



# ИННОВАЦИИ В ДЕРЕВЯННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ



Материалы 11-й Международной  
научно-практической конференции

22–23 апреля 2021 года

САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ, 2021

ИННОВАЦИИ В ДЕРЕВЯННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Материалы 11-й Международной научно-практической конференции 22–23 апреля 2021 года

Министерство науки и высшего образования  
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный  
архитектурно-строительный университет

# **ИННОВАЦИИ В ДЕРЕВЯННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Материалы 11-й Международной  
научно-практической конференции

22–23 апреля 2021 года

Санкт-Петербург  
2021

УДК 694.1:005.591.6

*Рецензенты:*

д-р техн. наук, профессор *Ю. А. Беленцов* (Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I);  
д-р техн. наук, профессор *Г. С. Варанкина* (Санкт-Петербургский государственный лесотехнический университет имени С. М. Кирова)

**Инновации в деревянном строительстве** : материалы 11-й Международной научно-практической конференции [22–23 апреля 2021 года] ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. – Санкт-Петербург : СПбГАСУ, 2021. – 299 с. – Текст : непосредственный.

ISBN 978-5-9227-1141-8

Представлены статьи участников 11-й Международной научно-практической конференции «Инновации в деревянном строительстве», проходившей 22–23 апреля 2021 г.

Статьи посвящены анализу реальной ситуации в деревянном строительстве, достижениям и перспективам развития отрасли, применению современных строительных материалов из инженерной древесины, расчетам и проектированию жилых и общественных зданий, спортивных и промышленных сооружений с применением BIM-технологий. Все материалы научно-исследовательских работ публикуются впервые после объективного экспертного обсуждения на конференции и рецензирования редакционной коллегии.

*Редакционная коллегия:*

зав. каф. металлических и деревянных конструкций,  
д-р техн. наук, профессор *А. Г. Черных* (председатель);  
канд. техн. наук, доцент *Е. В. Данилов*;  
канд. техн. наук, доцент *Т. Н. Казакевич*;  
старший преподаватель *П. С. Коваль*;  
ассистент *Д. В. Нижегородцев* (ответственный секретарь)

*Печатается по решению Научно-технического совета СПбГАСУ*

ISBN 978-5-9227-1141-8

© Авторы статей, 2021

© Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2021

## ПРИВЕТСТВЕННОЕ СЛОВО



От имени СПбГАСУ приветствую участников и гостей 11-й Международной научно-практической конференции «Инновации в деревянном строительстве».

Несмотря на сложные условия ограничений из-за пандемии, оргкомитету конференции удалось при поддержке Ассоциации деревянного домостроения собрать компетентный состав спикеров и сформировать востребованный и актуальный контент для отраслевой науки и практики.

Деревянное строительство сейчас на подъеме: вводятся новые мощности по производству современных строительных материалов, растет спрос на загородное жилищное строительство. На повестке дня стоит вопрос о проектировании и строительстве многоквартирных многоэтажных домов с использованием деревянных конструкций. Это свидетельствует о растущем интересе к потенциалу строительства из дерева в ранее недостижимых масштабах.

В нашем университете это направление динамично развивается. Кафедра металлических и деревянных конструкций является одним из лидеров в университете по проведению экспериментальных исследований. Успешно ведется подготовка инженерных и научных кадров по строительным специальностям. Реализуются целевые программы поддержки молодых ученых, аспирантов, магистрантов и студентов. Университет обладает универсальной лабораторной базой и современными образовательными программами. Разрабатываются проекты по созданию новых экологически чистых материалов и цифровизации проектных и технологических процессов в строительстве.

Инновации создаются благодаря новым знаниям, поэтому сотрудничество бизнеса и науки является объективной предпосылкой для успешных коммерческих проектов.

Надеюсь, что конференция, посвященная тенденциям и перспективам развития деревянного строительства в России, применению современных строительных материалов из инженерной древесины, расчетам и проектированию жилых и общественных зданий с применением ВМ-технологий, будет способствовать плодотворному развитию сотрудничества СПбГАСУ и предприятий деревянного домостроения.

Желаю участникам конференции новых контактов и успешных проектов!

Проректор по научной работе СПбГАСУ  
доктор экономических наук, профессор

*И. В. Дроздова*



**УДК 694.14**

*Егор Владимирович Данилов,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Павел Сергеевич Коваль,*  
ст. преподаватель  
*Стефания Ивановна Миронова,*  
канд. техн. наук, доцент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: sleepme@mail.ru,*  
*pkoval@lan.spbgasu.ru,*  
*mstefania@mail.ru*

*Egor Vladimirovich Danilov,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Pavel Sergeevich Koval,*  
senior lecturer  
*Stefania Ivanovna Mironova,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
(Saint Petersburg  
State University of Architecture  
and Civil Engineering,  
Russia)  
*E-mail: sleepme@mail.ru,*  
*pkoval@lan.spbgasu.ru,*  
*mstefania@mail.ru*

## **ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛВЛ С КОГТЕВЫМИ ШАЙБАМИ ТИПА BULLDOG**

### **DETERMINATION OF DEFORMABILITY OF LVL STRUCTURES WITH “BULLDOG” TOOTHED PLATES CONNECTORS**

Рассмотрен вопрос определения жесткости конструкций LVL с когтевыми шайбами Bulldog. Цель исследования: проверка гипотезы о возможности использования вычислительных программ для определения деформаций конструкций с учетом перемещений в узле, основанная на эмпирических данных. Проведены натурные экспериментальные исследования по определению жесткости узлов конструкций из LVL с когтевыми шайбами Bulldog, работа таких соединений моделировалась в вычислительной программе. По результатам экспериментальных испытаний были получены данные о жесткости расчетной схемы, соответствующей реальной конструкции. На основании проведенных исследований было установлено, что предложенный метод моделирования поведения конструкций LVL с когтевыми шайбами Bulldog может быть применен для широкого внедрения.

*Ключевые слова:* когтевые шайбы, жесткость, соединения, LVL.

The question of determining the rigidity of LVL structures with toothed connector “Bulldog” is considered. The purpose of the study: to test the hypothesis of the possibility of using computational programs to determine the deformations of structures, taking into account the movements in the node, based on empirical data.

Full-scale experimental studies were conducted to determine the stiffness of LVL structural units with “Bulldog” connectors, and the operation of such joints was simulated in a computer program. According to the results of experimental tests, data on the rigidity of the design scheme corresponding to the real design were obtained. Based on the conducted research, it was found that the proposed method for modeling the behavior of LVL structures with “Bulldog” connectors can be applied for wide implementation.

*Keywords:* claw washers, stiffness, joints, LVL.

С развитием отрасли, в деревянном строительстве широко распространено использование LVL бруса [9], т. к. данный материал зарекомендовал себя, как обладающий высокой прочностью и жесткостью. В конструкциях из LVL обосновано применение соединений, обеспечивающих так же высокие прочностные и жесткостные характеристики. В качестве таких соединителей могут быть использованы нагели с когтевыми шайбами [1, 11–18].

Для выполнения расчетов по второй группе предельных состояний обосновано опираться на линейную жесткость таких соединений. Такая жесткость может быть определена по формуле

$$k_z = N_z / \delta_z, \quad (1)$$

где  $N_z$  – значение силы приложения нагрузки к соединению;  $\delta_z$  – смещение элементов соединения.

В ряде работ [1–3] была освещена тема исследования соединений конструкций из однонаправленного клееного бруса с когтевыми шайбами. Так же ранее были проведены исследования для определения линейной жесткости для двусрезного соединения при действии нагрузки под различными углами к волокнам элементов соединений [2]. Имея такие жесткостные характеристики узлов становится возможным адекватное определение прогибов конструкций из LVL с когтевыми шайбами.

Целью данной работы является апробация инженерной методики расчета строительных конструкций из LVL с когтевыми шайбами по второй группе предельных состояний с учетом жесткости соединения, полученных экспериментальным путем.

Для изучения работы конструкций из LVL с когтевыми шайбами выбрана конструкция фермы с параллельными поясами пролетом 4,6 м для проведения численного эксперимента. Выбор

данной конструкции обоснован имеющимися данными предыдущих экспериментальных исследований (рис. 1) [1, 5], выполненных в соответствии с рекомендациями [4], причем проектирование испытываемой фермы производилось по существующим нормам [6–8]. Численное исследование выполнено с целью определения деформированного состояния конструкции при действии статической нагрузки, приложенной в узлах сжатого пояса.

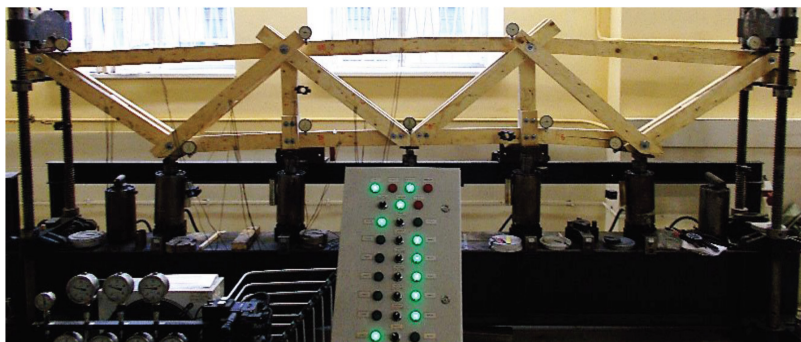


Рис. 1. Испытываемая сквозная ферма из LVL с когтевыми шайбами

Для моделирования проведенного эксперимента с испытанной фермой из LVL с когтевыми шайбами была составлена расчетная схема, представленная на рис. 2. Для создания модели конструкции использовался графический редактор ПК AutoCAD 2021 с инструментами «3d-грань». Длина конструкции принята 4560 мм, высота элементов 45×100 мм. После экспорта модели в расчетный комплекс ПК SCAD 21, каждому элементу автоматически назначались свойства пластинчатого 4-х угольного конечного элемента оболочки (тип 44). Для «сглаживания» непрямолинейных граней элементов в узлах стыковки элементов применялись треугольные конечные элементы оболочки (тип 42). При этом свойства для пластин были назначены как для ортотропных ( $E_x = 14 \text{ ГПа}$ ,  $E_y = 0,5 \text{ ГПа}$ ,  $\nu_{xy} = 0,018$ ,  $\nu_{yx} = 0,45$ ,  $G_{xy} = 0,7 \text{ ГПа}$ ), согласно [10]. Соединения элементов между собой моделировались с использованием конечного элемента типа «упругая связь» (тип 55), при этом жесткости таких связей принимались по ранее проводимым исследованиям



соединений [1] для узлов с когтевыми шайбами  $d$  75 мм и нагелем 16 мм. При этом угол приложения нагрузок к волокнам принят в соответствии с рис. 2, а, в зависимости от расположения элементов между собой. Так были определены линейные жесткости для углов  $38^\circ$  ( $k_x = 9,63$  кН/мм,  $k_y = 10000$  кН/мм,  $k_z = 9,63$  кН/мм,  $U_x = 10000$  кН\*м/рад,  $U_y = 0$  кН\*м/рад,  $U_z = 10000$  кН\*м/рад) и  $75^\circ$  ( $k_x = 4,58$  кН/мм,  $k_y = 10000$  кН/мм,  $k_z = 4,58$  кН/мм,  $U_x = 10000$  кН\*м/рад,  $U_y = 0$  кН\*м/рад,  $U_z = 10000$  кН\*м/рад). Так как расчетные алгоритмы программы ПК SCAD 21 не позволяют применять распределение жесткостей для конечных элементов типа 55 с поворотом основных осей на произвольный угол – приняты одинаковые значения для жесткости в направлении  $X$  и  $Z$  для известного угла приложения силы к волокнам (то есть  $k_x = k_z$ ). На рис. 2, б показано графическое определение значения линейной жесткости при фиксированном угле приложения нагрузки.

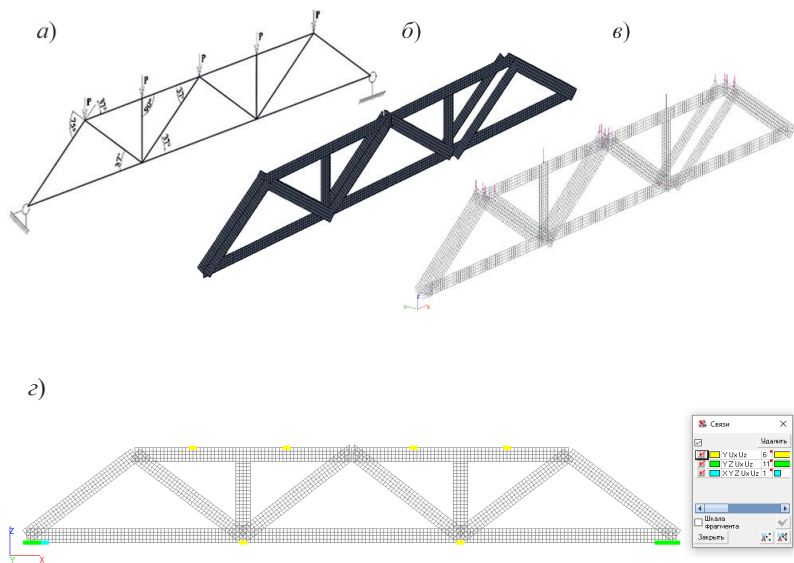


Рис. 2. Расчетная схема моделируемой конструкции:  
 а) общая расчетная схема, б) конструкция в редакторе ПК AutoCAD 2021,  
 в) расчетная схема в ПК SCAD 21, г) условия закрепления.

Граничные условия закрепления конструкции представлены на рис. 2, з. Загружение осуществлялось приложением сосредоточенных нагрузок к узлам, при этом сила распределялась поровну на каждую ветвь элемента соединения. Всего к узлам были приложены три уровня нагрузки по 5,542, 6,867 и 8,927 кН на один узел.

Для конструкции характерна упругая работа соединений для всех уровней нагрузки. Конструкция рассчитывалась при трех уровнях нагрузки: 5,542, 6,867 и 8,927 кН на один узел. В результате проведения численного эксперимента были получены изолинии перемещений элементов фермы в зависимости от уровня нагрузки (рис. 3).

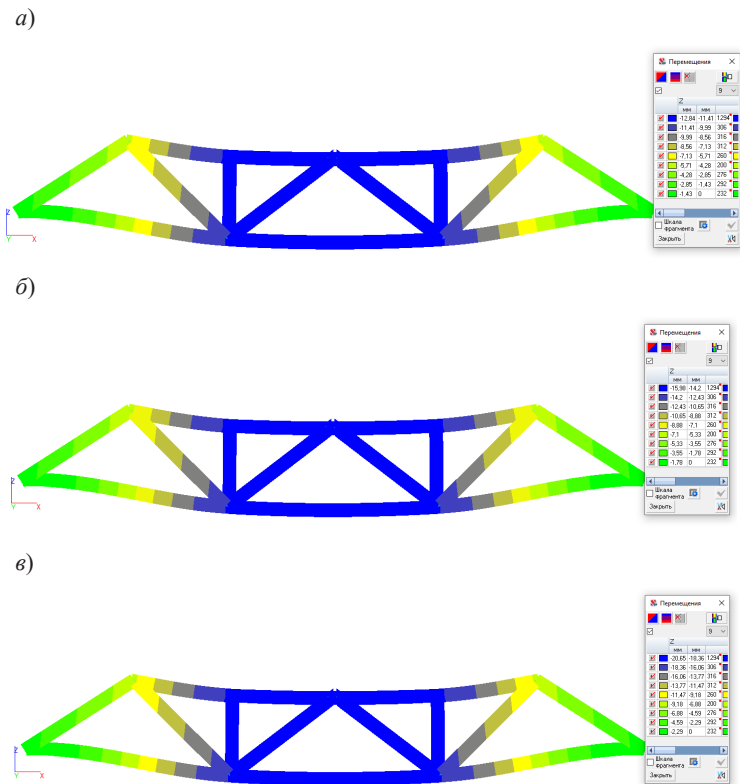


Рис. 3. Деформированная схема фермы при уровне нагрузки: а) 5,542 кН на узел, б) 6,867 кН на узел, в) 8,927 кН на узел

## Результаты проведения численного и физического эксперимента

Нагрузка на узел, кН	Вертикальное смещение в узле, мм								
	П1	П2	П3	П4	П5	П6	П7	П8	П9
5,542	5,8	0	11,6	11,45	12,6	11,5	12,6	11,49	0
6,867	6,92	0	14,6	14,8	15,7	14,18	15,7	14,17	0
8,927	8,62	0	18,91	18,5	20,2	18,5	20,2	18,49	0

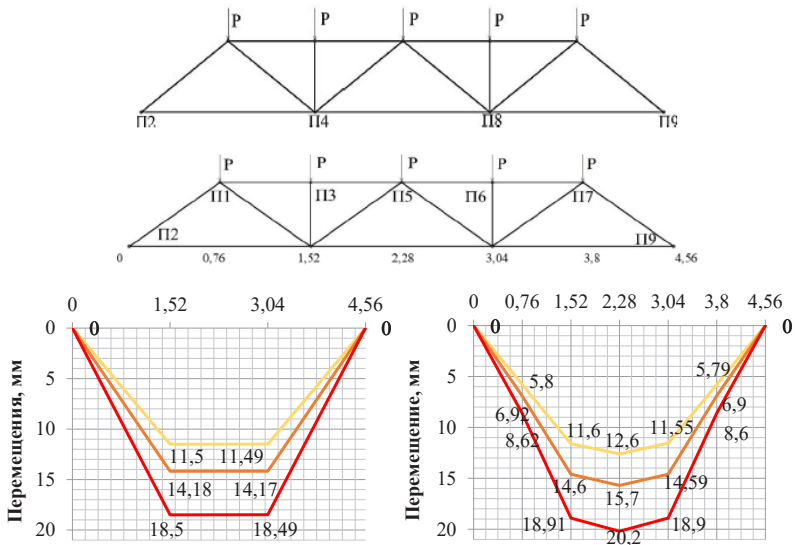


Рис. 4. Результаты численного эксперимента для сжатого и растянутого поясов фермы:

- вертикальные перемещения для уровня нагрузки 5,542 кН на узел;
- вертикальные перемещения для уровня нагрузки 6,867 кН на узел;
- вертикальные перемещения для уровня нагрузки 8,927 кН на узел

Полученные результаты адекватно оценивают перемещение конструкции под нагрузкой. Порядок значений сопоставим с результатами физического эксперимента [5].

