot A, \quad (4.7)$$

Подставляем значения в формулу (3. 10), получаем:

$$N = 648,5 \cdot 0,215 \cdot 1 = 139,43 \text{ кН}$$

Зная усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции и минимальное значение расчетной несущей способности, можно найти необходимое количество стержней на 1 метр CLT панели.

$$n = \frac{N}{T}, \quad (4.8)$$

Минимальное количество стержней на 1 метр деревянной панели имеет значение при следующих характеристиках:

$$N = 139,43 \text{ кН}; T = 46,3 \text{ кН}.$$

Подставляем значения в формулу (4.8), получаем:

$$n = \frac{139,43}{46,3} = 3,011 \text{ шт.}$$

Предварительно принимаем 3 стержня на метр панели, если плита 4 метра 12 стержней между двумя вертикально расположенными панелями (рисунок 4.3.1). Для углового стыка двух горизонтальных панелей, понадобится в совокупности 9 стержней, расстановка стержней представлена на рисунке 4.3.2. Арматурный стержень А400 диаметром 20мм. Глубина заделки арматурного стержня в каждой панели 400 мм, общая длина стержня 800 мм. Отверстие для арматурного стержня 24 мм.

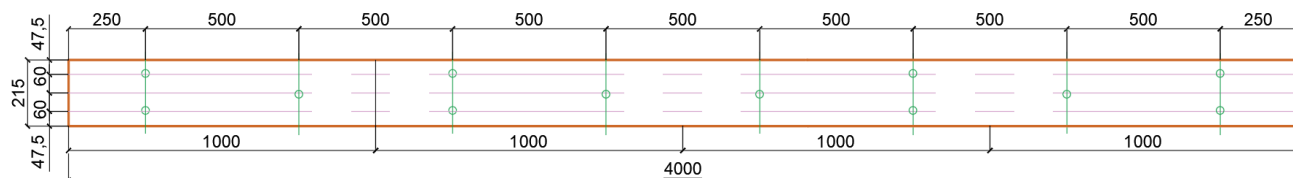


Рисунок 4.3.1- Расстановка стержней в горизонтальном направлении

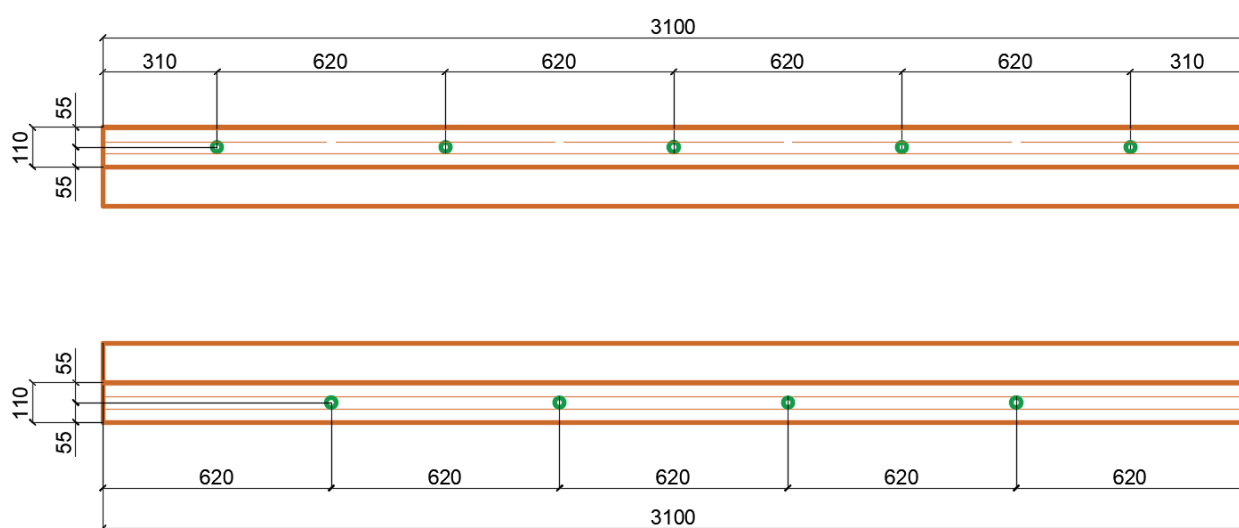


Рисунок 4.3.2- Расстановка стержней в вертикальном направлении

Для углового соединения вертикальных панелей, наиболее подходящим вариантом закрепления будет соединение с прямым стыком, подробнее представлено на рисунке 4.3.3 и 4.3.4. вклеенные арматурные стержни расположены в шахматном порядке на каждой торцевой стороне стеновой панели. Прямой стык между панелями повышает устойчивость, благодаря более жесткому закреплению и большей площадью соприкосновения.

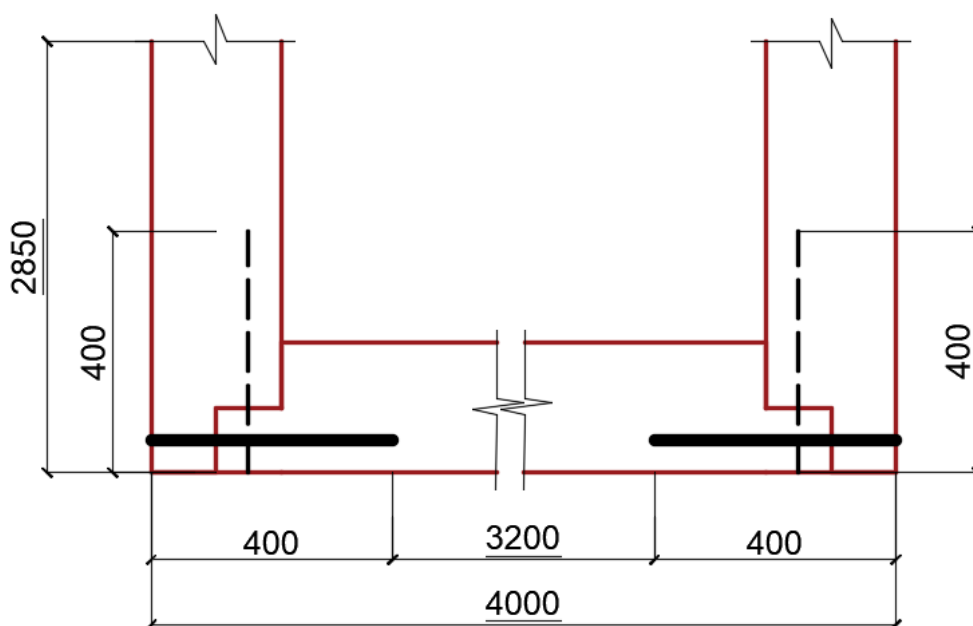


Рисунок 4.3.3- Узловое соединение панелей вид сверху

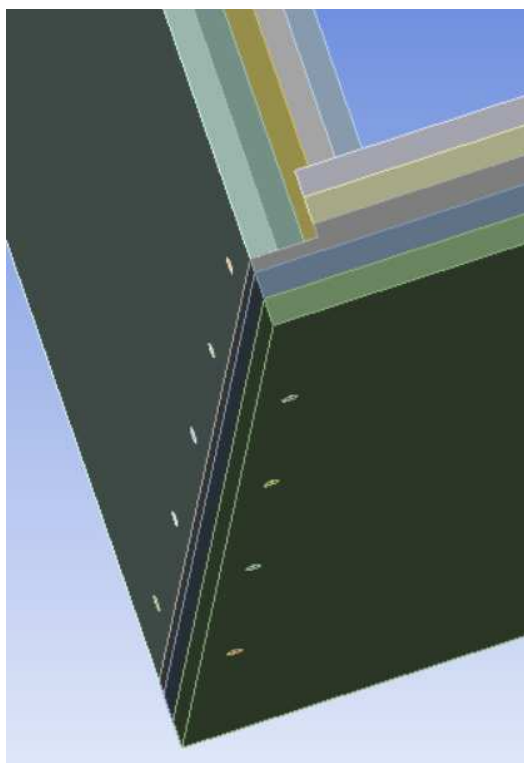


Рисунок 4.3.4- Узловое соединение панелей модель в Asys

#### **4.4 Исследование узловых соединений стеновых панелей в программном комплексе Ansys Workbench**

Дальнейший теоретический анализ и математическое моделирование деревянного каркаса здания, продолжен в расчетных программных комплексах Ansys Workbench 2022, которая является основой для передовых технологий инженерного моделирования.

Нагрузки, возникающие в панелях взяты из ПК «SCAD Office», с помощью функции «Нагрузки от фрагмента схемы и реакции в связях» и перенесены в программный расчетный комплекс Ansys, можно увидеть в, на рисунках 4.4.2 и 4.4.8.

##### **4.4.1 Исследование сопряжения вертикальных поперечно клееных панелей в Ansys Workbench**

Для расчета двух вертикальных панелей в программном комплексе были взяты две пятислойные параллельно клееные деревянные панели. Характеристики материала заносились вручную для каждого слоя в соответствии с техническими характеристиками панелей. Толщина панелей – 0,125 м, ширина – 4 м, высота – 3,1 м.

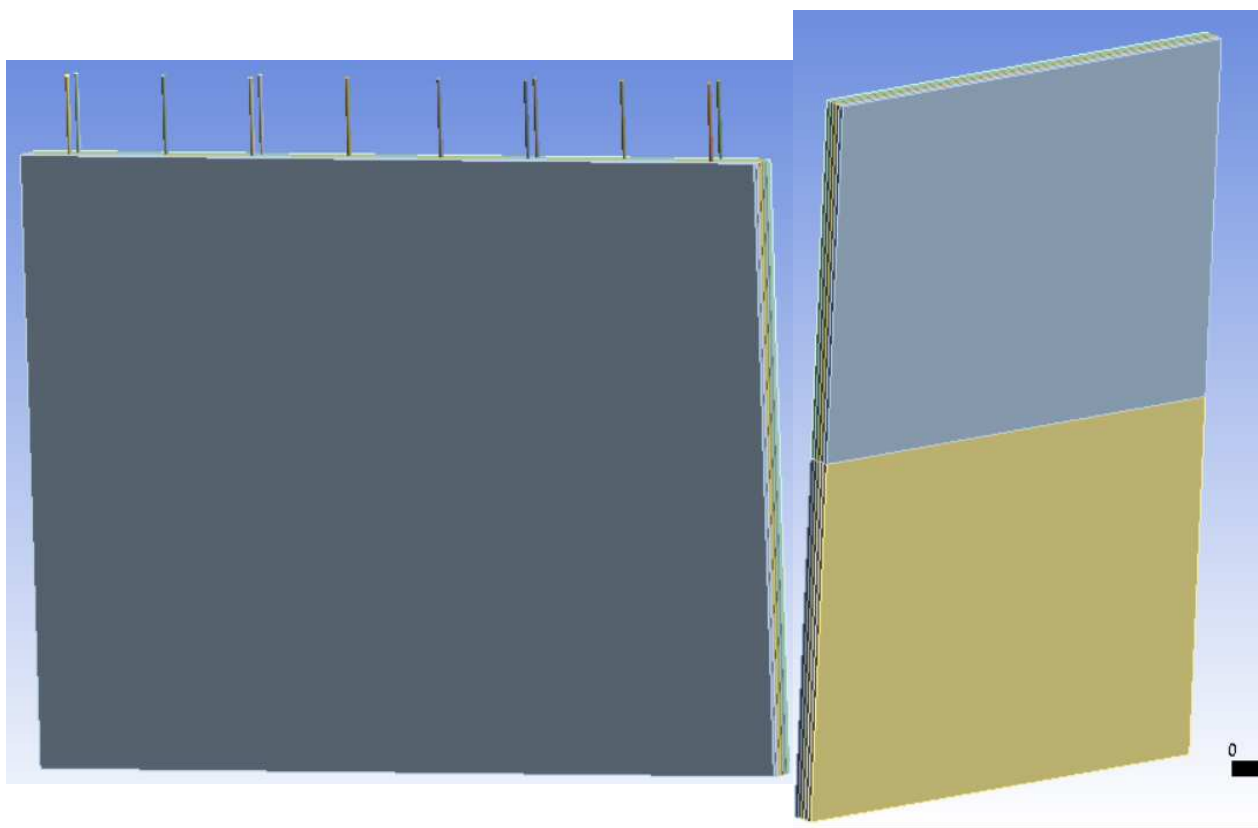


Рисунок 4.4.1 – Расчетная модель вертикальных панелей в Ansys

Используя нагрузки, которые получили при расчете каркаса, с помощью функции «Нагрузки от фрагмента схемы и реакции в связях» в программном комплексе «SCAD Office», можно перенести в расчетный комплекс Ansys Workbench на рисунке 4.4.2.