Таким образом, ходе численного исследования были определены деформации узлов конструкции фермы из LVL с использованием когтевых шайб «Bulldog». Предлагаемая методика расчета строительных конструкций из LVL с когтевыми шайбами по второй группе предельных состояний может быть использована в инженерных расчетах.

## Литература

1. Глухих, В.Н., Черных, А.Г., Данилов, Е.В. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учетом начальных напряжений древесины/ В.Н. Глухих, А.Г. Черных, Е.В. Данилов // СПбГАСУ, – 2018, С. 302. (17,27 п. л./11,51 п. л.).
2. Данилов Е.В. Определение линейной жесткости нагельных соединений с когтевыми шайбами в брус LVL // Вестник гражданских инженеров. 2017. №2. С. 81-85.
3. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С. Расчет жесткости соединений конструкций из LVL с когтевыми шайбами // Известия вузов. Лесной журнал. 2020. №4. С. 157–167.
4. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. Текст. // ЦНИИСК. М.: Стройиздат. – 1976. С. 28.
5. Данилов Е.В. Экспериментальное исследование прочности деревянной фермы из однонаправленного клееного бруса с использованием когтевых шайб. // Инновации в деревянном строительстве: материалы 9-й Международной научно-практической конференции; СПбГАСУ. – СПб., 2018. – 37–44 с.
6. Стандарт Ассоциации деревянного домостроения СтАДД – 3.2 – 2011 «Деревянные конструкции. Соединения деревянных элементов с использованием зубчатых пластин». Спб., 2012. С. 59.
7. Eurocode 5. Design of timber structures. Part: General rules and rules for buildings. ENV 1995-1-1. Brussels: CEN, 1993. 133 p.
8. СП 64.13330-2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. Стройиздат, 2019 г., 89 стр.
9. СТО 36554501-021–2010. Деревянные конструкции. Многослойный клееный из шпона материал Ultralam (Ультралам). Общие технические требования. ОАО «НИЦ «Строительство». М 2010, 19 с.
10. Циулин Е.Ю., Шмидт А.Б., Численное моделирование модуля упругости LVL с различным сочетанием взаимно перпендикулярных слоев шпона // Известия вузов. Лесной журнал. 2018. №6. С. 138–148.
11. Римшин В.И., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Попов Е.В., Рощина С.И. Соединения элементов деревянных конструкций на шпонках и шайбах // Вестник МГСУ. 2016. №9. С. 35–50.

12. Попов Е.В., Лабудин Б.В., Мелехов В.И. Испытание на сдвиг элементов деревянных конструкций, соединенных с применением зубчатых шайб «Bulldog» // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Междунар. академ. чтений. Курск: Курск. гос. ун-т, 2015. С. 189–198.
13. Данилов Е.В., Черных А.Г. Методы исследования соединений деревянных конструкций на когтевых шпонках [Эл. ресурс] // Современные проблемы науки и образования – 2013 г. № 2. С.150.
14. Blass H.J., Aune P., Choo B.S., Gortlacher R., Griffiths D.R., Hilson B.O. et al. Timber Engineering STEP 1: Basis of Design, Material Properties, Structural Components and Joints. Almere, Netherlands, Centrum Hout, 1995. 300 p.
15. Blass H.J., Schlager M. Trial Calculations for Determination of the Load-Carrying Capacity of Joints with Bulldog Connectors. CEN/TC 124/WG4 N23, 1993. 6 p.
16. Blaß J.H., Ehlbeck J., Schlager M. Characteristic Strength of Tooth-Plate Connector Joints. Holz als Roh und Werkstoff [European Journal of Wood and Wood Products], 1993, vol. 51, pp. 395–399. DOI: 10.1007/BF02628236.
17. Mettem C.J., Page A.V. Davis G. Validatory Tests and Proposed Design Formulae for the Load-Carrying Capacity of Toothed-Plate Connected Joints. Papers of the 26th Meeting of the Working Commission W18 – Timber Structures, Athens, GA, USA, August, 1993. Germany, Universität Karlsruhe, 1994, CIB-W18 Paper 26-7-2. 25 p.
18. Standard NEN 3852:1973 nl. Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies – TGB 1972 – Hout – Houtconstructies [Regulations for the Calculation of Building Structures – Timber Structures]. Netherlands, 1973. 131 p.

**УДК 694.14**

*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р техн. наук, профессор  
*Екатерина Вячеславовна Кузьмина,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: kuzminovacatherine@yandex.ru*

*Alexander Grigoryevich Chernykh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Ekaterina Vyacheslavovna Kuzminova*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture  
and Civil Engineering)  
*E-mail: kuzminovacatherine@yandex.ru*

## **СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВИДОВ СОЕДИНЕНИЯ CLT-ПАНЕЛЕЙ**

### **COMPARATIVE ANALYSIS OF TYPES CLT-PANEL CONNECTIONS**

Стремительное развитие технологий производства клееной древесины влечет за собой возрождение массового деревянного строительства, так как современные технологии делают практически безграничными возможности применения деревянных конструкций. За последние 30 лет серьезное развитие получила наиболее прогрессивный вид клееной древесины – перекрестно-клееная древесина или CLT-панели. Благодаря своим исключительным качествам, среди которых прочность, размерная стабильность и жесткость, поперечно-клееная древесина может конкурировать с более распространенными в массовом строительстве материалами – железобетоном, сталью, кирпичом. Поэтому совершенствование технологии стыковых соединений CLT-панелей на данный момент имеет большой потенциал для изучения в соответствии с нормативной базой и условиями строительства в РФ. В данной статье рассмотрены две технологии соединения CLT-панелей – на уголках и при помощи коннекторов X-RAD, с точки зрения таких характеристик, как несущая способность, особенности расчетной схемы, сложность и скорость монтажа и других, а также отражены основные достоинства и недостатки приведенных видов соединения.

*Ключевые слова:* перекрестно-клееная древесина, CLT-панели, узловые соединения, деревянное домостроение, несущая способность.

The rapid development of technologies to produce glued wood leads to the revival of mass wooden construction, as modern technologies make the possibilities of using wooden structures almost limitless. Over the past 30 years, the most advanced type of glued wood-cross – glued wood or CLT panels-has received serious

development. Due to its exceptional qualities, including strength, dimensional stability and rigidity, cross-glued wood can compete with more common materials in mass construction – reinforced concrete, steel, brick. Therefore, the improvement of the technology of butt joints of CLT panels now has a great potential for studying in accordance with the regulatory framework and construction conditions in the Russian Federation. This article review two technologies for connecting CLT panels – on the angle brackets and using X-RAD connectors, from the point of view of such characteristics as the load-bearing capacity, features of the design scheme, complexity and speed of installation, and others, as well as the main advantages and disadvantages of the above types of connection.

*Keywords:* Cross-Laminated Timber, CLT panels, connections, wooden house construction, load-bearing capacity.

## **Введение**

Существующая на данный момент мировая тенденция к снижению негативного влияния человечества на окружающую среду способствует возрождению деревянного строительства на принципиально более высоком уровне. Совершенствование технологии производства и использование клееных деревянных конструкций дало возможность почти безгранично расширить область применения древесины в строительстве.

Наиболее прогрессивный вид клееной древесины – перекрестно-клееная древесина или *CLT* (*Cross-Laminated Timber*). Направление волокон каждого слоя перпендикулярно направлению волокон соседних слоев. Взаимно перпендикулярное расположение слоев делает перекрестно-клееную древесину более жестким по сравнению с древесиной, за счет чего материал может воспринимать нагрузки в обоих направлениях.

Среди преимуществ конструкций из *CLT* – экологичность, стабильность размеров, небольшой вес (меньше в 6 раз в сравнении с бетоном), простота транспортировки и монтажа, высокую сейсмостойчивость, хорошие теплотехнические характеристики, возможность строительства большего простого фундамента, поэтому *CLT* может конкурировать с конструкциями из железобетона, металла, кирпича.

Активный процесс работы над нормативной базой для многоэтажного деревянного строительства, масштабные инвестиционные проекты, направленные на создание значительных произ-

водственных мощностей заводов CLT-панелей и растущий интерес профессионального сообщества привлекают внимание также к вопросу о более существенном изучении способов крепления панелей между собой для обеспечения необходимой несущей способности конструкции.

**Цель работы** – анализ конструктивных решений в области узловых соединений CLT-панелей. Основным направлением исследований является изучение несущей способности различных видов соединений панелей и обзор традиционной технологии выполнения соединений и более инновационных решений в этой области.

**Методы.** В статье рассмотрены два вида соединений CLT-панелей – с применением усиленных уголков и саморезов и XRAD-коннекторов, описаны основные характеристики, преимущества и недостатки выбранных узловых соединений и проведен сравнительный анализ.

**Результат:** на основании теоретических материалов и существующих исследований произведен сравнительный анализ более распространенного способа закрепления панелей (усиленные уголки и саморезы) и инновационного технологического решения узлового соединения при помощи X-RAD коннектора.

## **Виды узловых соединений CLT-панелей**

Узловые соединения в каркасе напрямую влияют на структурную целостность каркаса, обеспечение необходимой степени пластичности конструкции при действии боковых нагрузок (например, сейсмических и ветровых), эксплуатацию конструкции (вибрационные, акустические свойства и пр.), пожарную безопасность сооружения, выбор внутренней и внешней отделки и ограждающих конструкций здания, уровень заводской готовности панелей к монтажу на строительной площадке, скорость сборки и демонтажа.

Выбор оптимального варианта узлового соединения и его расчет может обеспечить такое разрушение, при котором до потери несущей способности каркаса происходят большие видимые перемещения в стальных крепежных элементах, т. е. пластическая работа металла.



Традиционным конструктивным решением соединения панелей является использование саморезов большой длины и стальных уголков.

На данный момент одна из основных альтернатив традиционному способу соединения панелей – крепежные системы X-RAD, инновационное решение узловых соединений для сложных условий строительства. Далее рассмотрим особенности традиционного соединения и соединения с коннекторами X-RAD.

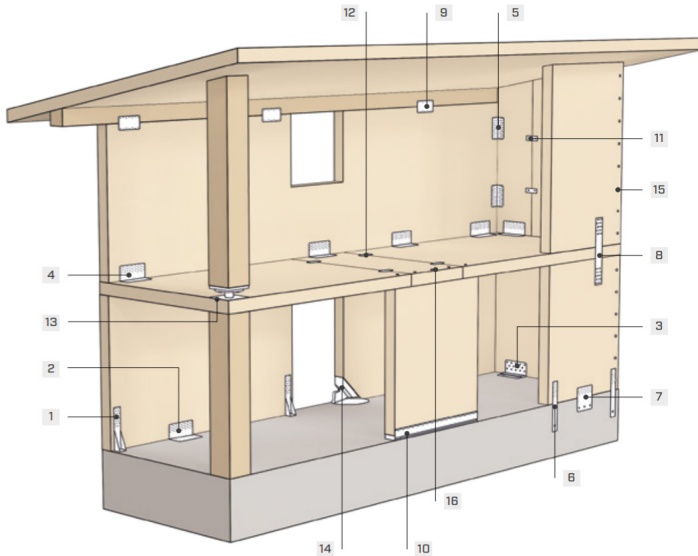


Рис. 1. Схема применения крепежных элементов в типовом каркасе [2]

## Соединения на саморезах и стальных уголках

Саморезы и уголки получили широкое применение в узловых соединениях деревянных конструкций в силу их сравнительно высокой несущей способности при воздействии сдвиговых, растягивающих усилий и значительным сопротивлением выдергиванию. Кроме того, распространенность этой технологии в строительной практике обоснована простотой монтажа без предварительного сверления.

Стальные пластины и уголки – универсальные элементы для соединения панелей между собой, с покрытием или фундаментом. Крепежные и усиленные уголки производятся из стали толщиной 2–4 мм и имеют отверстия диаметром от 5 мм для саморезов и гвоздей (рис. 2). Подбор оптимальной комбинации уголков позволяет обеспечить необходимую прочность соединения панелей.

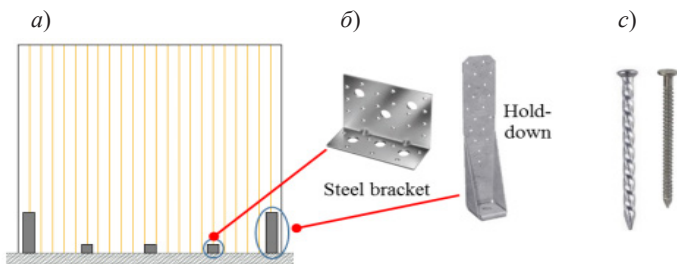


Рис. 2. *a* – схема закрепления стеновой панели, *b* – стальные уголки, *c* – крепеж

Представим виды конструктивных решений узлов соединения панелей:

**1. Соединения в плоскости плиты.** Соединения в плоскости плиты могут выполняться с помощью саморезов и дополнительных деревянных вставок (рис. 3), а также с помощью специальных элементов и их комбинаций.

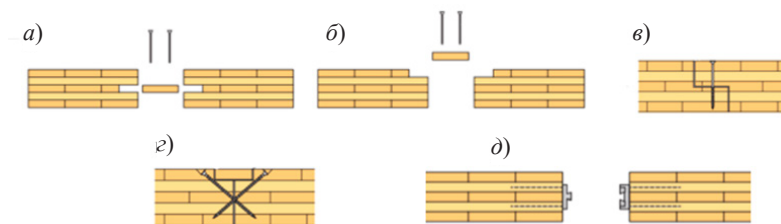


Рис. 3. *a* – соединение в плоскости плиты с дополнительной деталью, *b* – соединение в плоскости плиты с дополнительной деталью (вариант 2), *c* – соединение в плоскости плиты с подрезкой, *г* – соединение в плоскости плиты с диагональными винтами, *д* – соединение в плоскости плиты со специальным коннектором [3, 4]

## 2. Угловое и Т-образное соединение стеновых панелей (рис. 4).

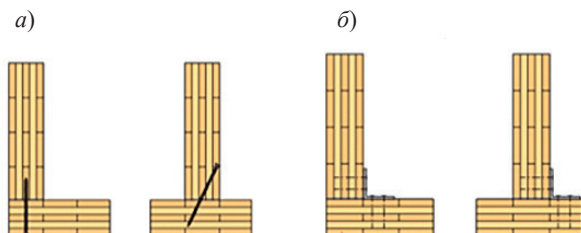


Рис. 4. *а* – узел стыка стеновых панелей на винтах,  
*б* – узел стыка стеновых панелей на уголках [3, 4]

**3. Платформенный стык стеновых панелей и панели перекрытия.** Основными способами соединения стеновых панелей с перекрытием являются соединения с использованием длинного самореза с полной резьбой. Различные конфигурации соединения показаны на рис. 5.