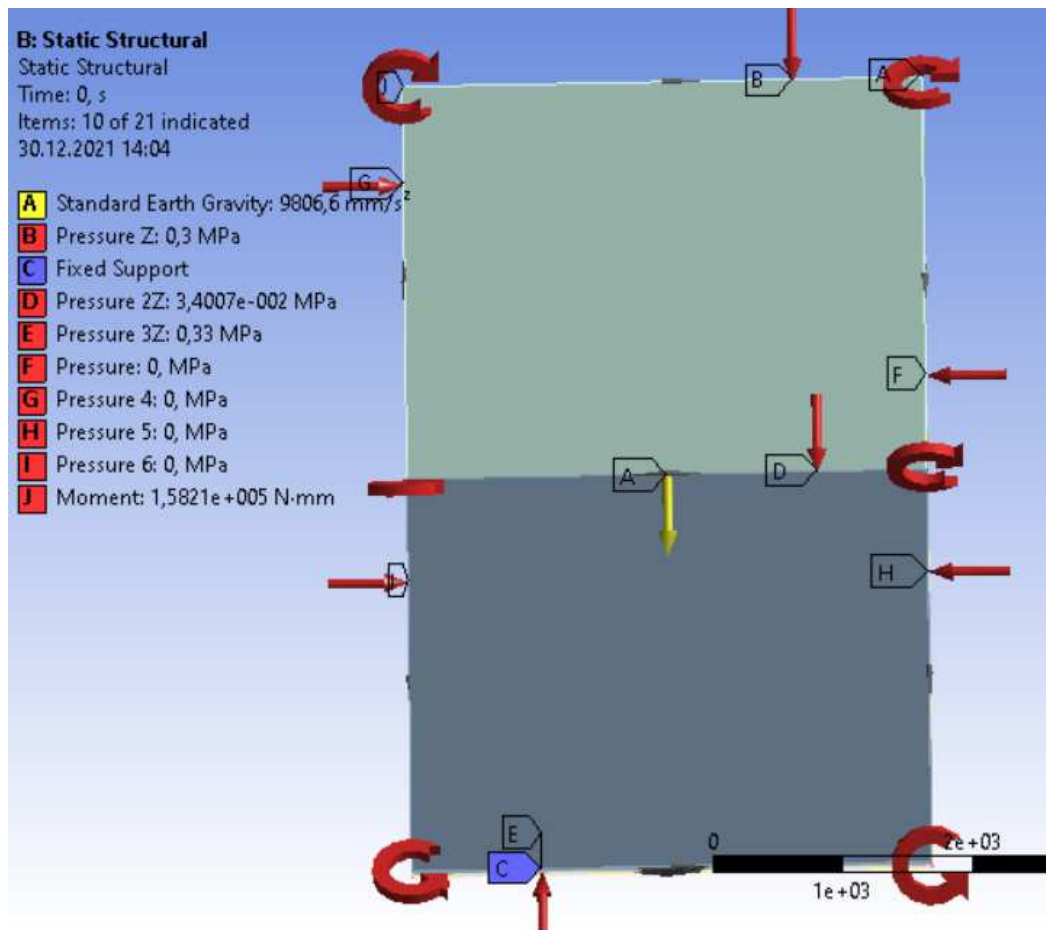


Рисунок 4.4.2 – Приложенные нагрузки в Ansys

Результаты расчета панелей представлены на рисунках 4.4.3-4.4.6. Напряжения, возникающие в панелях и во вклеенных стержнях, понимаются как совокупность напряжений, действующих совместно в определенном объеме твердого тела. На рисунке 4.4.4 видно, как напряжения, возникающие в клеёных стержнях распределены не равномерно, максимальные напряжения возникают в середине стержня, а именно на стыке узлового соединения двух поперечно клееных стеновых панелей. Максимальные напряжения в вертикальных стеновых панелях возникают в торцах арматурных стержней, вклеенных в панели.

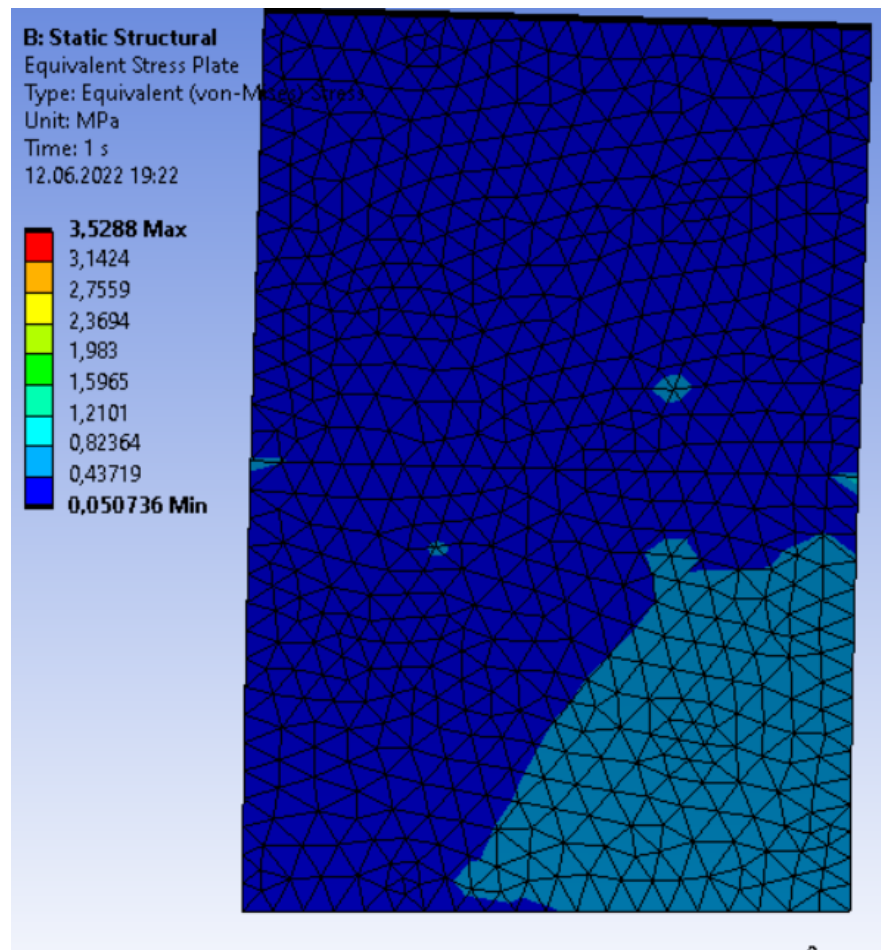


Рисунок 4.4.3 – Напряжения в стеновых панелях Мизес Ansys max 3,52МПа

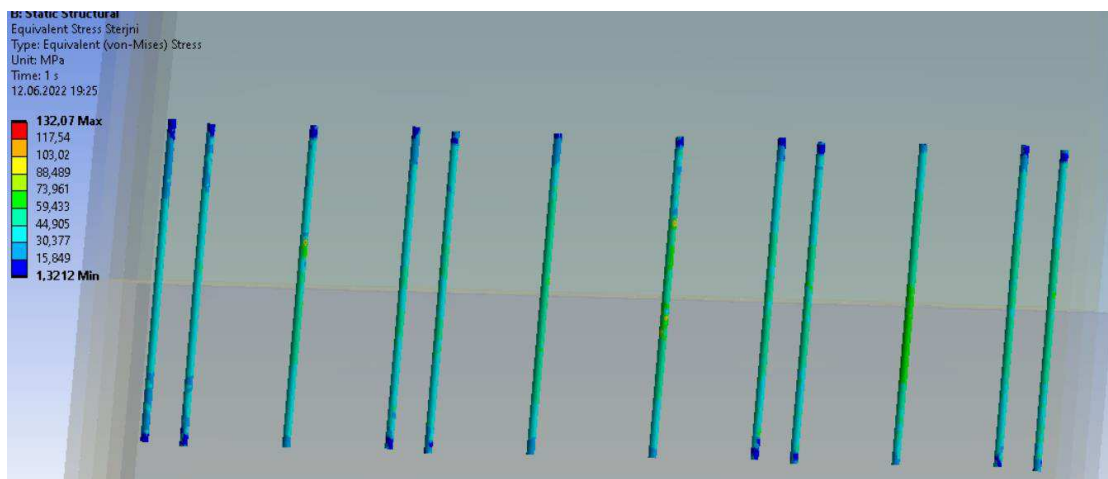


Рисунок 4.4.4 – Напряжения в стержнях Мизес Ansys max 132,07 МПа

Перемещение стеновых панелей под действием неблагоприятных комбинаций нагрузок показано на рисунке 4.4.5, максимальное перемещение выделено красным цветом. Перемещение вклеенных стержней – это перемещение вместе с поперечно клееными стеновыми панелями, вклеенные стержни с панелью перемещаются на 7,35 мм в пространстве.