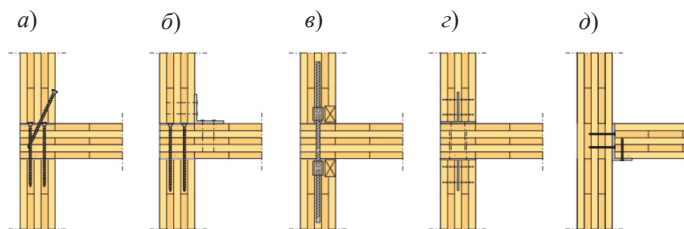


Рис. 5. Комбинированные виды узлов: *а* – соединение с наклонным саморезом, *б* – соединение с уголком и саморезами, *в* – вклеенные стержни с полной резьбой и втулками, *г* – соединение со стальными деталями, *д* – узел примыкания перекрытия к стене на уголках [3, 4]

Основные достоинства соединения с применением стальных уголков:

- простота сборки;
- доступность крепежных элементов;
- возможность скрытого крепежа без вреда внешнему виду;

- распространенность в строительной практике;
- большой опыт проектирования узловых соединений;
- низкая металлоемкость.

Недостатки:

- большое количество нагелей, мест ослабления сечения;
- большое количество крепежных элементов;
- низкая несущая способность при действии сейсмических нагрузок.

### Соединения при помощи коннекторов X-RAD

Инновационное решение, получившее название X-RAD, состоит из системы точечного механического соединения, закрепленного на углах панелей из CLT. Это позволяет создавать сейсмоустойчивые системы, которые являются максимально готовыми к сборке на строительной площадке и, с точки зрения конструктивных характеристик, способствуют равномерному распределению нагрузки в каркасе и передаче усилий на фундамент. На строительных площадках CLT с использованием X-RAD коннекторов крепятся к специальным стальным пластинам, закрепленным на фундаментах или других опорах. Для соединения коннекторов со стальными пластинами используются стандартные стальные болты, образующие штыревые соединения между элементами CLT. Сами соединители X-RAD состоят из внешней металлической оболочки, внутреннего деревянного сердечника и шести полнорезьбовых саморезов.

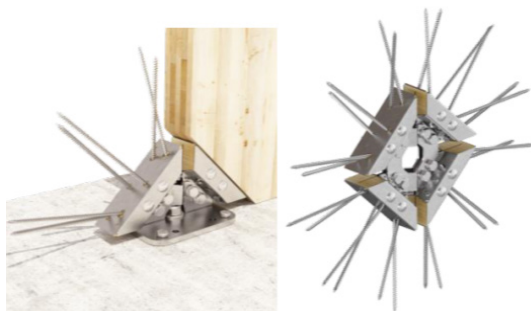


Рис. 6. Коннектор X-RAD [2]

Шесть саморезов установлены под двумя углами наклона, чтобы обеспечить распределение усилий в элементах CLT таким образом, чтобы не вызвать хрупкого разрушения, независимо от моментального направления, в котором результирующее усилие передается на саморез. Основная задача, решаемая использованием данных коннекторов, состоит в том, чтобы любой ущерб зданиям, вызванный землетрясениями или другими экстремальными явлениями, был бы поверхностным, а реакция системы узлового соединения была бы, по сути, эластичной.

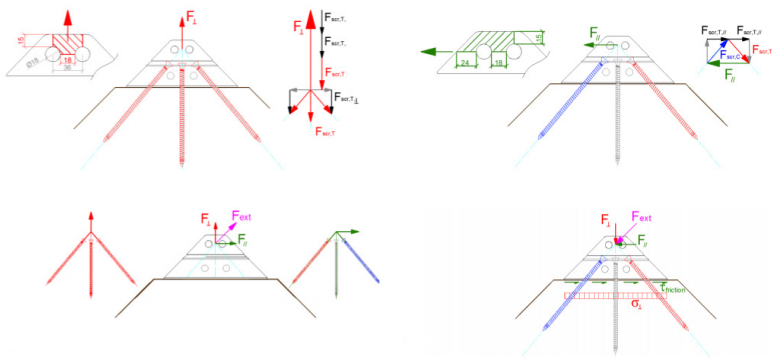


Рис. 7. Конфигурации нагружения коннектора.  $F_{\perp}$  – растягивающее усилие, передаваемое на коннектор;  $F_{\parallel}$  – сдвиговое усилие, передаваемое на коннектор;  $F_{scr}$  – усилие, воспринимаемое саморезами (соответствие отмечено цветами);  $F_{ext}$  – усилие под углом  $45^{\circ}$ , передаваемое на коннектор [6]

В таком решении каркаса вертикальные нагрузки передаются на фундаменты через прямой контакт только между вертикальными стеновыми панелями. Панели перекрытий соединяются с вертикальными стеновыми панелями путем закрепления их саморезами в предварительно запиленных пазах в верхней части каждой панели.

Основные преимущества коннектора X-RAD:

- большая несущая способность соединения;
- высокая устойчивость к сейсмическому воздействию;
- снятие вертикальных и сдвиговых нагрузок с плиты перекрытия, передача нагрузок на фундамент только через стеновые панели;

- уменьшение количества крепежных элементов;
- повышение степени заводской готовности конструкций.

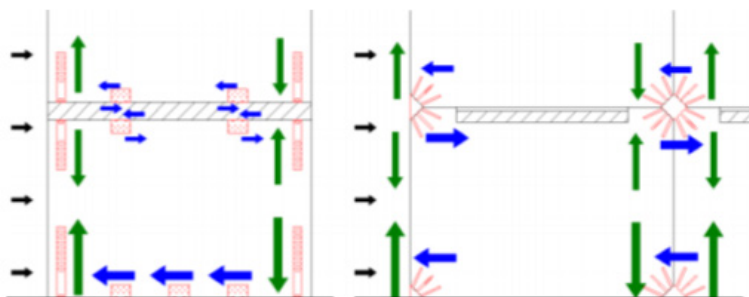


Рис. 8. Схема возникающих усилий в местах закрепления панелей (слева – классическая система закрепления, справа – коннекторы X-RAD) [6]

Недостатки:

- высокая стоимость крепежа;
- сложность монтажа и потребность в высокой квалификации рабочих;
- концентрация напряжений в углах панелей;
- малый опыт проектирования каркасов с использованием данного вида крепежей.

### Сравнение способов соединения CLT-панелей

Основные результаты сравнения способов соединения приведены в табл. 1.

Таблица 1

Сравнение способов соединения

Критерий сравнения	Традиционное соединение на уголках	X-RAD
Несущая способность (вертикальные/сдвиговые усилия)	49,2 кН/ 50,4 кН	111,6 кН/ 165,9 кН

Критерий сравнения	Традиционное соединение на уголках	X-RAD
Скорость монтажа 1 панели	60–70 мин	Около 30 минут
Способ передачи нагрузки на фундамент	Через плиту перекрытия	По стеновым панелям, исключая перекрытие
Металлоемкость	Ниже, чем для X-RAD	Высокая
Сложность монтажа	Низкая	Высокая
Опыт конструирования соединений	Часто применяется в проектах	Единичные проекты
Рациональность применения при данной этажности	До 8 этажей	8 этажей и более

Конструктивное решение соединения CLT-панелей с использованием стальных уголков и саморезов было перенято из технологии строительства каркасных сооружений без значимых изменений. Каркасные сооружения по определению являются легкими и поэтому в случае сейсмического воздействия и иных особых нагрузок подвергаются меньшему воздействию, чем CLT-панели сопоставимых размеров. Стены в каркасной технологии строительства собираются из отдельных компонентов – каркаса, обшивки, утеплителя и пр., за счет чего обеспечивается более высокая степень рассеивания энергии, чем в монолитных стенах из CLT, что ведет к снижению сейсмического воздействия на узловое соединения в конструкциях. Таким образом, стандартные узлы, которые первоначально разработаны для соединения элементов деревянных каркасных стен, не способны выдерживать инерционные нагрузки, создаваемые более тяжелыми и жесткими панелями CLT.

В результате закрепления при помощи уголков стеновые панели этажа опираются непосредственно на панели пола того же этажа, которые расположены поверх стеновых панелей нижнего этажа (рис. 21). Из-за этого горизонтальные панели подвергаются

сжатию перпендикулярно волокнам, что создает необходимость защиты древесины от скалывания и смятия.

В сравнении с традиционной системой соединения коннекторы X-RAD расположены в углах панелей, что позволяет создать пазы для опирания панелей перекрытия и передача нагрузок происходит по стеновым панелям, что исключает восприятие сдвиговых и вертикальных усилий плитами перекрытий (рис 21).

По результатам испытания различных конфигураций соединения на уголках и саморезах лучший результат по значению предельного монотонного нагружения – 49,7 кН вдоль волокон, 52,4 кН поперек волокон.

Результаты испытаний приведены из исследования «Failure Modes and Mechanical Properties of Bracket Anchor Connections for Cross-Laminated-Timber» Shen Yinlan, Johannes Schneider, Siegfried F. Stiemer, Ren Xueyong [5].

По результатам испытания коннекторов X-RAD, полученных в рамках ряда исследований (приведены значения несущей способности из материалов компании Rothoblaas [2]) по аналогичным направлениям действия нагрузки значения несущей способности вдоль волокон 111,6 кН и поперек волокон – 165,9 кН.

Таким образом, несущая способность узлового соединения на основе X-RAD коннектора значительно превышает несущую способность соединения на уголках, что существенно расширяет возможности проектирования в условиях повышенной статической нагрузки (строительство среднеэтажных и многоэтажных зданий) и при наличии особых нагрузок (сейсмическая активность и др.).

К существенным преимуществам соединения с применением уголков относится в первую очередь скорость и простота сборки непосредственно на строительной площадке. Таким образом, для соединения конструкций из CLT на уголках не требуется специфического оборудования и повышенной квалификации рабочих.

Значимым недостатком X-RAD коннекторов является сложность монтажа и необходимость уникальной квалификации рабочих, монтирующих конструкции. Кроме того, в связи с новизной данной технологии и ее уникальностью, она на данный момент мало распространена на рынке, что может вызывать дополнительные расходы при строительстве. Но несмотря на особенности технологии



монтажа, скорость при использовании XRAD выше в два раза, по заверению производителя крепежных элементов обоих видов.

## **Заключение**

В данной статье показаны два вида соединений панелей из CLT – традиционное соединение с применением стальных уголков и инновационное с использованием коннекторов X-RAD. Рассмотрены основные особенности, достоинства и недостатки технологических решений, и мировой опыт испытания данных соединений. Выполненный обзор позволяет сделать вывод о возможности и необходимости применения рассмотренных решений: традиционный способ конструирования узловых соединений с применением стальных уголков на данный момент по ряду параметров остается наиболее приемлемым в стандартных условиях без риска возникновения особых видов нагрузок. Кроме того, опираясь на международный опыт испытания соединений, можно совершенствовать исследуемые решения. Применение альтернативных технологий соединения панелей, таких как коннекторы X-RAD, при отсутствии воздействия сейсмических нагрузок может быть неоправданно, так как основная задача, решаемая данными коннекторами, это повышение несущей способности каркаса в условиях динамических нагрузок.

## **Литература**

1. Мавлюбердинов А.Р., Хоцянян Д.Н. Технологические особенности возведения многоэтажных жилых зданий из CLT-панелей, Известия КГАСУ, 2018, №1(43) с. 219–225.
2. Rothoblaas. Solutions for Building technology. CLT and mass timber.
3. The CLT Handbook, Swedish Wood, 2019.
4. CLT Handbook USA Edition, FPInnovations, 2013.
5. Shen Yinlan, Johannes Schneider, Siegfried F. Stierner, Ren Xueyong. Failure Modes and Mechanical Properties of Bracket Anchor Connections for Cross-Laminated-Timber. MATEC Web of Conferences 275, 2019.
6. Polastri, Andrea & Giongo, Ivan & Piazza, Maurizio. An Innovative Connection System for Cross-Laminated Timber Structures. Structural Engineering International. 2017.
7. WCTE 2016 – Rothoblaas Research Project Partner, Research outcomes, Vienna, Austria, August 2016.

8. Каталог продукции Rothoblaas. [Электронный ресурс] URL: [rothoblaas.ru.com/catalogues/103c71.pdf?action=download&lang=en](http://rothoblaas.ru.com/catalogues/103c71.pdf?action=download&lang=en) (дата обращения: 24.01.2021).
9. Igor Gavric, Ario Ceccotti, Massimo Fragiaco. Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections. Conference: XIV Convegno ANIDIS. September 2011.
10. Cristiano Lossa, Afrin Hossainb, Thomas Tannerta. Simple cross-laminated timber shear connections with spatially arranged screws. *Engineering Structures* 173. 2018.
11. Шабикова, Е.Г. Разработка методики расчета многоэтажных зданий из CLT-панелей: Выпускная квалификационная работа. – 2020. – 75 с.
12. Г. Шикхофер, Т. Богеншпергер, Т. Моосбруггер. *Clt handbook*. Справочник по КМД. Технология строительства капитальных сооружений из КМД., Грац, Австрия: 2009, 391 с.

## УДК 69.07

*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р экон. наук, профессор  
*Алена Владимировна Игнатович,*  
студентка  
*Максуд Маруфович Мухаммедов,*  
студент  
*Вадим Игоревич Клёван,*  
аспирант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: alenaignatovich239@gmail.com, maksud.mukhammedov@gmail.com, vadimklevan@mail.ru chagrig@lan.spbgasu.ru*

*Alexander Grigorievich Chernykh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Alena Vladimirovna Ignatovich,*  
student  
*Maxud Marufovich Muhammadov,*  
student  
*Vadim Igorevich Klyovan,* postgraduate  
student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture  
and Civil Engineering)  
*E-mail: alenaignatovich239@gmail.com, maksud.mukhammedov@gmail.com, vadimklevan@mail.ru chagrig@lan.spbgasu.ru*

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ СО СТАЛЬНОЙ ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

### EXPERIMENTAL STUDIES OF METAL-WOOD I-SECTION BEAMS WITH A CORRUGATED WALL

В ходе анализа инновационных эффективных и легких строительных конструкций, появилась необходимость экспериментального и численного исследования физико-механических характеристик балок. Наиболее эффективными были определены балки, части которых изготавливаются из различных материалов. Таковыми являются металлодеревянные балки.

Был проведен анализ научных трудов различных авторов, посвященных описанию свойств металлодеревянных балок. Далее рассматривается металлодеревянная балка с гофрированной стенкой типа HTS, так как на российском строительном рынке наиболее часто встречаются металлодеревянные балки данного типа.

В ходе предварительного исследования металлодеревянных балок типа HTS была выявлена проблема отсутствия подтвержденных данных о прочностных характеристиках данных балок. Из-за отсутствия расчетных методов и широких экспериментальных исследований характеристик данного типа балок, было решено провести пробное испытание в лаборатории СПбГАСУ.

Были выявлены слабые участки данного типа балок, а также получены необходимые данные для продолжения исследования металлодеревянных балок типа HTS. Разработана методика дальнейших экспериментов. Планируется разработка предложений по корректировке конструкции таких балок с целью улучшения их несущей способности, а также провести подробный расчет в программном комплексе.

Разрабатываемые методики расчета и испытаний могут облегчить расчет и производство металлодеревянных балок, а также увеличить их распространение на строительном рынке.

*Ключевые слова:* металлодеревянная балка, двутавр, методы испытаний, прочность металлодеревянных балок.

In the course of the analysis of innovative and lightweight building structures, it became necessary to experimentally and numerically study the physical and mechanical characteristics of beams. The most effective have been developed beams, parts of which are made from various materials. These are metal-wood beams.

The analysis of scientific works of various authors devoted to the description of the properties of metal-wood beams was carried out. Further, a metal-wood beam with a corrugated wall of the HTS type is considered, since metal-wood beams of this type are presented on the Russian construction market.

In the course of a preliminary study of metal-wood beams of the HTS type, the problem of the lack of confirmed data on the strength characteristics of these beams was identified. Due to the lack of computational methods and experimental studies of this type of beams, a trial test was decided in the laboratory of SPbGASU.

Weak areas of this type of beams were identified, and the necessary data were obtained to continue the study of metal-wood beams of the HTS type. A technique for further experiments has been developed. It is planned to develop proposals for adjusting the design of such beams in order to improve their bearing capacity.

The developed methods of calculation and testing can facilitate the calculation and production of metal-wood beams, as well as increase their distribution in the construction market.

*Keywords:* metal-wood beam, I-beam, test methods, strength of metal-wood beams.

## **Введение**

Одним из направлений исследования строительных конструкций является снижение веса конструкций без уменьшения их несущей способности. Одним из примеров развития строительных изделий можно считать клеёфанерную двутавровую балку. Пояса

такой балки изготавливаются из цельной или клееной древесины. В продольные пазы поясов вставляется фанерная стенка, соединяемая по длине цилиндрическими нагелями. Но одним из главных недостатков данного вида балки является обеспечение прочности соединения фанерной стенки с поясами из цельной или клееной древесины. [1]

Также анализ различных вариантов усовершенствования конструкций металлических балок показывает, что наиболее эффективными являются балки с гофрированной стенкой [2]. В таких балках достигается уменьшение толщины стенки без потери несущей способности. Местная устойчивость обеспечивается наличием гофр в поперечном направлении. Устройство гофрированной стенки уменьшает ее гибкость по сравнению с плоским вариантом при тех же размерах поперечного сечения [3].

Металлодеревянные балки дешевле классических клеёных, устойчивее клефанерных из-за гофрированной стенки и легче аналогичных металлических. Мы провели ряд экспериментов, чтобы проверить несущую способность таких балок

## **Основная часть**

Металлодеревянные балки типа HTS имеют поперечное сечение в форме двутавра представлены на рис. 1. Отношение высоты балки к ее ширине находится в пределах от 3,33 до 3,5. Верхний и нижний пояса обычно изготавливаются из *LVL*-бруса, пропитанного огнебиозащитным составом. В качестве стенки применяется металлический гофрированный элемент приведенный на рис. 2.

Верхний и нижний пояса выполняются неразрезными из *LVL* типа I согласно ГОСТ 33124-2014.

Были проведены экспериментальные испытания металлодеревянных балок с гофрированной стенкой типа *HTS*. Снимки образцов приведены на рис. 1.

Целью экспериментальных исследований является изучение характера работы и влияние конструктивных особенностей на фактическое напряженно-деформированное состояние металлодеревянных балок с гофрированной стенкой типа *HTS*.

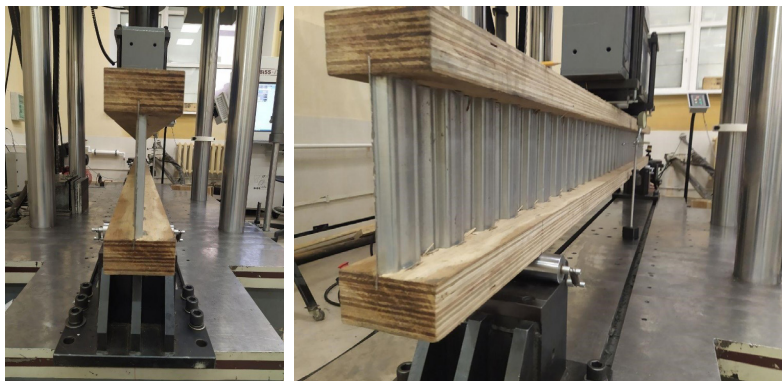


Рис. 1. Двутавровая металлодеревянная балка с гофрированной стенкой типа *HTS*

## Методика проведения экспериментальных исследований

Для проведения экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) были взяты три балки длиной 3,3 м, одна из которых приведена на рисунке 2. Балка, устанавливаемая на стенд, опиралась по концам на шарнирные опоры. Одна опора неподвижная, вторая подвижная, на катках. Усилия на загрузочную систему передавались при помощи гидравлического домкрата. Прогобы измерялись с помощью прогибомеров Аистова типа 6-ПАО-0,01 с ценой деления – 0,01 мм, закрепленных на штативе.

Напряжения в поясах определялись тензодатчиками производства японской компании TML марок FLA-30, которые наклеивались в двух сечениях: опорном и центральном. Тензодатчики клеились на боковые поверхности обоих поясов и в трёх местах на стенке: у верхнего пояса, посередине и у нижнего пояса клеем CN для тензорезисторов, цианоакрилатовым, для металлов, пластика и композитных материалов. Перед наклейкой тензорезисторов поверхность тщательно обрабатывалась.

Схема проведения испытания приведена на рис. 3.

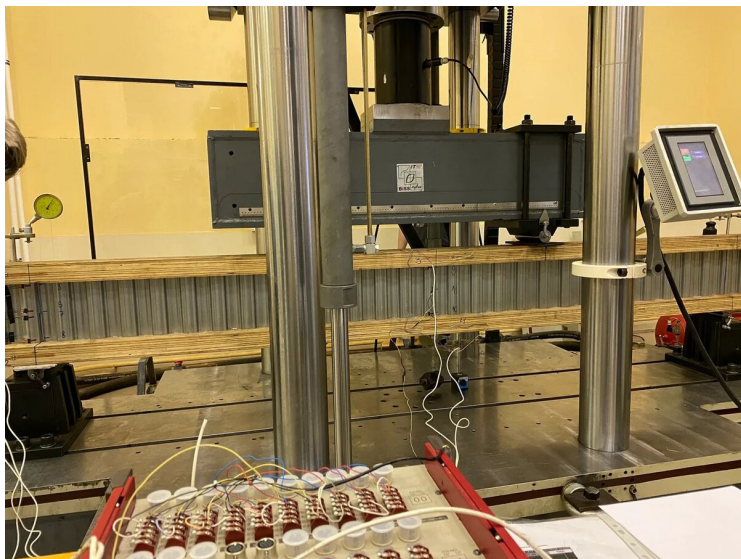


Рис. 2. Экспериментальная балка и установка

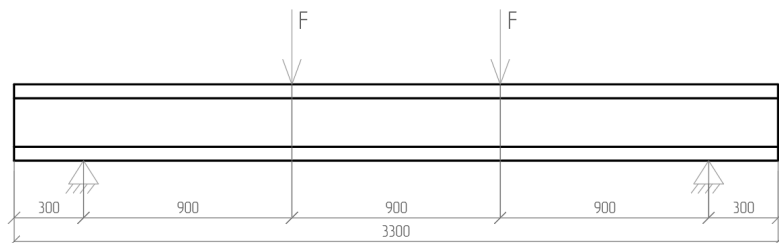


Рис. 3. Схема балки к проведению испытаний

## Результаты

Этапы нагружения на балку представлены на рисунке 4. Данные о зависимости прогиба с временем и нагрузки с прогибом с прессы приведены на рис. 5, 6.

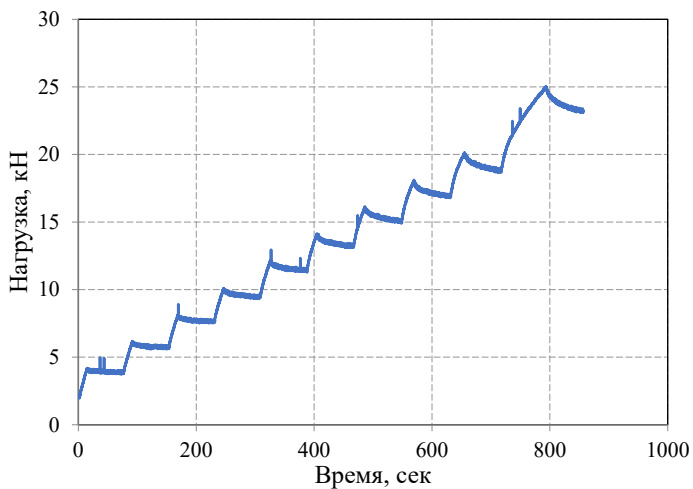


Рис. 4. График изменения нагрузки по времени для балки № 1

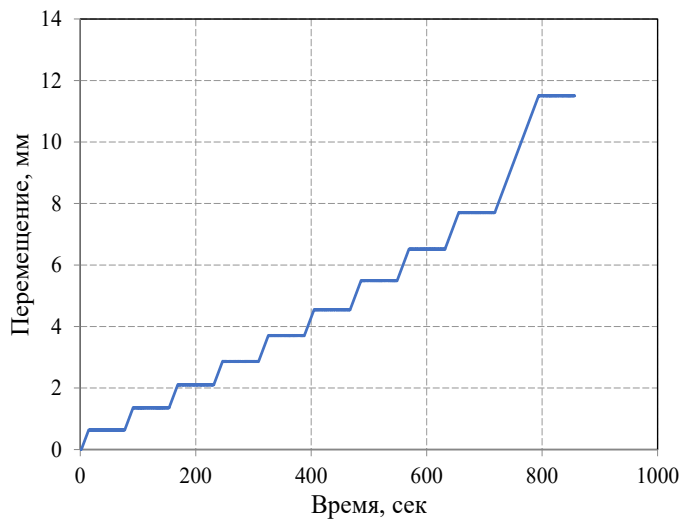


Рис. 5. График изменения прогиба по времени для балки №1



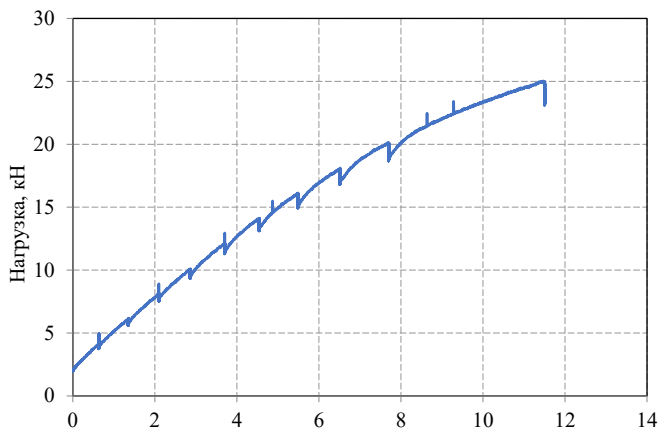


Рис. 6. График изменения нагрузки по перемещению для балки № 1

### Тарировка тензодатчиков

Цель поверки измерительных приборов – определение цены деления шкалы измерителя деформаций TDS-150 для работы с тензодатчиками сопротивления партии, из которой несколько штук тензодатчиков наклеены на тарировочной балке (рис. 7). Обработка результатов опыта сводится к вычислению разностей отсчетов, получению их средней арифметической величины сначала для каждого тензодатчика, а потом для всех их и к вычислению цены деления шкалы измерителя деформаций [4].

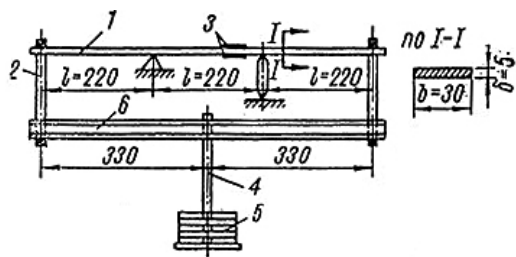


Рис. 7. Схема тарировочной балки

Средние разности

$$\Delta\bar{C}_1 = 233,5; \Delta\bar{C}_2 = 241,5; \Delta\bar{C}_3 = 230,5; \Delta\bar{C}_4 = 234,66.$$

Среднее значение

$$\begin{aligned}\Delta\bar{C}_{\text{cp}} &= \frac{\Delta\bar{C}_1 + \Delta\bar{C}_2 + \Delta\bar{C}_3 + \Delta\bar{C}_4}{4} = \\ &= \frac{233,5 + 241,5 + 230,5 + 234,66}{4} = 235,04.\end{aligned}$$

Определим теоретически напряжения и относительные деформации в середине балки при нагрузке 5,0 кг.

Момент сопротивления балки

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{3 \cdot 0,5^2}{6} = 0,125 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент в зоне чистого изгиба

$$M = \frac{P}{2}l = \frac{5}{2}22 = 55 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Соответствующие нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{55}{0,125} = 440 \text{ кг/см}^2.$$

Цена деления шкалы измерителя деформаций в напряжениях:

$$C_0^\sigma = \frac{\sigma}{\Delta\bar{C}_{\text{cp}}} = \frac{440}{235,04} = 1,872.$$

Полученные с тензометров напряжения обрабатываются путём деления каждого напряжения на вычисленную цену деления.

## Данные с тензометров

Графики напряжения, построенные по показаниям тензометров, представлены на рис. 8. Схема расположения тензометров изображена на рис. 9.

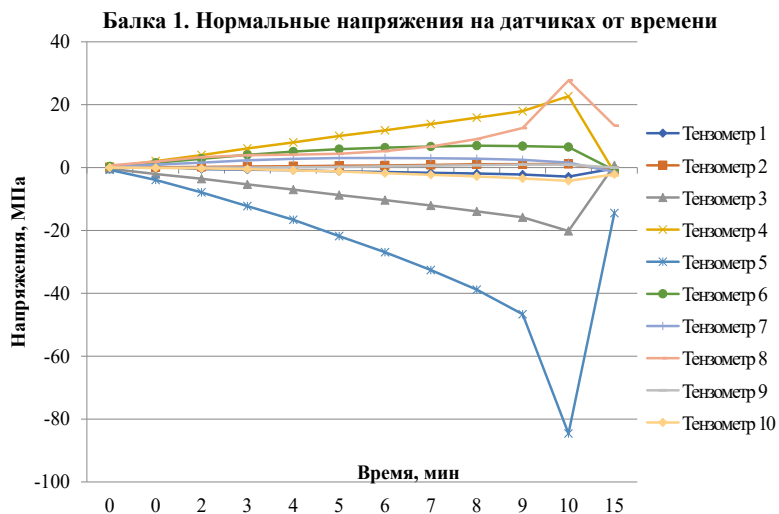
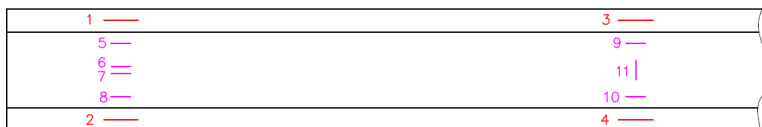


Рис. 8. Сводный график нормальных напряжений

### Схема расположения ТД

#### Образец №1



#### Образец №2,3

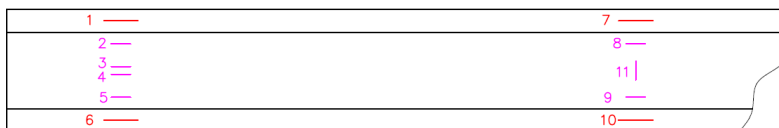


Рис. 9. Схема расположения тензорезисторов

## Сравнение с клееной балкой

$$R_n^P = R_n^A m_{\text{дл}} \prod m_i = 22,5 \cdot 0,66 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 10,692 \text{ МПа}, \quad (1)$$

где  $R_n^A$  – расчетное сопротивление клееной балки изгибу, приведенное в табл. 7, п. 6.3 [5];  $m_{\text{дл}}$  – коэффициент длительной прочности, который примем по табл. 4 [5];  $\prod m_i$  – произведение коэффициентов условий работы.

Максимальный момент, возникающий в балке:  $M = 11,25 \text{ кНм}$ .

При расчёте по нормальным напряжениям (чтобы выполнялось неравенство п. 7.9 [5]) при ширине клееной балки 120 мм, её высота должна быть не менее 230 мм.

При плотности клееной балки  $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ , её вес получается равным 0,373 кН.

Удельный вес исследуемой деревянно-металлической балки по таблице выпускаемой продукции [6] – 0,08 кН/м. Значит, вес металлодеревянной балки

$$P = L \cdot \gamma = 2,7 \cdot 0,08 = 0,216 \text{ кН}, \quad (2)$$

где  $P$  – вес балки,  $L$  – длина балки,  $\gamma$  – вес 1 метра исследуемой балки.

Следовательно, металлодеревянная балка с гофрированной стенкой легче клееной балки с такой же несущей способностью легче в 1,7 раза.

## Разрушение балки

При 25 кН происходит разрушение балки. Так как пояса балки сделаны из LVL, и в силу отсутствия пороков в материале, несущая способность растянутого пояса выше, чем для сжатого, в котором несущая способность исчерпывается потерей устойчивости [5]. Поэтому сначала исчерпывается несущая способность верхнего пояса (рис. 10).

Затем появляются трещины в нижнем поясе, а затем теряет местную устойчивость стенка в опорном сечении и вследствие значительных деформаций происходит вырыв зубцов (рис. 11).