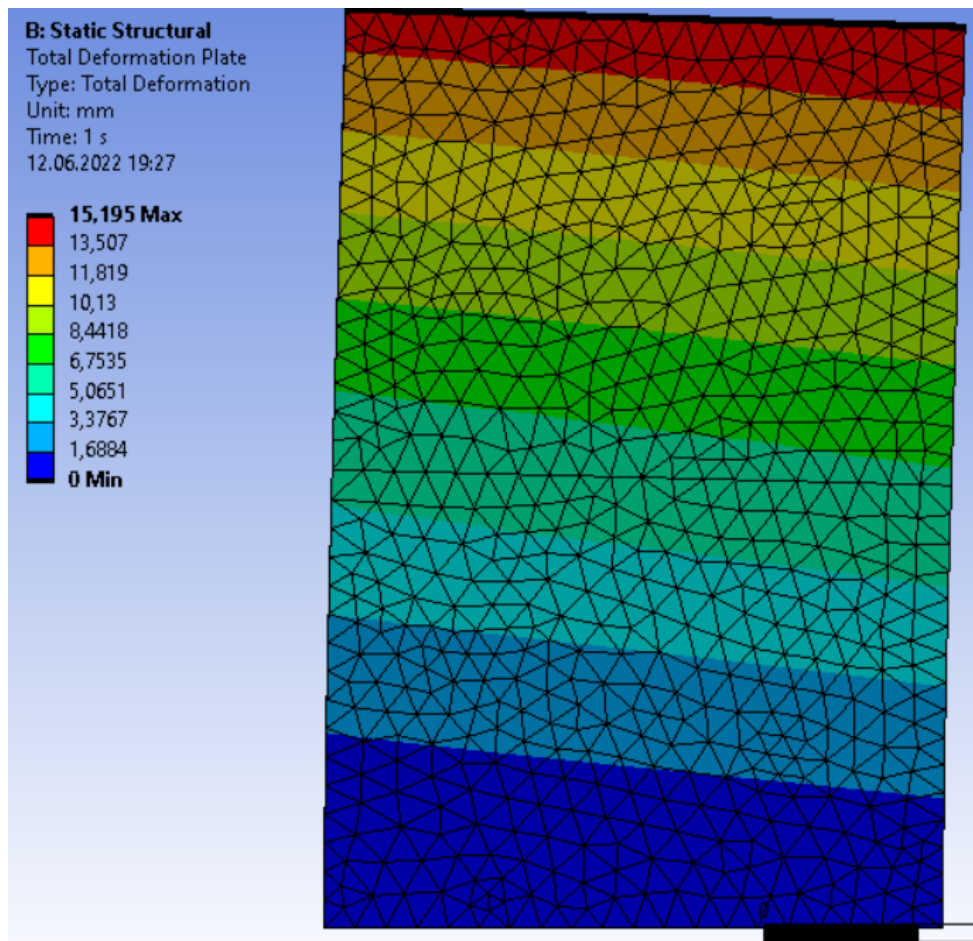


Рисунок 4.4.5 – Перемещение в стеновых панелях

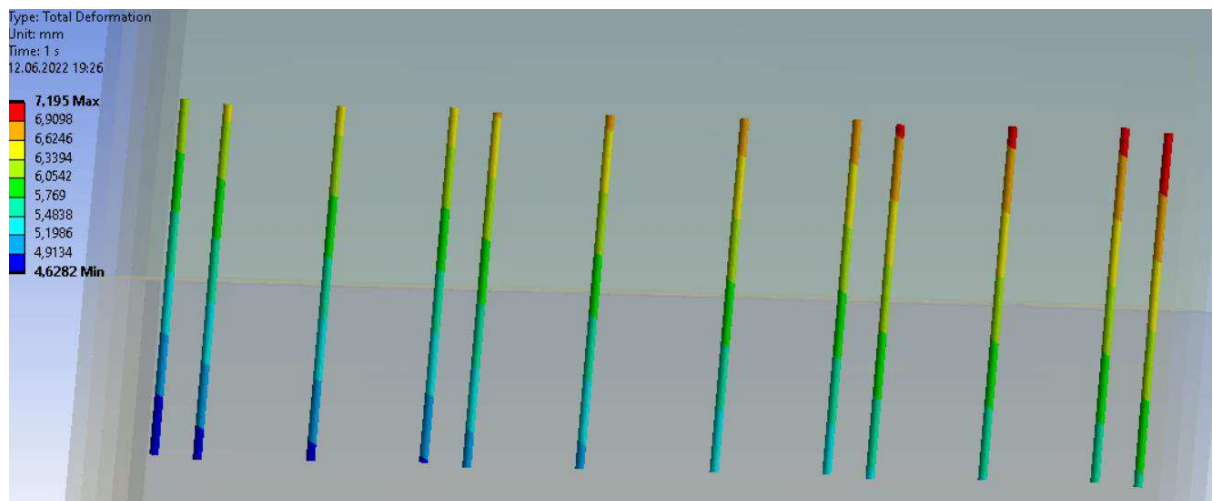


Рисунок 4.4.6 – Перемещение стержней

Для сравнения приведены результаты расчета двух вертикальных клееных стеновых панелей на 12 и 10 стержней в программе «Ansys» можно увидеть в таблице 4.4.1. Расчет для 10 клеенных стержней в перекрестно клеёной панели ни чем не отличался от расчета для 12-ти стержней, диаметр и длина стержней, свойства древесины были неизменны, кроме количества.



Поэтому можно наглядно увидеть, что напряжения стержней уменьшились в 2 раза с 224МПа до 135 МПа после предложенного расчета на минимальное необходимое количество стержней для 1 метра панели.

Таблица 4.4.1 - Результаты расчета

	12 стержней	10 стержней
Панель		
Напряжения, МПа	4,81	3,579
Перемещения, мм	15,57	18,528
Стержни		
Напряжения, МПа	135,53	224,39
Перемещения, мм	7,35	8,44

Напряжения, возникающие в арматурных стержнях, не превышает предела текучести 390МПа для арматурного стержня класса А400С по ГОСТ 34028-2016, из-за чего узловое соединение имеет достаточный запас прочности.