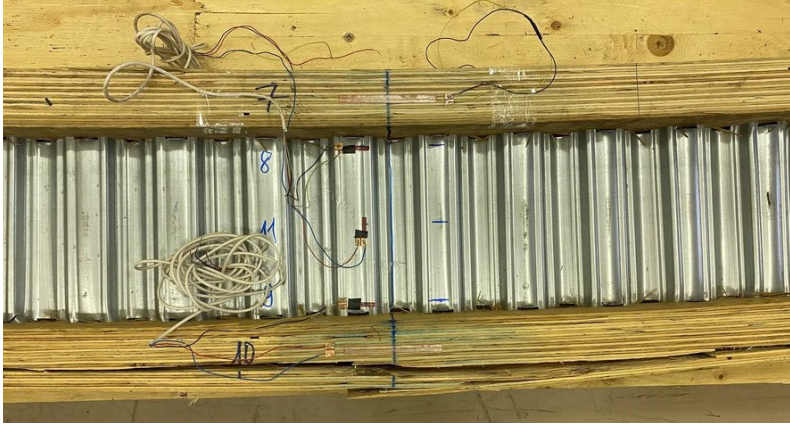


Рис. 10. Разрушенная балка



Рис. 11. Смятие стенки в опорном сечении

## Заключение

Были разработаны и проведены экспериментальные исследования с применением тензометрии трёх металлодеревянных балок с гофрированной стенкой типа HTS.

Максимальная сосредоточенная нагрузка, которую выдерживают балки – 25 кН. Максимальный прогиб – 12 мм.

По графикам напряжений, построенным по данным с тензодатчиков, видно, что максимальные нормальные напряжения возникают в опорном сечении в стенке балки в местах стыка с поясами и в центральном сечении и поясах.

Металлодеревянная балка с гофрированной стенкой легче клееной балки с такой же несущей способностью легче в 1,7 раза. Меньший вес конструкции определённо даст хороший эффект при применении больших пролётов до 24 метров – а именно такие пролёты применяет производитель в качестве предельных для своих балок.

Требуются дополнительные экспериментальные исследования для получения большего количества статистических данных.

## Литература

1. Кузнецов И.Л., Гимранов Л.Р., Крайнов И.В. Разработка и исследование клефанерной двутавровой балки // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2013. № 2 (24). С. 108–110.
2. Кудрявцев С.В. Концентрация напряжений вблизи круговых отверстий в гофрированных стенках балок: Монография // Кудрявцев С.В. – Екатеринбург: Изд-во АМБ, 2010. – С. 24.
3. Кузин В.Н., Фролов К.А. Балка с гофрированной стенкой // Научно-практический электронный журнал Аллея Науки. 2018. № 8 (24). [www.alley-science.ru](http://www.alley-science.ru)
4. Гаккель, А.И. Руководство к лабораторным работам по испытанию сооружений // А.И. Гаккель, А.А. Пашкевич. – Л. : Типография № 3 Ленуприздат, 1973. – 20 с.
5. СП 64.13330.2017. СНиП П-25-80 Деревянные конструкции. – Москва: Минстрой России, 2017. – 105 с.
6. Деревянно-металлическая балка HTS. URL: <https://hts-rusland.ru/>
7. Черных, А.Г. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учеб. пособие / А.Г. Черных, П. С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш.М. Мамедов; СПбГАСУ. – СПб., 2019. – 116 с.
8. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С., Мамедов Ш.М. Обзор исследований, нормирования и применения LVL бруса в отечественной и зарубежной строительной практике. Вестник гражданских инженеров. 2020. № 1 (78). С. 100–106.

## УДК 694.143

*Александр Григорьевич Черных,*

д-р. техн. наук, профессор

*Татьяна Николаевна Казакевич,*

канд. техн. наук, доцент

*Вячеслав Сергеевич Груничев,*

ассистент

*Вадим Александрович Кучко,*

студент

(Санкт-Петербургский

государственный

архитектурно-строительный

университет)

*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*

*kazakevich.t.n@mail.ru,*

*slava-sg@mail.ru,*

*3897399@mail.ru*

*Alexander Grigoryevich Chernykh,*

Dr Sci. Tech., Professor

*Tatyana Nikolaevna Kazakevich,*

PhD in Sci. Tech., Associate Professor

*Vyacheslav Sergeevich Grunichev,*

assistant

*Vadim Aleksandrovich Kuchko,*

student

(Saint Petersburg

State University

of Architecture

and Civil Engineering)

*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*

*kazakevich.t.n@mail.ru,*

*slava-sg@mail.ru,*

*3897399@mail.ru*

## УНИФИКАЦИЯ КЛЕЁНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### UNIFICATION OF GLUED LAMINATED TIMBER

В нашей стране имеется сортамент пиломатериалов, разработан сортамент элементов бруса клеёного из шпона торговой марки Ultralam. Ассоциация деревянного домостроения совместно с ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработали сортамент для клеёного бруса домостроения, клеёных балок класса функционального назначения 2б. Для изготовления клеёных деревянных элементов 1 и 2а класса функционального назначения используют пиломатериалы другой толщины, чем для 2б. В связи с этим возникла необходимость в разработке сортамента КДК. Результаты: предложен сортамент прямолинейных клеёных деревянных элементов классов функционального назначения 1а, 1б, 2б. Практическая значимость: сортамент позволит при специализации производств осуществлять сборку клеёных деревянных конструкций из унифицированных элементов.

*Ключевые слова:* унификация, сортамент, клеёные деревянные элементы, клеёные деревянные конструкции, клеёный брус домостроения, специализация производств.

In our country, there is a range of sawn timber, a range of elements of laminated veneer lumber of the Ultralam trademark has been developed. The

Association of Wooden Housing Construction together with the V. A. Kucherenko Central Research Institute developed a product range for glued beams of housing construction, glued beams of functional class 2 "b". For the production of glued wooden elements of the 1 and 2 "a" class of functional purpose, lumber of a different thickness is used, in this regard, there was a need to develop the KDC assortment. Results: a range of straight glued wooden elements of functional classes 1a, 1b, 2b is proposed. Practical significance: the range will allow the assembly of glued wooden structures from unified elements when specializing in production.

*Keywords:* unification, product range, glued wooden elements, glued laminated timber, glued timber for housing construction, specialization of production facilities.

Мировой опыт свидетельствует: Объем производства серийных КДК для самого широкого применения должен быть значительно больше, чем объем производства КДК для строительства по индивидуальным заказам. [1]

В связи с запуском заводов с большой производственной мощностью по производству КДК и СЛТ, появятся малые производства по сборке конструкций из клеёных деревянных элементов.

Поэтому нужен унифицированный сортамент клеёных деревянных элементов для свободной продажи [2].

На данный момент существует большое разнообразие строительных материалов на основе древесины: пиломатериалы, клеёные конструкции, в том числе и LVL. Сортамент пиломатериалов представлен в ГОСТ 24454-80. Обыкновенные пиломатериалы отличаются простотой технологического производства (в сравнении иными материалами на основе древесины), но в отношении прочности и других эксплуатационных свойств они проигрывают [3].

На сегодняшний день в нашей стране выпуск пиломатериалов осуществляется в соответствии с ГОСТ 24454-80, 8486-86 и 5306-83, регламентирующими параметры продукции. По ГОСТ 24454-80 насчитывается 106 различных типоразмеров обрезных досок.

Компоновка сечений клееных деревянных конструкций (КДК) из элементов данного сортамента повышает точность и рациональность изготовления, но значительно усложняет процесс проектирования.

Для LVL-бруса торговой марки Ultralam разработан сортамент. Унифицированные элементы бруса клееного из шпона с завода



в Торжке покупают дилеры – предприятия, специализирующиеся на выпуске конструкций из унифицированных элементов LVL [4].

Цель представленной работы способствовать выведению клеёных деревянных конструкций на уровень взаимозаменяемых несущих элементов путем разработки сортамента унифицированных клеёных деревянных элементов.

В 2012 году в СПбГАСУ Стяпин под руководством А.Г. Черных оптимизировал сечения слоёв подлежащих склеиванию, была предложена унификация элементов древесины с целью замены металлических балок [5]. Но деревянные конструкции благодаря своим преимуществам продвигаются на рынке, не вступая в конкуренцию с металлическими конструкциями. Кроме этого, обеспокоенность изменением климата свидетельствует о явных преимуществах древесины перед другими конструкционными материалами. Современные деревянные конструкции являются трендом в строительстве 21 века.

В 2018 году Ассоциация деревянного домостроения совместно со специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработали сортамент на клеёные деревянные конструкции. Разработаны сечения для стенового материала – клееного бруса домостроения, представлены в табл. 1. И разработан сортамент на клеёные деревянные балки покрытий и перекрытий класса функционального назначения КДК 2б, представлены в табл. 2 [6].

Клеёный деревянный брус домостроения так же, как и разработанный сортамент балок перекрытий относится к классу 2б. В соответствии с ГОСТ 20850-2014 к этому классу функционального назначения 2б относятся конструкции покрытий и перекрытий пролётами до 7,5 м.

*Таблица 1*

**Сортамент на клеёный брус домостроения. Одинарной и двойной переклейки бруса**

Толщина, мм	Ширина, мм							
	120	125	160	200	205	240	250	295
140	120		160	200		240		

Окончание табл. 1

Толщина, мм	Ширина, мм							
	120	125	160	200	205	240	250	295
145		125	160		205			
160	120		160	200				
180	120	125	160	200	205	240	250	295
185			160	200		240		
190			160	200		240		
195		125	160		205		250	295
230			160	200		240		
235		125	160		205		250	295
240				200		240		
270			160	200		240		
280		125	160		205		250	295

*Примечания:*

1. Допускаются отклонения от габаритных размеров  $\pm 2$  мм.
2. Размер по длине от 0,75 м до 12 м с шагом 0,25 м.

Таблица 2

**Сортамент на клеёные деревянные балки покрытий и перекрытий  
класса функционального назначения КДК 2 б**

Толщина, мм	Ширина, мм							
	57	80	100	120	140	160	180	200
80	57	80	100	120	140	160	180	200
120	57	80	100	120	140	160	180	200
160	57	80	100	120	140	160	180	200
200	57	80	100	120	140	160	180	200
240	57	80	100	120	140	160	180	200

Толщина, мм	Ширина, мм							
	57	80	100	120	140	160	180	200
280	57	80	100	120	140	160	180	200
320		80	100	120	140	160	180	200
360		80	100	120	140	160	180	200
400		80	100	120	140	160	180	200
440		80	100	120	140	160	180	200
480		80	100	120	140	160	180	200
520		80	100	120	140	160	180	200
560		80	100	120	140	160	180	200
600		80	100	120	140	160	180	200

*Примечания:*

1. Допускаются отклонения от габаритных размеров  $\pm 2$  мм.
2. Размер по длине от 0,75 м до 12 м с шагом 0,25 м.

Для изготовления конструкций класса функционального назначения 2б и 3 допускается толщина слоя до 45 мм без продольных компенсационных прорезей [7]. Ограничить строительство с применением унифицированных клеёных деревянных конструкций пролётом не более 7,5 м не правильно. С целью сокращения сроков строительства за счет приобретения унифицированных КДК, как для юридических лиц, так и физических, предлагалось разработать сортамент. [8]

За рубежом прямолинейные клеёные элементы выпускают, как правило, высотой, кратной толщине склеиваемого слоя – 45 мм, т.е. 90, 135, 180, 225, 270, 315 и т.д. [9]

Для изготовления конструкций класса функционального назначения 2а, 1б, 1а толщина слоёв после их фрезерования для прямолинейных КДК в соответствии с ГОСТ 20850-2014 должна быть не более 33 мм [7]. Количество слоёв толщиной 30-33 мм с учетом припуска на обработку формируют высоту клеёного элемента.

Таблица 3

**Варианты получения высоты КДК из слоёв разной толщины**

Количество слоёв	Размер высоты КДК после обработки из слоя толщиной, мм			
	30	31	32	33
3	80	83	86	90
4	110	114	118	120
5	140	145	150	155
6	170	176	180	188
7	200	207	214	220
8	230	238	240	254
9	260	270	278	280
10	290	300	310	320
11	320	330	340	350
12	350	360	374	386
13	380	390	400	420
14	410	420	438	440
15	440	455	470	485
16	470	480	500	518
17	500	520	530	550
18	530	540	550	580
19	560	580	600	600
20	590	600	630	650

*Примечание:* припуски на строгание склеенной заготовки по высоте 10–20 мм.

Ограничение по высоте 600мм обусловлено технологической возможностью оборудования.

Ширина клеёных элементов формируется исходя из стандартной ширины пиломатериала. С учетом трех операций строгания,

сращивания на шип и склеивания, припуск по ширине составит 15–20 мм [10].

При изготовлении КДК в соответствии с классификацией конструкций по классам функционального назначения, предприятия учитывают требования к древесине слоёв изготавливаемых конструкций, типу и способу нанесения клёев.

Таблица 4

**Сортамент клёвых деревянных элементов класса функционального назначения 1 а, 1 б, 2 а длиной не более 13,5 м**

Толщина клёвого элемента, мм	Ширина клёвого элемента, мм							
	60	80	100	120	140	160	180	200
90	60	80	100	120	140	160	180	200
100	60	80	100	120	140	160	180	200
120	60	80	100	120	140	160	180	200
140	60	80	100	120	140	160	180	200
160	60	80	100	120	140	160	180	200
180	60	80	100	120	140	160	180	200
200	60	80	100	120	140	160	180	200
240	60	80	100	120	140	160	180	200
280	60	80	100	120	140	160	180	200
320		80	100	120	140	160	180	200
360		80	100	120	140	160	180	200
400		80	100	120	140	160	180	200
440		80	100	120	140	160	180	200
480		80	100	120	140	160	180	200
520		80	100	120	140	160	180	200
560		80	100	120	140	160	180	200
600		80	100	120	140	160	180	200

Раньше широкий ассортимент продукции не позволял производителям осуществлять работу на склад из-за отсутствия уверенности в продаже заготовок.

Вновь вступившие в строй заводы нацелены на выпуск не конструкций как систем, требующих только укрупнительной сборки на строительной площадке, а неких унифицированных элементов [11].

Сопряжения прямолинейных унифицированных элементов в системы КДК, особенно под углами, на наш взгляд, легко реализуемы [12]. Но отрасли необходим атлас типовых узлов КДК.

В 2001 году Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. издали атлас строительных конструкций из клеёной древесины [13]. В 2021 году Александр Борисович Шмидт обновил издание атласа, который является единственной книгой- атласом, где представлено собрание оригинальных графических изображений известных в отечественной и мировой проектно-строительной практике конструкций из клеёной древесины.

С появлением крупных заводов производителей клеёных деревянных элементов и перекрёстно склеенных плит появятся новые производства по сборке, которые будут закупать у крупных производителей и изготавливать клеёные деревянные конструкции из унифицированных элементов. При достаточном количестве КДК, унифицированные клеёные деревянные элементы могут появиться в продаже на строительных рынках для частных застройщиков.

## Литература

1. Ковальчук Л.М. Производство клеёных деревянных конструкций. М.: ООО РИФ, 2005.336с.
2. Ковальчук Л.М. Российское производство клеёных деревянных конструкций: современное состояние и актуальные соображения к планированию его нормализации// Деревообрабатывающая промышленность. 2007. № 5. С.8-10.
3. Глухих В.Н., Черных А.Г., Данилов Е.В. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учетом начальных напряжений древесины. СПб.: СПбГАСУ, 2018.284с.
4. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С., Мамедов Ш.М. Обзор исследований, нормирования и применения LVL бруса в отечественной

и зарубежной строительной практике//СПб.: СПбГАСУ. Вестник гражданских инженеров № 1.2020, с.100–106.

5. Повышение конкурентоспособности изгибаемых клееных деревянных конструкций путем унификации размеров сечений / Р.А. Стяпин = Improving competitiveness of bendable glued wooden designs by unifying the cross section dimensions / Styapin R. A. // Вестник гражданских инженеров. 2012. N 6. С. 14–23.

6. ЛесПромИнформ 2019. № 1. URL: <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=5237>. (дата обращения 19.04.2021).

7. ГОСТ 20850-2014. Конструкции деревянные клеёные несущие. Общие технические условия. М.: Стандартиформ, 2015. 15 с.

8. Казакевич Т.Н., Мамедов Ш.М., Комарова Е.В., Донин Е.Н. Предварительный расчет арок для создания сортамента гнутоклеёных деревянных конструкций//Инновации. Наука. Образование. 2020. № 19. С. 462–470.