#### **4.4.2 Исследование сопряжения горизонтальных поперечно клееных панелей в Ansys Workbench**

Для расчета двух горизонтальных панелей в программном комплексе были взяты две пятислойные параллельно клееные деревянные панели. Характеристики материала заносились вручную для каждого слоя в соответствии с техническими характеристиками панелей. Толщина и высота панелей 0,125 м и 3,1 м соответственно; ширина первой панели – 4 м, ширина второй панели – 2,85м.

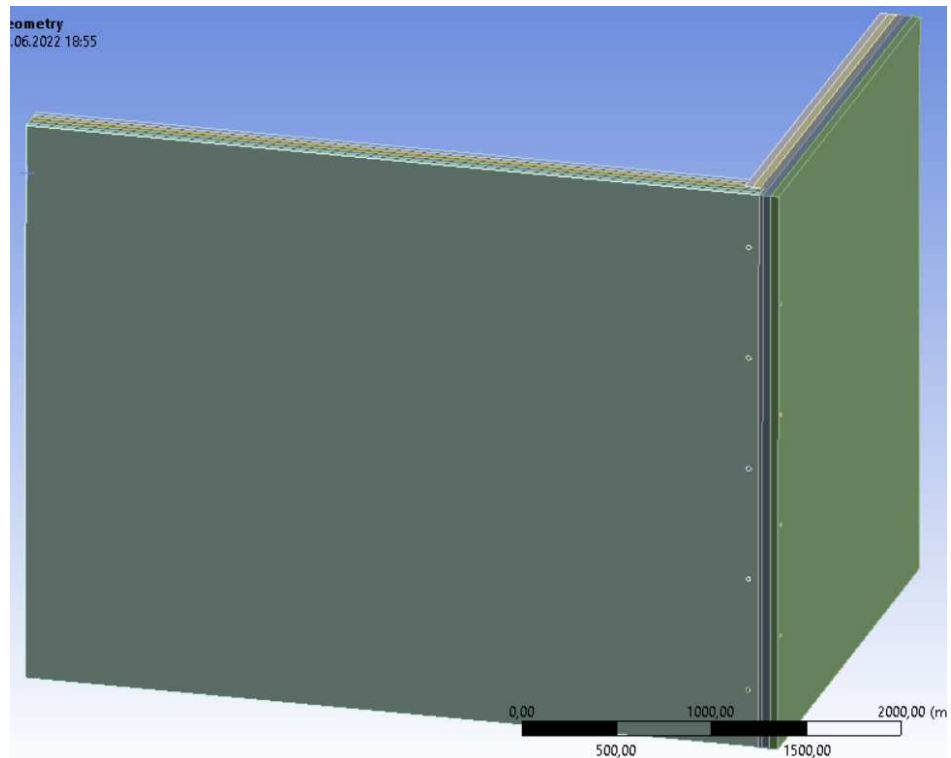


Рисунок 4.4.7 – Расчетная модель горизонтальных панелей в Ansys

Используя нагрузки, которые получили при расчете каркаса, с помощью функции «Нагрузки от фрагмента схемы и реакции в связях» в программном комплексе «SCAD Office», можно перенести в расчетный комплекс Ansys Workbench на рисунке 4.4.8.

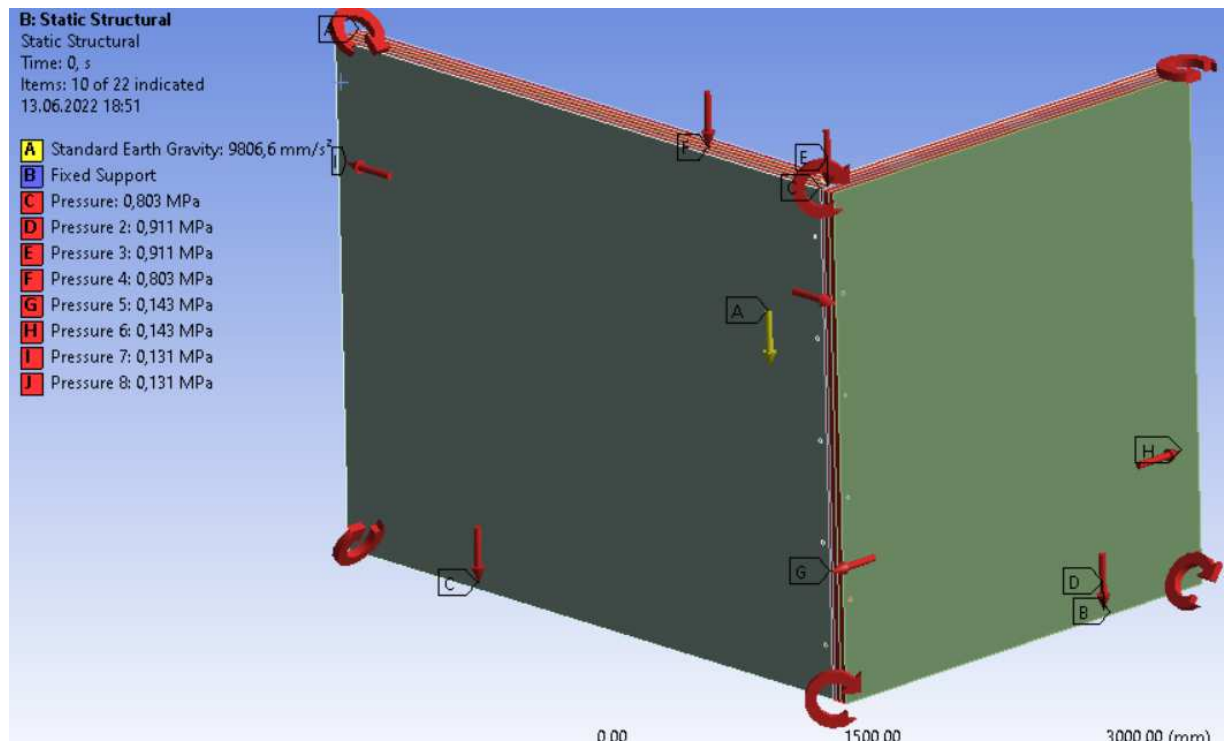


Рисунок 4.4.8 – Приложенные нагрузки в Ansys

Результаты расчета панелей представлены на рисунках 4.4.9-4.4.12. Напряжения, возникающие в панелях и во вклеенных стержнях, понимаются как совокупность напряжений, действующих совместно в определенном объеме твердого тела. На рисунке 4.4.9 видно, как максимальные напряжения возникают в месте стыка двух стеновых панелей. Из-за того, что одна стеновая панель подвержена большим нагрузкам, поэтому напряжения в арматурных стержнях распределены не равномерно. Максимальные напряжения в горизонтальных поперечно клееных панелях возникают в месте соединения вклеенных арматурных стержней и панелей.

Перемещение стеновых панелей под действием неблагоприятных комбинаций нагрузок показано на рисунке 4.4.11, максимальное перемещение выделено красным цветом. Перемещение вклеенных стержней на – это перемещение вместе с поперечно клееными стеновыми панелями, вклеенные стержни с панелью перемещаются на 6,6 мм в пространстве (рисунке 4.4.12).



Рисунок 4.4.9 – Напряжения в стеновых панелях Мизес Ansys max 5,6859МПа

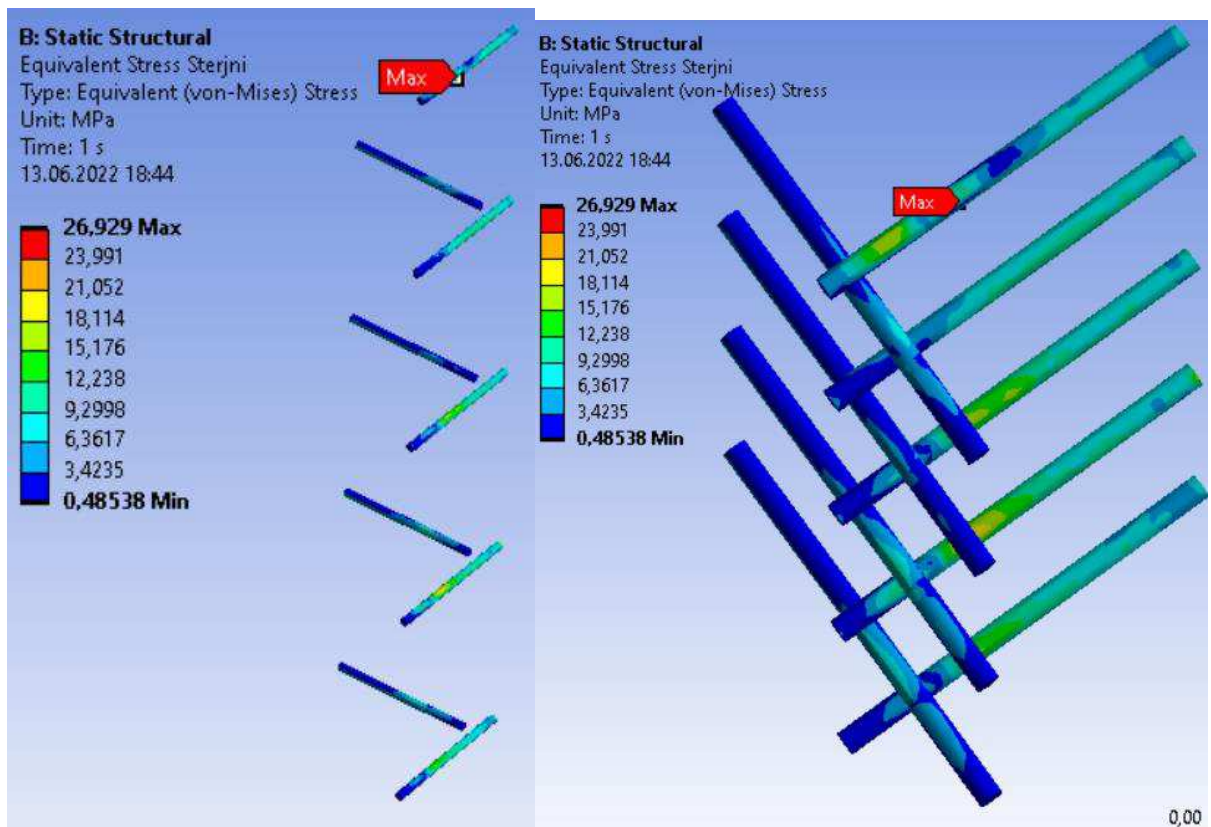


Рисунок 4.4.10 – Напряжения в стержнях Мизес Ansys max 26,93 МПа

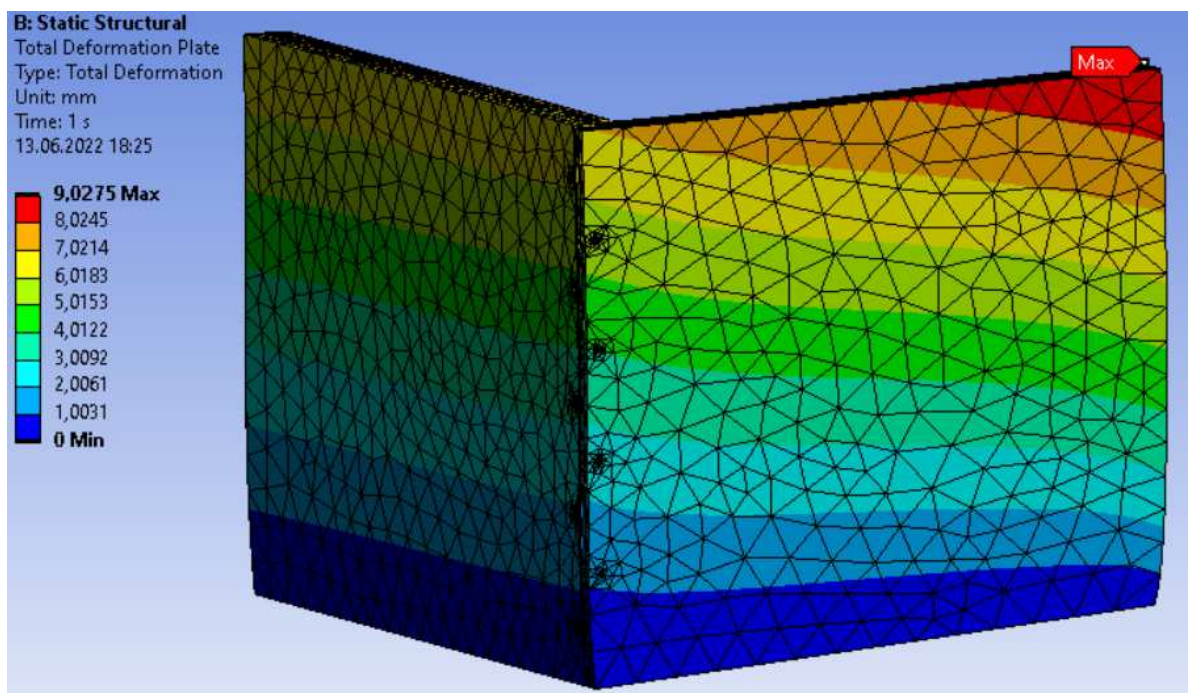


Рисунок 4.4.11 – Перемещение в стеновых панелях

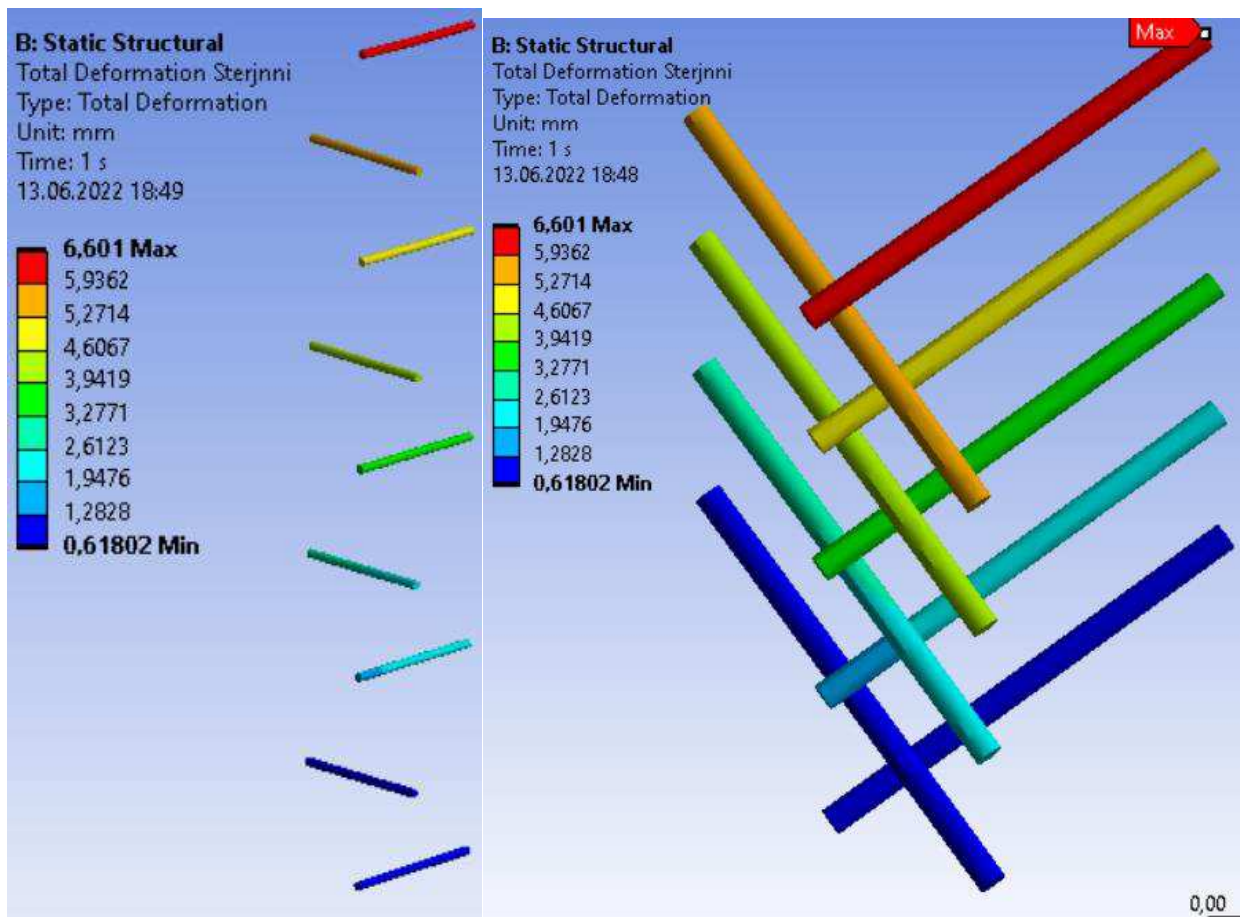


Рисунок 4.4.12 – Перемещение стержней

Результаты расчета двух вертикальных клееных стеновых панелей для 9 вклеенных стержней в программе «Ansys» можно увидеть в таблице 4.4.2.

Таблица 4.4.2 - Результаты расчета узла стеновых панелей

	9 стержней
Панель	
Напряжения, МПа	5,6859
Перемещения, мм	9,0275
Стержни	
Напряжения, МПа	26,929
Перемещения, мм	6, 601

Напряжения, возникающие в арматурных стержнях, не превышает предела текучести 390МПа для арматурного стержня класса А400С по ГОСТ 34028-2016, из-за чего узловое соединение имеет достаточный запас прочности.

## **Выводы по четвертой главе**

Из-за отсутствия в научно-технической и нормативной литературе рекомендаций к расчету и оценке узлового соединения каркаса здания с учетом изменения физико-механических свойств в процессе эксплуатации

Появилась необходимость в численном исследовании узловых соединений жесткостных элементов каркаса с учетом изменения физико-механических свойств древесины.

Автор преследовал в численном исследовании определить и оценить оптимальное количество вклеенных стержней на метр поперечно клееной панели для двух узловых соединений, как для вертикального узлового соединения, так и для горизонтального.

В рамках данной главы, посвященной численному исследованию, были решены следующие задачи:

- расчет несущей способности вклеиваемого стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках элементов деревянных конструкций;
- обоснование предложенных рекомендаций по расчету оптимального количества вклеенных стержней в узловом соединении для перекрестно клеёных панелей в деревянном каркасе;
- численное исследование узловых соединений жесткостных элементов каркаса в программном комплексе Ansys Workbench;
- обоснование предложенных рекомендаций по расчету узлового соединения для CLT панелей и обеспечению пространственной жесткости многоэтажного каркасного здания на основе древесины.

Для нахождения оптимального количества стержней в панели, для формулы нужно учитывать минимальное значение расчетной несущей способности вклеенного стержня на выдергивание или продавливание вдоль волокон в растянутых и сжатых стыках по СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции [9].