9. Glulam handbook volume 1 2013-10-17. URL: [https://www.woodcampus.co.uk/wp-content/uploads/2019/05/GLU\\_HAND\\_VOLUME-1.pdf](https://www.woodcampus.co.uk/wp-content/uploads/2019/05/GLU_HAND_VOLUME-1.pdf) (дата обращения 19.04.2021)

10. ГОСТ 7307-2016 Детали из древесины и древесных материалов. Припуски на механическую обработку. <https://docs.cntd.ru/document/1200144202>

11. Ковальчук Л.М., Пьянов А.И. Необходимость перехода на создание клееных деревянных конструкций из унифицированных элементов // Деревообработ. пром-сть. 2008. № 6. С. 12–20.

12. Серов Е.Н., Лабудин Б.В. Клеёные деревянные конструкции: состояние и проблемы развития//Лесной журнал.2013№2.

13. Шмидт, А. Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учеб. пособие / А. Б. Шмидт, П. А. Дмитриев. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 291 с.

**УДК 691**

*Виктор Евгеньевич Бызов,*  
канд. экон. наук, доцент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: mapana@inbox.ru*

*Viktor Evgenyevitch Byzov,*  
PhD in Sci. Ec.,  
Associate Professor  
(Saint Petersburg  
State University of Architecture  
and Civil Engineering)  
*E-mail: mapana@inbox.ru*

## **МОРФОЛОГИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ И ОЦЕНКА КОМПЛЕКСА СИСТЕМ ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **MORPHOLOGICAL ANALYSIS AND EVALUATION OF A COMPLEX OF EQUIPMENT SYSTEMS FOR MANUFACTURING ELEMENTS OF BUILDING STRUCTURES**

В процессе разработки технологического процесса изготовления готовой продукции наряду с другими решается задача минимизации затрат и получения максимального выхода из исходного сырья. Эта задача решается путем оптимального выбора оборудования для выполнения технологических операций. На предприятиях где изготавливаются строительные конструкции применяются различные виды оборудования. Одни виды оборудования обладают высокой производительностью, однако их стоимость также высока. Другие виды оборудования не обеспечивают высокий выход готовой продукции.

Для оптимального выбора оборудования на этапе проектирования технологического процесса применяют методы морфологического анализа. В данной статье рассматривается обоснование выбора системы оборудования для производства деревянных двутавровых балок из уголкового элемента. Уголкового элемента получают из круглых лесоматериалов с ядровой гнилью. В результате применения морфологического анализа найден оптимальный вариант выполнения технологических операций для изготовления балок.

*Ключевые слова:* морфологический анализ, строительные конструкции, двутавровые балки, технологический процесс, оптимальный выбор оборудования.

In the process of developing a technological process for the manufacture of finished products, along with others, the task of minimizing costs and obtaining the



maximum yield from raw materials is solved. This problem is solved by the optimal choice of equipment for performing technological operations. At enterprises where building structures are manufactured, various types of equipment are used. Some types of equipment have high productivity, but their cost is also high. Other types of equipment do not provide a high yield of finished products.

For the optimal choice of equipment at the design stage of the technological process, methods of morphological analysis are used. This article discusses the rationale for choosing a system of equipment for the production of wooden I-beams from corner elements. Corner pieces are obtained from heart rot round timber. As a result of the application of morphological analysis, the optimal variant of performing technological operations for the manufacture of beams was found.

*Keywords:* morphological analysis, building structures, I-beams, technological process, optimal choice of equipment.

Технологический процесс изготовления элементов строительных конструкций представляет собой сложную систему взаимосвязанных между собой технологических операций, осуществляемых с применением различного оборудования. Операции технологического процесса могут быть выполнены с применением нескольких типов оборудования, характеризующегося различными признаками. Обоснование выбора системы оборудования для выпуска готовой продукции осуществлялось с применением метода морфологического исследования [1]. Исследование проводилось на примере изготовления двутавровых балок из круглых лесоматериалов имеющих ядровую гниль. Способ изготовления балок изложен в работе [2]. Имеется патент Российской Федерации [3].

Целью морфологического исследования является разработка технологического процесса производства строительных конструкций на основе критериев минимальной себестоимости и максимального выхода готовой продукции. Исследование проводилось на примере изготовления двутавровых балок из круглых лесоматериалов имеющих ядровую гниль в два этапа. На первом этапе проведено описание и классификация технологических операций, изменяющих форму, размеры и свойства предмета обработки. Этот этап называется морфологическим анализом. Для достижения цели поиска новых технологических процессов производства элементов строительных конструкций и создания новых технологических схем была составлена морфологическая матрица технологических приемов, применяемых в процессе изготовления (табл. 1).

Таблица 1

Морфологическая матрица технологических приемов в процессе производства элементов строительных конструкций

Технологические операции	Индекс	Варианты выполнения операций			
		1	2	3	4
Раскряжка круглых лесоматериалов на короткомерные сортаменты	A1	Поперечная торцовка с ручным приводом	Поперечная торцовка с механизированным приводом	Поперечная торцовка с несколькими пилами и механизированным приводом	Поперечная торцовка с несколькими пилами и механизированным приводом
Сортировка по диаметру гнили	A2	Визуальная оценка размеров гнили	Автоматическая оценка размеров гнили		
Продольный раскрой (получение бруса)	A3	Агрегатная линия выпилки четырехкантного бруса	Фрезерно-пильная линия выпилки бруса	Ленточно-пильный станок	Многопильный круглопильный станок
Раскрой бруса на бруски	A4	Многопильный круглопильный станок	Ленточно-пильный станок		
Выборка четверти (удаление гнили)	A5	Фрезерный станок с ручной подачей	Фрезерный станок с механизированной подачей	Круглопильный станок с ручной подачей	Круглопильный станок с механизированной подачей

Технологические операции	Индекс	Варианты выполнения операций			
		1	2	3	4
Сушка в зажатом состоянии, выдержка	A6	Конвективная камера периодического действия	Сушильная камера с аэродинамическим нагревом	Реверсивная сушильная камера	Вакуумно-диэлектрическая камера
Торцевание с вырезкой дефектных мест	A7	Поперечная торцовка с ручным приводом	Поперечная торцовка с несколькими пилами и ручным приводом		
Доводка угла четверти	A8	Строгальный станок с ручной подачей	Строгальный станок с механизированной подачей	Фуговальный станок	
Нанесение клевого состава, выдержка	A9	Установка для нанесения клея вручную	Установка для механизированного нанесения клея		
Склеивание	A10	Ручной пресс	Механизированный пресс		
Торцевание в размер	A11	Поперечная торцовка с ручным приводом	Поперечная торцовка с механизированным приводом	Поперечная торцовка с несколькими пилами и ручным приводом	Поперечная торцовка с несколькими пилами и механизированным приводом

На втором этапе, называемом морфологическим синтезом, проведена оценка описаний различных систем технологических процессов и выбор из них тех которые соответствуют условию создания наиболее эффективного технологического процесса производства элементов строительных конструкций.

В морфологической матрице в левом столбце приводятся технологические операции производства двутавровых балок. В клетках матрицы, расположенных справа от этого столбца, находятся альтернативные варианты выполнения этих операций. Каждая из  $n$  технологических операций обладает определенным числом  $k_i$  различных вариантов. Структурная формула технологического процесса изготовления деревянных двутавровых балок из круглых лесоматериалов с сердцевинной ядровой гнилью может быть выражена индексами технологических операций,  $A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, A11$ . Однако, необходимо сочетание конкретных вариантов технологических операций, например,  $A1\setminus 2, A2\setminus 2, A3\setminus 1, A4\setminus 2, A5\setminus 3, A6\setminus 2, A7\setminus 2, A8\setminus 3, A9\setminus 2, A10\setminus 2, A11\setminus 4$ . Общее число всевозможных вариантов  $N$ , образующих морфологическое множество, определяется как произведение множеств альтернативных вариантов, образованных каждой строкой морфологической матрицы [4]:

$$N = \prod_{i=1}^n K_i = K_1 \cdot K_2 \dots K_i \cdot K_n,$$

где  $K_i$  – число альтернативных способов реализации  $i$  – ой технологической операции;  $n$  – число технологических операций.

Для приведенных в морфологической матрице технологических операций полное число решений составляет:

$$N = 4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 4 = 196608.$$

Однако, не каждый вариант технологической операции может сочетаться с остальными и составить единый технологический процесс производства деревянных двутавровых балок из круглых лесоматериалов с сердцевинной ядровой гнилью.

Построим  $n$  – мерное пространство, где  $n$  количество технологических операций. На каждой из осей, принадлежащей одной из технологических операций отложим ее варианты. Таким образом мы получили так называемый «морфологический ящик» [5]. В каждой точке

этого пространства, характеризуемой конкретными координатами, находится одно возможное решение. При выборе наиболее эффективного решения значительные трудности вызывает большое количество комбинаций. Необходимо рассмотреть все  $N = 196608$  вариантов схем технологического процесса изготовления деревянных двутавровых балок из круглых лесоматериалов с сердцевинной ядровой гнилью. Проанализировать все варианты и выбрать наилучший вариант сложно. Однако, варианты не эквивалентны друг другу. Одни очевидно хуже других, другие варианты не удовлетворяют требованиям к проектируемому технологическому процессу. Поэтому, целесообразно существенно сократить количество вариантов. Реализацию этой задачи произвели «методом на основе морфологического ящика» [6]. Этот метод входит в процедуру системно-параметрического синтеза, который был задействован для проектирования технологического процесса изготовления деревянных двутавровых балок из круглых лесоматериалов с сердцевинной ядровой гнилью.

Рассмотрим морфологическую таблицу (см. табл. 1). В правых столбцах этой таблицы приведены альтернативные варианты оборудования для выполнения технологических операций указанных в крайнем правом столбце. Варианты выполнения технологических операций различными видами оборудования обозначим  $A_i \setminus k$ , где  $i$  – цифра до косой черты порядковый номер столбца – технологической операции ( $i = 1, 2, \dots$ );  $k$  – цифра после косой черты – порядковый номер вида оборудования для выполнения этой технологической операции ( $k = 1, 2, \dots$ ). Все варианты приведены в табл. 2.

Таблица 2

A1\	A2\	A3\	A4\	A5\	A6\	A7\	A8\	A9\	A10\	A11\
A1\1	A2\1	A3\1	A4\1	A5\1	A6\1	A7\1	A8\1	A9\1	A10\1	A11\1
A1\2	A2\2	A3\2	A4\2	A5\2	A6\2	A7\2	A8\2	A9\2	A10\2	A11\2
A1\3		A3\3		A5\3	A6\3		A8\3			A11\3
A1\4		A3\4		A5\4	A6\4					A11\4

В табл. 2 выбираем два столбца, имеющие наименьшее число альтернативных вариантов. В первом случае это столбцы 2 и 4. Образумем из этих элементов все возможные парные комбинации (табл. 3).

Таблица 3

	<i>A4\1</i>	<i>A4\2</i>
<i>A2\1</i>	<b><i>A2\1 A4\1 Да</i></b>	<b><i>A2\1 A4\2 Да</i></b>
<i>A2\2</i>	<b><i>A2\2 A4\1 Да</i></b>	<b><i>A2\2 A4\2 Да</i></b>

Разделяем получившиеся на допустимые (Да), и наилучшие (Нет), которые исключаем из возможных вариантов синтеза технологического процесса. В нашем случае таких не оказалось. Затем из таблицы 2 выбираем следующий столбец с наименьшим числом альтернатив. Это столбец *A7\1*. Используя допустимые комбинации из таблицы 3 образуем все возможные комбинации (табл. 4).

Таблица 4

	<i>A2\1 A4\1</i>	<i>A2\1 A4\2</i>	<i>A2\2 A4\1</i>	<i>A2\2 A4\2</i>
<i>A7\1</i>	<b><i>A7\1 A2\1 A4\1 Да</i></b>	<b><i>A7\1 A2\1 A4\2 Да</i></b>	<i>A7\1 A2\2 A4\1 Нет</i>	<b><i>A7\1 A2\2 A4\2 Да</i></b>
<i>A7\2</i>	<i>A7\2 A2\1 A4\1 Нет</i>	<i>A7\2 A2\1 A4\2 Нет</i>	<b><i>A7\2 A2\2 A4\1 Да</i></b>	<b><i>A7\2 A2\2 A4\2 Да</i></b>

Таким образом, выбирая следующие столбцы и создавая возможные комбинации получили таблицу, которая выглядит следующим образом.

Сравнительный анализ комбинаций, приведенных ниже позволил считать допустимыми три комбинации, а остальные из них отнести к наилучшим и исключить.

Комбинация 1 – *A11\2 A6\1 A5\2 A3\1 A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2*.

Комбинация 2 – *A11\2 A6\1 A5\2 A3\1 A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2*.

Комбинация 3 – *A11\4 A6\1 A5\2 A3\1 A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2*.

Эти комбинации отличаются следующими сочетаниями. Комбинация 3 от комбинаций 1 и 2 видом оборудования для торцевания

готовых балок в размер. Комбинация 1 от комбинаций 2 и 3 видом оборудования для раскряжевки круглых лесоматериалов на короткомерные сортименты. Проанализировав полученные комбинации установили, что наиболее целесообразной комбинацией является комбинация 2. Принятый для дальнейших исследований вариант выполнения технологических операций процесса изготовления двутавровых балок из круглых лесоматериалов с ядровой сердцевинной гнилью приведен в таблице 5.

Таблица 5

№ п/п	Технологические операции	Вариант выполнения операции
1	Раскряжевка круглых лесоматериалов на короткомерные сортименты	Поперечная торцовка с механизированным приводом
2	Сортировка по диаметру гнили	Автоматическая оценка размеров гнили
3	Продольный раскрой (получение бруса)	Агрегатная линия выпилки четырехкантного бруса
4	Раскрой бруса на бруски	Ленточно-пильный станок
5	Выборка четверти (удаление гнили)	Фрезерный станок с механизированной подачей
6	Сушка в зажатом состоянии, выдержка	Конвективная камера периодического действия
7	Торцевание с вырезкой дефектных мест	Поперечная торцовка с несколькими пилами и ручным приводом
8	Доводка угла четверти	Строгальный станок с механизированной подачей
9	Нанесение клеевого состава, выдержка	Установка для механизированного нанесения клея
10	Склеивание	Механизированный пресс
11	Торцевание в размер	Поперечная торцовка с механизированным приводом

Таблица 6

	A6\I A5\I A3\2 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I	A6\I A5\2 A3\4 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I	A6\I A5\2 A3\I A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2	A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2	A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2
A1\I	A1\I A6\I A5\I A3\2 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I	A1\I A6\I A5\2 A3\4 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\I A6\I A5\2 A3\I A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het	A1\I A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het	A1\I A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het
A1\2	A1\2 A6\I A5\I A3\2 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\2 A6\I A5\2 A3\4 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\2 A6\I A5\2 A3\I A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Да	A1\2 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Да	A1\2 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het
A1\3	A1\3 A6\I A5\I A3\2 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\3 A6\I A5\2 A3\4 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\3 A6\I A5\2 A3\I A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het	A1\3 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het	A1\3 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het
A1\4	A1\4 A6\I A5\I A3\2 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\4 A6\I A5\2 A3\4 A1\I A8\I A10\I A9\I A7\I A2\I A4\I Het	A1\4 A6\I A5\2 A3\I A1\4 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het	A1\4 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Да	A1\4 A6\I A5\2 A3\I A1\2 A8\2 A10\2 A9\2 A7\2 A2\2 A4\2 Het



Таким образом, найден вариант выполнения технологических операций изготовления двутавровых балок из круглых лесоматериалов с сердцевинной гнилью.

## Литература

1. Соболев, И.М. Выбор оптимальных параметров в задачах со многими критериями / И.М. Соболев, Р.Б. Статников. – Москва: Дрофа, 2006 – 182 с. – Текст : непосредственный.
2. Byzov, V. E. (2020) Production of wooden I-beams from angular elements for low-rise housing. MPCPE, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 896. 012048.
3. Патент № 2654720 Российская Федерация МКП В27В 1/00 Способ получения конструкционной пилопродукции из круглых лесоматериалов, имеющих сердцевинную гниль: № 2017131378: заявл.06.09.2017: опубл. 20.05.2018 / Бызов В. Е., Торопов А.С., Торопов С.А.; заявитель СПбГАСУ. – Текст непосредственный.
4. Олдрин, В.М. Метод морфологического анализа технических систем / В. М. Олдрин. – Москва: ВНИИПИ, 1989. – 312 с. – Текст : непосредственный.
5. da Silva, L.L.C. (2011) Morphological analysis of electric vehicles in Sao Paulo's urban traffic. Future Studies Research Journal, vol. 3, no. 1, pp. 14–36.
6. Vetokhin, S.S. (2015) Morphological approach in inventive act and management. Industrial technology and engineering, no. 4, pp. 272–286.

## УДК 694.141.5

*Александр Григорьевич Черных,*

д-р техн. наук, профессор

*Владимир Николаевич Глухих,*

д-р техн. наук, профессор

*Александр Вячеславович Галяутдинов,* Alexander Vyacheslavovich Galyautdinov,  
студент student

(Санкт-Петербургский

государственный

архитектурно-строительный

университет)

*Екатерина Александровна Фурман*

(ООО «Большепролет»)

*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*

*tehmeh@spbgasu.ru,*

*aleks.g.pgs@yandex.ru,*

*furman.dom11@gmail.com*

*Alexander Grigoryevich Chernykh,*

Dr. Sci. Tech., Professor

*Vladimir Nikolaevich Glukhikh,*

Dr. Sci. Tech., Professor

*Alexander Vyacheslavovich Galyautdinov,*

student

(Saint Petersburg

State University

of Architecture

and Civil Engineering)

*Ekaterina Aleksandrovna Furman*

(«Bolsheprolet»)

*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*

*tehmeh@spbgasu.ru,*

*aleks.g.pgs@yandex.ru,*

*furman.dom11@gmail.com*

## **РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА И РАССТАНОВКИ ПРУЖИННЫХ СИЛОВЫХ КОМПЕНСАТОРОВ В СРУБОВЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ДЕРЕВЯННОГО ДОМОСТРОЕНИЯ**

### **DEVELOPMENT OF A METHODOLOGY FOR CALCULATING AND PLACING SPRING FORCE COMPENSATORS IN LOG STRUCTURES OF WOODEN HOUSING CONSTRUCTION**

Внутренние напряжения роста, возникающие в растущем дереве, являются причиной появления деформаций в объектах деревянного домостроения. С целью уменьшения деформаций в оцилиндрованных бревнах предлагается применение пружинных силовых компенсаторов. В данной работе проанализированы результаты теоретических исследований по влиянию пружинных компенсаторов на напряженно-деформированное состояние конструкций сруба. Разработана методика определения эффективного местоположения компенсационных устройств по длине бревна. Получены графики зависимости компенсирующей деформации от места расположения в бревнах при разных технических характеристиках устройств. В результате была составлена методика расчета и расстановки пружинных силовых компенсаторов. Выполненный анализ позволяет эффективно использовать

пружинные силовые компенсаторы при проектировании строительстве зданий.

*Ключевые слова:* пружинные силовые компенсаторы, бревенчатый сруб, деревянные конструкции, напряжения роста, деревянное домостроение, деформации выпучивания.

Internal stresses of growth arising in a growing tree are the reason for the appearance of deformations in wooden housing objects. In order to reduce deformations in rounded logs, it is proposed to use Spring Force Compensators. In this paper we analyze the results of theoretical studies on the effect of prestressed devices on the stress-strain state of log structures. A method for determining the effective location of compensation devices along the length of the log has been developed. The graphs of a compensating deformation versus location in the logs were obtained for different technical characteristics of the devices. As a result, a methodology was drawn up for calculating and placing Spring Force Compensators. The performed analysis makes it possible to effectively use Spring Force Compensators in the design and construction of buildings.

*Keywords:* spring force compensators, log structures, wooden structures, growth stresses, wooden housing objects, bulging effect.

## **Введение**

Среди широкого спектра загородного строительства немаловажную позицию занимают дома из оцилиндрованного бревна. Они имеют как преимущества, так и недостатки. Одним из главных преимуществ, которое относится ко всем деревянным конструкциям, является положительное влияние на экологическую ситуацию в мире [1, 2].

К недостаткам деревянных домов можно отнести образование межвенцовых щелей, трещин и выпучивание бревен [3, 4]. Все это отрицательно сказывается на эстетических качествах и технических характеристиках дома. Для уменьшения величины отклонений бревен от продольной оси используются специальные пружинные силовые компенсаторы.

Одной из причин появления деформации бревна являются внутренние напряжения роста, которые описаны в трудах [5, 6, 7, 8]. Вследствие оцилиндровки бревна в стволе дерева происходит перераспределение внутренних напряжений. В результате этого появляется изгибающий момент, который стремится деформировать бревно. Формулы для определения внутреннего усилия были получены в труде [9].

За основу конструкции пружинного силового компенсатора было взято устройство «пружинный узел сила» (рис. 1).

Пружинный силовой компенсатор стягивает два бревна между собой. Для этого в верхнем бревне высверливается посадочное гнездо диаметром на 5 мм больше, чем диаметр пружины, на разную глубину в зависимости от диаметра используемых бревен (рис. 2).



Рис. 1. Схема пружинного силового компенсатора: 1 – стержень; 2 – головка стержня; 3 – пружина; 4 – резьба

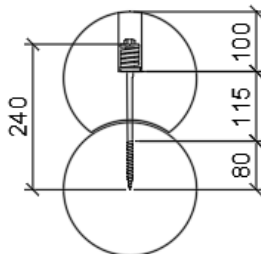


Рис. 2. Схема установки крепежа

## Методика расчета и расстановки пружинных силовых компенсаторов

Алгоритм действий по разрабатываемой методике представлена на рис. 3.

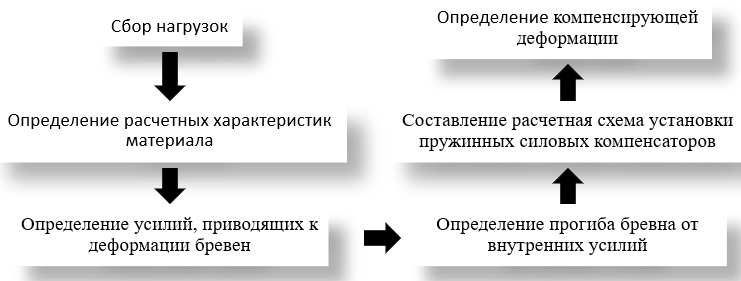


Рис. 3. Алгоритм действий

В качестве нагрузки учитываем только постоянную, так как остальная нагрузка имеет определенный коэффициент длительности, что говорит о возможном ее изменении. Пружинные компенсаторы необходимо рассчитывать на худший случай, когда внешнее воздействие минимально. К постоянной нагрузке относятся собственный вес конструкций – вес кровли, вес перекрытий, вес бревен стены.

Бревна, расположенные на разных отметках, воспринимают разную нагрузку. Это влияет на величину деформации, которую необходимо компенсировать с помощью пружинных силовых компенсаторов. В конце этого пункта составляется таблица с указанием нагрузки на каждое бревно в доме (рис. 4).

Стена в осях ...-...				
Номер бревна	Формула для определения усилия	Название усилия	Значение	Ед. изм.
1	2	3	4	5
...	...	...	...	...

Рис. 4. Пример таблицы

Для определения нагрузки на каждое бревно составлена общая формула:

$$Q_i = Q_{\text{соб.вес}} \cdot (i-1) + Q_{\text{кров.}} + Q_{\text{перек.}} + Q_{\text{соб.вес}}, \quad (1)$$

где  $Q_{\text{соб.вес}}$  – собственный вес бревен в конструкции стены, Н/м;  
 $Q_{\text{кров.}}$  – собственный вес всех элементов конструкции кровли, Н/м;  
 $Q_{\text{перек.}}$  – собственный вес элементов конструкции перекрытий, Н/м;  
 $i$  – порядковый номер бревна (сверху-вниз).

Для расчета необходимо знать некоторые характеристики материала. Определяются расчетные характеристики по действующей нормативной документации [10].

Расчетный модуль упругости определяем по формуле

$$E^{\text{II}} = E_{\text{ср}} \cdot m_{\text{дл.Е}} \cdot \prod m_i. \quad (2)$$

Данный расчет служит для определения деформации бревна, поэтому можно ограничиться определением расчетного модуля упругости древесины по предельным состояниям 2-й группы.

Расчетные формулы изгибающего момента и равнодействующей силы от воздействия внутренних напряжений роста были получены в статье [9].

Для определения равнодействующей силы служит формула:

$$N = \iint_{-R_2}^{+R_2} \left( k_4 \cdot \left( (x+a)^2 + y^2 \right)^2 - b_0 \right) dx dy. \quad (3)$$

Для определения изгибающего момента служит формула:

$$M_{0y} = \iint_{-R_2}^{+R_2} \left( k_4 \cdot \left( (x+a)^2 + y^2 \right)^2 - b_0 \right) \cdot x dx dy. \quad (4)$$

где  $R_2$ , м – радиус оцилиндрованного бревна;  $a$ , м – смещение оси

при оцилиндровке бревна;  $k_4 = \frac{\sigma_R + \sigma_0}{R^4}$  – коэффициент;  $\sigma_R$ , МПа –

напряжения на контуре ствола;  $\sigma_0 = \frac{\sigma_{BC}}{1,8255}$ , МПа – напряжения в центре ствола.

В результате воздействия внутренних напряжений роста с двух сторон примем для упрощения расчета, что бревно получит симметричную деформацию в вертикальной плоскости как показано на рис. 5 [5].

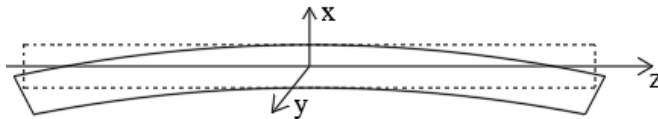


Рис. 5. Деформация бревна по вертикали

Для получения деформации от внутренних усилий принимаем, что бревно находится в свободной состоянии, т.е. без внешней нагрузки. Т. к. была принята симметричная схема (рис. 5), то можно разделить бревно на две одинаковые части по середине и рассчитать деформацию для одной из половин.

Исходя из этого, в качестве расчетной схемы принимаем, консольную балку длиной  $l/2$ , т. к. бревно симметрично изгибается относительно середины (рис. 6).

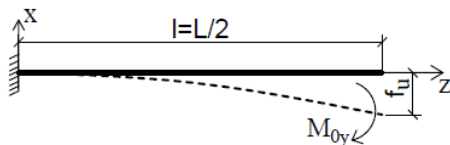


Рис. 6. Расчетная схема для определения прогиба

Определив по формуле (5) максимальный изгибающий момент от действия внутренних напряжений роста, можно получить прогиб, который будет появляться в этом случае. Воспользуемся формулой для определения перемещения консольной балки [11, 12, 13]:

$$E^{\text{II}} \cdot I_y \cdot x(z) = \int dz \int M_y dz, \quad (5)$$

где  $E^{\text{II}}$  – модуль упругости древесины по 2-му предельному состоянию;  $I_y$  – момент инерции сечения относительно оси OY;  $x(z)$  – перемещение конца консольной балки;  $M_y$  – изгибающий момент относительно оси OY;

Проинтегрировав уравнение (6), получим формулу для определения перемещения конца бревна:

$$f_u = x(z) = \frac{M_{0y} \cdot z^2}{2 \cdot E^{\text{II}} \cdot I_y} + C_1 \cdot z + C_2, \quad (6)$$

где  $f_u$  – перемещение конца бревна;  $M_{0y}$  – изгибающий момент от действия внутренних напряжений роста;  $z$  – координата точки, в которой необходимо определить прогиб;  $C_1$  и  $C_2$  – постоянные интегрирования.

На бревно в венцах срубной конструкции действует давление от вышележащих конструкций. Это воздействие принимаем как равномерно распределенную нагрузку. Перерубы по концам бревна заменяем дополнительным воздействием от смежной стены, как сосредоточенное усилие на конце. Часть прогиба, вызванная внутренними напряжениями, компенсируется за счет веса самих конструкций. В тех венцах, где внешняя нагрузка не может компенсировать деформацию бревна, целесообразно применить пружинные силовые компенсаторы, которые служат дополнительным источником воздействия.

Для определения необходимого количества прижимных устройств нужно составить расчетную схему. Принимаем, что в результате полученной деформации от внутренних усилий, бревно будет иметь одну точку контакта с нижним бревном посередине (в месте заделки). Расчетная схема установки пружинных силовых компенсаторов представлена на рис. 7.

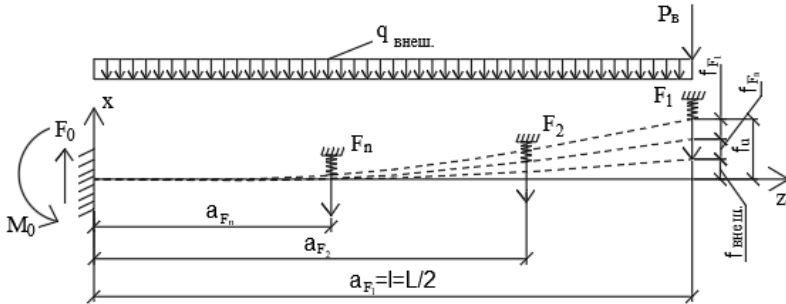


Рис. 7. Расчетная схема установки:  $f_{F_1}, f_{F_2}, f_{внеш}$  – часть прогиба, устраняемая прижимными устройствами и внешней нагрузкой;  $a_{F_n}, a_{P_n}$  – расстояние до прижимных устройств и сосредоточенной внешней нагрузки;  $F_1, F_2, F_n$  – усилия от прижимных устройств;  $q_{внеш}$  – распределенная внешняя нагрузка;  $P_в$  – сосредоточенное усилие от переруба на конце бревна

Должно выполняться условие совместной деформации:

$$f_1 + f_n + f_{внеш} = f_u. \quad (7)$$

Для расчета компенсирующей деформации от действия пружинных силовых компенсаторов и внешней нагрузки воспользуемся методом начальных параметров [11, 14].

Определим внутренний изгибающий момент в общем виде для произвольного сечения:

$$M_x = \sum_{n=0...} F_n (x - a_{F_n}) + \sum_{n=1...} P_n (x - a_n) + \sum_{n=1...} \frac{q_n \cdot (x - a_{q_n})^2}{2} + \sum_{n=1...} M_n \cdot (x - a_{M_n})^0. \quad (8)$$



Для определения реакций в заделке необходимо составить систему уравнений:

$$\sum OY = \sum_{n=0\dots} F_n + \sum_{n=1\dots} P_n + \sum_{n=1\dots} q_n \cdot l_{q_n}; \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = & \sum_{n=0\dots} M_n + \sum_{n=0\dots} F_n \cdot a_{F_n} + \\ & + \sum_{n=1\dots} P_n \cdot a_{P_n} + \sum_{n=1\dots} q_n \cdot l_{q_n} \cdot \left( a_{q_n} + \frac{l_{q_n}}{2} \right). \end{aligned} \quad (10)$$

где  $P_n$  – сосредоточенное усилие от внешней нагрузки;  $F_n$  – сосредоточенное усилие от прижимных устройств;  $M_n$  – изгибающие моменты;  $M_0$  – изгибающий момент в заделке;  $F_0$  – усилие в заделке;  $a_{q_n}$  – распределенная внешняя нагрузка;  $l_{q_n}$  – длина площадки распределения нагрузки;  $a_{F_n}$  – расстояние от заделки до места приложения сосредоточенной нагрузки от прижимных устройств;  $a_{P_n}$  – расстояние от заделки до места приложения сосредоточенной внешней нагрузки;  $a_{q_n}$  – расстояние от заделки до места приложения крайней левой точки распределенной нагрузки (в данном случае  $a_{q_n} = 0$ ).

После составления уравнения (8) для конкретного случая, необходимо определить компенсирующую деформацию. Для этого воспользуемся универсальным уравнением для определения прогиба в заданном сечении:

$$y(x) = \frac{1}{E \cdot I_x} \cdot \iint M(x) dx. \quad (11)$$

Представленный выше расчет ведется в четыре этапа:

- определение компенсирующей деформации от внешней нагрузки;
- выявление по формуле (7) остаточной деформации, которую необходимо компенсировать пружинными силовыми компенсаторами.
- определение деформации от прижимных устройств на конце бревна;
- определение деформации от необходимого количества промежуточных пружинных силовых компенсаторов.

## График зависимости компенсирующей деформации от усилия пружинных силовых компенсаторов

Для эффективного использования пружинных силовых компенсаторов необходимо найти оптимальное сочетание между местом установки устройств и усилиями, вызванными ими.

В результате, воспользовавшись представленными выше формулами, можно построить график зависимости компенсирующей деформации от усилия пружинных силовых компенсаторов для разного положения этих устройств по длине бревна (рис. 8).