В программном комплексе «SCAD Office» было известно напряжение, возникающее в панели из расчета пространственного каркаса, описанного в пункте 2.1.

Зная усилие, действующее в рассчитываемом элементе конструкции и минимальное значение расчетной несущей способности, было рассчитано необходимое количество стержней на 1 метр CLT панели. Для углового стыка двух горизонтальных панелей, понадобилось в совокупности 9 стержней. Для углового соединения вертикальных панелей применялось соединение с прямым стыком, подробнее представлено на рисунке 4.3.3 и 4.3.4, где вклеенные арматурные стержни расположены в шахматном порядке на каждой торцевой стороне стеновой панели.

Полученные данные были внесены в программный комплекс Ansys Worckbench, где получилось рассчитать и проанализировать узловые сопряжения CLT панелей в деревянном каркасе деревянного многоэтажного здания. Полученные данные в Ansys показали работу вклеенных арматурных стержней в перекрестно клееной стеновой панели, перемещение панелей.

Для сравнения были приведены результаты расчета двух вертикальных клееных стеновых панелей на 12 и 10 стержней в программе «Ansys» можно увидеть в таблице 4.4.1. Расчет для 10 вклеенных стержней в перекрестно клеёной панели ни чем не отличался от расчета для 12-ти стержней, диаметр и длина стержней, свойства древесины были неизменны, кроме количества. Поэтому можно наглядно увидеть, что напряжения стержней уменьшились на 40% с 224МПа до 135 МПа после предложенного расчета на минимальное необходимое количество стержней для 1 метра панели.

## **ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ**

1. В результате выполненных исследований прочностных и деформационных характеристик соединений CLT-панелей усовершенствованы конструктивные и технологические решения по проектированию конструкций из CLT-панелей.

2. Разработана математическая модель взаимодействия элементов соединения CLT-древесина при действии ветровых нагрузок для определения характера разрушения и несущей способности соединения.

3. Предложено новое техническое соединение CLT панелей для горизонтального и вертикального расположения клеенных стержней.

4. Предложена формула расчета количества клеенных стержней для узлового соединения CLT панелей, который позволяет уменьшить напряжения, возникающие в стержнях на 40%.

5. Разработана расчетная модель составной конструкции из CLT-панелей в ANSYS для определения прочностных и деформационных характеристик узловых соединений



## Список использованных источников

1. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.
2. Новое поколение композитной конструкционной древесины [Электронный ресурс] – режим доступа: [http://www.ard-center.ru/home/publ/TS\\_4-2012/article\\_derevokompozit\\_4-2012/](http://www.ard-center.ru/home/publ/TS_4-2012/article_derevokompozit_4-2012/).
3. Нестле Х. Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии / Х. Нестле, Х. Фрей, А. Херрманн // – М.: Техносфера, 2013. – 864 с.
4. Сушков С.И. Использование современных строительных материалов в лесном комплексе: учебное пособие / С.И. Сушков, А.А. Арзуманов, В.Н. Макеев, А.С. Сушков – Воронеж, 2014. – 136 с.
5. Новое поколение композитной конструкционной древесины [Электронный ресурс] – режим доступа: [http://www.ard-center.ru/home/publ/TS\\_4-2012/article\\_derevokompozit\\_4-2012/](http://www.ard-center.ru/home/publ/TS_4-2012/article_derevokompozit_4-2012/).
6. Журавлева Т.П. Особенности конструирования многоэтажных деревянных зданий / Т.П. Журавлева, К.А. Батманова // Ломоносовские научные чтения студентов, аспирантов и молодых ученых-2017. – Архангельск, 2017. – С. 199-203.
7. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – Введ. 20.05.2011. – Москва : ОАО ЦПП, 2011. – 80 с.
8. Статический расчет на ЭВМ сквозных конструкций на основе древесины с учетом деформаций податливости узловых соединений / И.С. Инжутов, В.Н. Шапошников, Е.А. Хорошавин, Т.В. Ульянова / КИСИ. – Красноярск, 1990. – 44 с.
9. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – Введ.28.08.2017. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 80 с.

10. Байков В.Н., Дроздов П.Ф., Трифонов И.А., Антонов К.К., Хлебной Я.Ф., Артемьев В.П., Рубинштейн В.С. Железобетонные конструкции. Специальный курс, М.: Стройиздат, 1981. 767 с.

11. Цепаев, В.А. О кратковременном и длительном модуле упругости древесины хвойных пород/ В.А. Цепаев // Актуальные проблемы строительного и дорожного комплексов: материалы междунаро. науч. практич. конф. Ч. 2. - Йошкар-Ола, 2004. – С. 87-94

12. Болотин И.А. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1981. – 351 с.

13. Быковский, В.Н. К вопросу учета влияния времени при расчетах деревянных конструкций // Строительная промышленность. Т 11. – 1959. – С. 30-32.

14. Цепаев В. А. Краткий курс лекций по деревянным конструкциям. Часть I: Учебное пособие. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2006. – 68 с

15. СП 52-102-2004 Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-52-01-2003.- Введ.28.08.2005. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 80 с.

16. Погорельцев А.А. Сдвиговая прочность изгибаемых клееных деревянных конструкций с поперечным армированием: дисс. канд. техн. наук / А.А. Погорельцев – М., 1989. – 243 с.

17. Попов Е.В. Совершенствование конструкции и технологии изготовления древокомпозитных плитно-ребристых изделий для домостроения: дисс. канд. техн. наук / Е.В. Попов – Архангельск, 2016. – 172 с.

18. Травуш В.И. Опыт проектирования и применения большепролетных деревянных клееных конструкций в промышленном и гражданском строительстве / В.И Травуш, В.И. Матвеев, Б.Г. Максимович // Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве. – Материалы всесоюзной научно-практической конференции. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1983. – С. 92-96.

19. Турковский С.Б. Узловые соединения элементов деревянных клееных конструкций на клеенных стержнях / Турковский С.Б.// Новые исследования в области технологии изготовления деревянных конструкций: Сб. науч. тр./ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1988. – с. 46-55.

20. Buchanan A.H., Fairweather R.H. Epoxied Moment-Resisting Connections for Timber Buildings / Proceedings, International Workshop on Wood Connectors. Las Vegas, Nevada, USA. 1992.

21. Cimadevila J.E., Chans D.O., Gutiérrez E.M. Adhesive multi-bulbs: A novel anchoring system using threaded steel rods glued into wood / Construction and Building Materials. 2013. Vol. 48. Pp. 131-136.

22. Fairweather R.H., Buchanan A.H., Dean J.A. Beam Column Connections for Multi-Storey Timber Buildings. Report 92-5. University of Canterbury. Christchurch, New Zealand. 1992.

23. Kemmsies M. Comparison of pull-out strength of 12 adhesives for glued-in rods for timber structures. SP REPORT 1999:20. SP Swedish National Testing and Research Institute, Building Technology, Boras.

24. Malczyk R. Glued-in rebar connection. M.A.Sc. Thesis. Vancouver, Canada. 1993. 136 p.

25. Riberholt H. Glued Bolts in Glulam / Proposals for CIB Code, Proceedings, CIB Meeting 21. Parksville, British Columbia, Canada, 1988.

26. Townsend P.K., Buchanan A.H., Moss P.J. Steel Dowels Epoxy Bonded in Glue Laminated Timber. Report 90-11, University of Canterbury. Christchurch, New Zealand. 1990.

27. Wiktor R. Glulam connections using epoxy glued-in rebars. M.A.Sc. Thesis. Vancouver, Canada. 1994. 215 p.

28. Xu B.H., Bouchaïr A., Racher P. Analytical study and finite element modelling of timber connections with glued-in rods in bending / Construction and Building Materials. 2012. Vol. 34. Pp. 337-345.

29. Yang H., Liu W., Ren X. A component method for moment-resistant glulam beam–column connections with glued-in steel rods / Engineering Structures. 2016. Vol. 115. Pp. 42-54.

30. Воронкова Г. В., Ким Д. А. Влияние жесткостных характеристик элементов на перемещения в стержневой системе. Эффективные технологии и модели ресурсосбережения, энергосбережения и природопользования в ЖКХ и строительстве: труды международной научно-практической конференции. Волгоград: Волгоградский государственный технический университет, 2014, 69-75.

31. СП 31-107-2004 «Архитектурно-планировочные решения многоквартирных жилых зданий».

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт  
институт  
Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
Заведующий кафедрой  
С. В. Деордиев  
подпись  
«22» 06 2022г.  
инициалы, фамилия

## МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

Исследование сопряжений жестких элементов многоэтажных  
деревянных зданий из CLT панелей при действии ветровых нагрузок

Тема

08.04.01 Строительство

код и наименование направления

08.04.03.01 Теория и проектирование зданий и сооружений

код и направление магистерской программы

Научный руководитель



доцент кафедры анд.техн.наук

А. Ф. Рожков

подпись, дата

должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Выпускник



И. И. Прокопьева

Рецензент

подпись, дата

тех. директор ПромСтрой Эксперт

А.Н. Винник

подпись, дата

должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Красноярск 2022