Начальные параметры для построения графика:

- взять несколько точек на бревне с шагом 0,1 м;
- разбить усилия, которые могут оказывать пружинные силовые компенсаторы, на несколько групп с шагом 0,1 кН.

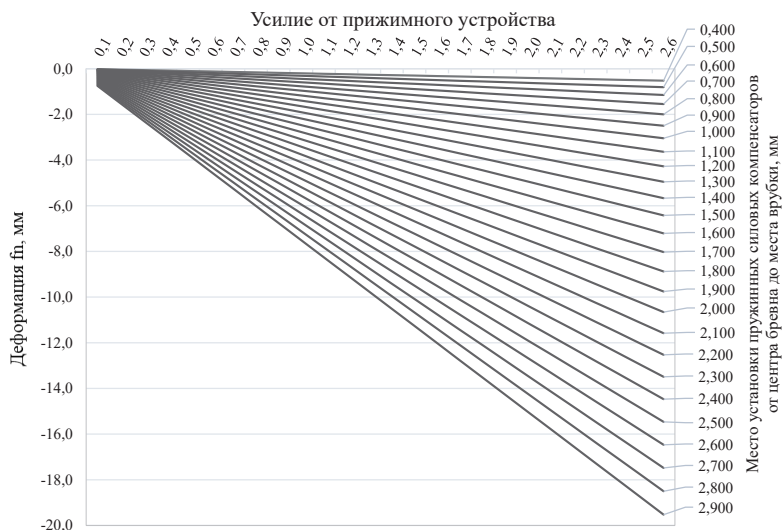


Рис. 8. График зависимости компенсирующей деформации от усилия пружинных силовых компенсаторов

Выбор рациональных технических характеристик (жесткость, диаметр, материал) пружинных силовых компенсаторов зависит

от выбора пружины, то есть от усилия, которое она может вызвать. Для этого служит график на рис. 8.

## Вывод

В результате теоретических исследований была разработана методика расчета и расстановки пружинных силовых компенсаторов в срубовых конструкциях деревянного домостроения. Это дает возможность научно-обоснованному применению пружинных устройств при проектировании и строительстве малоэтажных домов.

Анализируя график на рис. 8, можно сделать вывод, что чем больше усилие прижимного силового компенсатора, и чем ближе это устройство к концу бревна, тем большую деформацию они могут компенсировать.

## Литература

1. Серов Е.Н., Ю.Д. Санников, А.Е. Серов. Проектирование деревянных конструкций. М., СПб.: Изд-во АСВ, 2011. 536 с.
2. M. Asif. Sustainability of timber, wood and bamboo in construction – Sustain. Constr. Mater. Elsevier. 2009. P. 31–54.
3. Пискунов Н. С. Дифференциальное и интегральное исчисления для втузов, т.2: Учебное пособие для втузов. М.: Наука, Главная редакция, физико-математической литературы. 1985. 560 с.
4. M. Cabaleiro, R. Lindenberg, W.F. Gard, P. Arias, J.W.G. Van De Kuilen. Algorithm for automatic detection and analysis of cracks in timber beams from LiDAR data/ Constr Build Mater. 2017. P. 41–53.
5. В.Н. Глухих, А.Л. Акопян, А. Ю. Охлопкова. Природные особенности древесины. СПб.: Издательство Политехнического университета. 2018. 391 с
6. В.Н. Глухих, А.Г. Черных. Анизотропия древесины. Технологический аспект. Монография. СПб.: СПбГАСУ. 2013. 240 с.
7. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. М.: Лесная промышленность. 1978. 224 с.
8. Кузнецов А.И. Внутренние напряжения в древесине. М.; Л.: Гослесбуиздат. 1950. 59 с.
9. А.Г. Черных, Мамедов Ш.М., Нижегородцев Д.В., Галаятдинов А.В. Анализ усилий, приводящих к кривизне и выпучиванию бревен в деревянном домостроении // Научный аспект. 2020. № 3. С. 841–850.

10. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Стандартинформ, 2017. 90 с.

11. Г.Д. Межецкий, Г.Г. Загребин, Н.Н. Решетник. Сопротивление материалов: Учебник / под общ. Ред. Г.Д. Межецкого, Г.Г. Загребина. 5-е изд. М. 2016. 432 с.

12. Конструкции из дерева и пластмасс / под ред. Г.Г. Карлсена, Ю. В. Слицкоухова. 5-е изд. М.: Стройиздат. 1986. 543 с.

13. Carl T. F. Ross The late John Case A. Chilver. Strength of Materials and Structures 4th Edition. 1999. pp. 720.

14. Wood as an engineering material: Wood handbook. Forest Products Laboratory. USA. 1999.

### **УДК 624.07**

*Александр Георгиевич Гоцадзе,*  
студент

*Егор Евгеньевич Васин,*  
студент

*Елена Геннадьевна Шабикова,*  
студент

(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)

*E-mail: aleksandr.gotcadze@outlook.com,*

*vasin-e@mail.ru*

*shabikovaelena@yandex.ru*

*Aleksandr Georgievich Gotcadze,*  
student

*Egor Evgenievich Vasin,*  
student

*Elena Gennadevna Shabikova,*  
student

(Saint Petersburg  
State University of  
Architecture  
and Civil Engineering)

*E-mail: aleksandr.gotcadze@outlook.com,*

*vasin-e@mail.ru*

*shabikovaelena@yandex.ru*

## **АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ ИЗ CLT ДЛЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

### **CALCULATION ALGORITHM OF THE BUILDING OF CLT FOR THE RUSSIAN FEDERATION**

Проектирование современных конструкций из CLT в России все еще развито в достаточной степени, несмотря на рост заинтересованности в технологиях. Предлагается алгоритм расчёта для проектирования конструкций CLT в России. Расчет проводится в соответствии с российскими нормами СП 64.13330 Деревянные конструкции. Алгоритм расчета позволяет, автоматизировать проектирование, а так же – рассчитывать CLT по актуальным

российским нормам. Моделирование производилось в программе автоматизированного проектирования Revit, реализующей принцип информационного моделирования зданий. С помощью программы Dlubal RFEM (ПО на основе метода конечных элементов) были получены расчетные значения внутренних напряжений, которые сравнивались с расчетным сопротивлением в соответствии с российскими сводами правил. Особое внимание уделяется вопросу смятия панели CLT.

*Ключевые слова:* CLT-панели, деревянные конструкции, смятие, скалывание, моделирование, перекрестно склеенные доски.

The design of modern CLT structures in Russia is still under development. This calculating algorithm is proposed for designing of the CLT structures in Russia. The calculation of the CLT was carried out in accordance with the Russian codes of SP 64.13330.2017 Timber structures. The calculation algorithm allows, on the one hand, to automate the design and, on the other hand, to calculate the CLT according to the existing Russian codes of SP 64.13330.2017 Timber structures. In our case modelling was done in the Revit software for computer-aided design that implements the principle of building information modelling. For comparison internal stresses (shear, tensile and compressive) with the design resistance accordance with Russian codes "СП" calculation results were obtained from the program Dlubal RFEM (finite element structural analysis program). To obtain new values of compression stress perpendicular to the CLT plane and its subsequent verification, there is a branch in the algorithm.

*Keywords:* CLT, design procedure, wooden structures, crushing, chipping, modeling, cross-glued boards.

## **Введение**

На сегодняшний день большую популярность в Европе получила новая технология многоэтажного домостроения из дерева с использованием CLT. Преимущества применения данного материала: экологичность, низкая теплопроводность, высокая пожаростойкость, высокая звукоизоляция, безусадочность, малые сроки строительства, высокая сейсмоустойчивость здания. Поскольку древесина – легкий строительный материал, CLT может стать подходящим конструкционным материалом для многоэтажного строительства.

Алгоритм расчета здания из CLT представлена в виде блок-схемы на рис. 1.

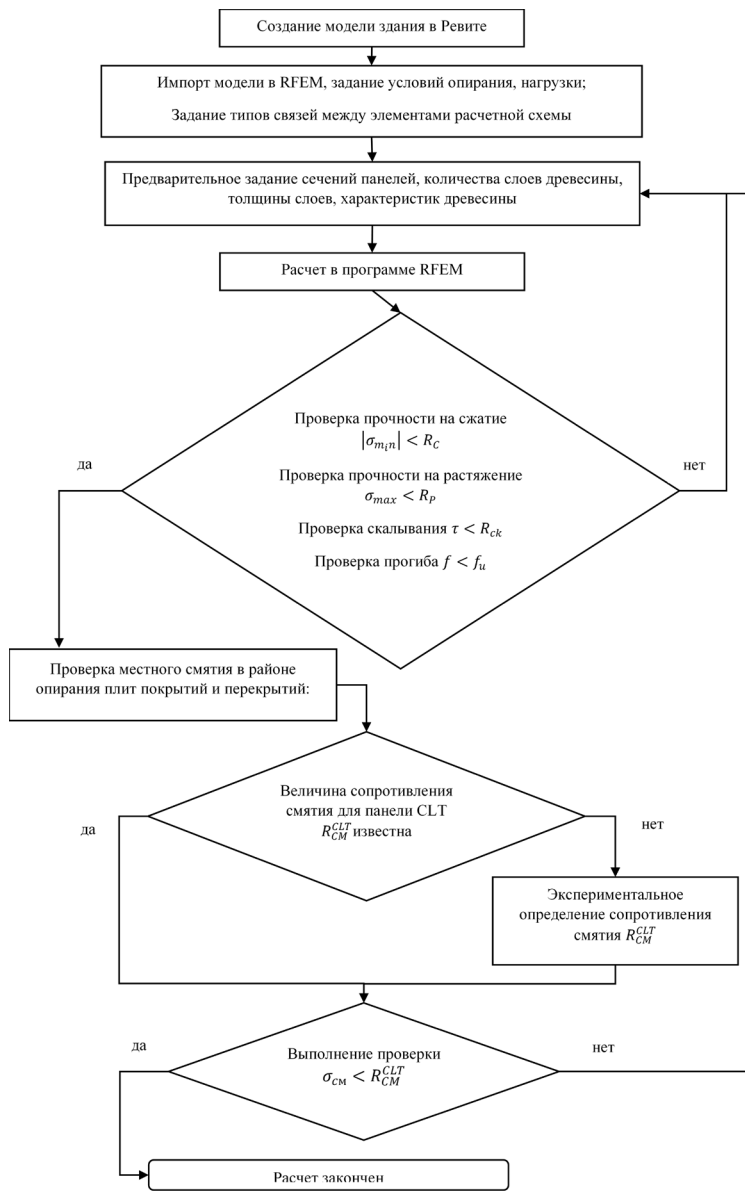


Рис. 1. Блок-схема расчёта зданий из CLT

## Материалы и методы

CLT-панели представляют собой ламели из соснового пиломатериала, склеенные между собой двухкомпонентным клеем с поперечносклееными слоями. Характеристики для каждого слоя были рассчитаны вручную с использованием СП 64.13330 Деревянные конструкции [4]. CLT – это композитный разномодульный материал, поэтому при расчете был использован метод приведенного сечения. В этом исследовании производится ручной расчет CLT как по балочной, так и по плитной теории. Также приведен расчетный алгоритм с использованием программного обеспечения.

**Теория метода приведенного сечения.** В связи с тем, что направления волокон в слоях CLT меняются, и древесина имеет разный модуль упругости в разных направлениях, CLT является композитным разномодульным материалом, то есть материалом с неоднородными свойствами по толщине. Расчет CLT производится по методу приведенного сечения.

**Расчет CLT с использованием балочной теории.** Геометрические характеристики CLT, а также последующий расчет определяются с использованием метода приведенного сечения [1] при следующем допущении: модулем упругости перпендикулярных к нагрузке слоев пренебрегается, т. е.  $E_{mm90} = 0$ .

**CLT как двумерные несущие плиты или панели.** CLT также может работать в двух направлениях как плита или панель, воспринимать нагрузки в разных направлениях, одновременно передавать поперечные и продольные силы.

Эффект двусосного нагружения панели рассматривается в случае с несколькими направлениями внешней нагрузки. Есть две распространенные модели представления панели CLT: сетчатая и ортотропная. В последнем случае поперечное сечение CLT рассматривается как для оболочки [2, 5].

Моделирование, основанное на значениях жесткости, представленных матрицей, упрощает учет всех свойств CLT. В данном случае производится проверка по несущей способности с учетом внутренних напряжений в отдельных слоях.

**Моделирование CLT в программном комплексе.** Моделирование выполнялось в ПО Revit, создание модели с элементами стен, крыши и полом, с учетом проемов представлено на рис. 2.

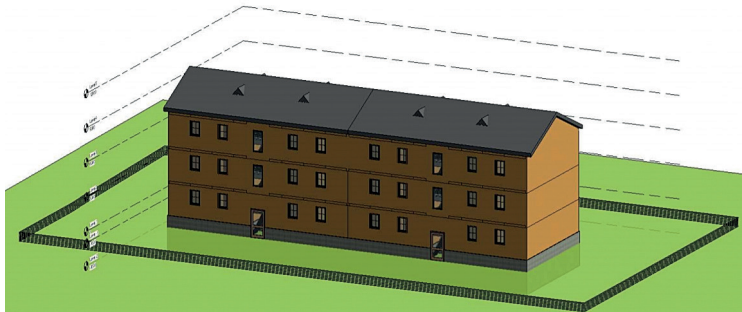


Рис. 2. Модель здания в Revit

В данном случае использование ПО Revit позволило создать пространственную модель здания, которая будет экспортирована в расчетный комплекс RFEM в качестве расчетной схемы. Расчетная схема в RFEM (стены, перекрытия и элементы крыши) импортируются в программу как пластинчатые элементы (рис. 3).

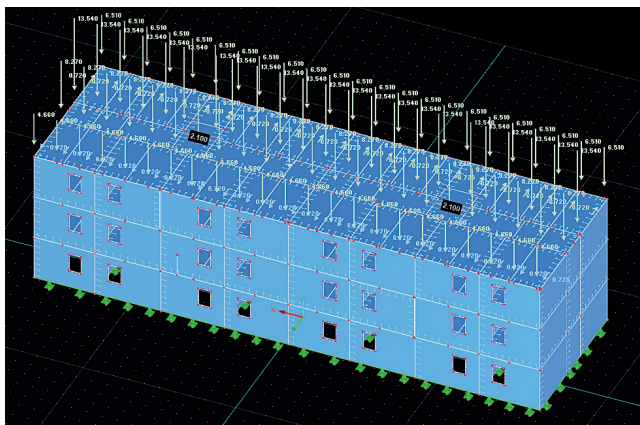


Рис. 3. Расчётная схема здания в Dlubal RFEM



Расчет в ПО Dlubal RFEM выполнялся методом конечных элементов при помощи модуля RF LAMINATE для расчета клееных конструкций. Пространственная расчетная схема представлена в данном проекте системой пластин. После получения значений нагрузок, действующих на конструкцию, создаются соответствующие сочетания нагрузок. Граничные условия опирания стен на фундамент: в качестве опоры вдоль стеновых панелей назначены, как линейные шарниры, ограничивающие перемещения во всех направлениях и разрешающие поворот. Все панели между собой соединены линейными шарнирами. Стены и перекрытия заданы прямоугольными пластинами.

Исходными данными для проектирования являются характеристики каждого слоя древесины. На этом этапе предварительно задается поперечное сечение панелей (рис. 4).

1.2 Характеристики материала - Ортотропный

Актуальная композиция: 3 | наружная стена 5 слойная

Цвет: Перечень поверхностей: Композиция № 3

Слой №	A Обозначение материала	B Толщина t [мм]	C Направление ортотропии β [°]	D Модуль упругости E [Н/мм <sup>2</sup> ]	E E <sub>x</sub> E <sub>y</sub>	F G <sub>xz</sub>	G Модуль сдвига G <sub>yz</sub> [Н/мм <sup>2</sup> ]	H G <sub>xy</sub>	Коеф.
1	Древесина хвойных пород С27	40.0	0.00	12000.0	400.0	720.0	72.0	720.0	
2	Древесина хвойных пород С27	40.0	90.00	12000.0	400.0	720.0	72.0	720.0	
3	Древесина хвойных пород С27	40.0	0.00	12000.0	400.0	720.0	72.0	720.0	
4	Древесина хвойных пород С27	40.0	90.00	12000.0	400.0	720.0	72.0	720.0	
5	Древесина хвойных пород С27	40.0	0.00	12000.0	400.0	720.0	72.0	720.0	
6									
7									
8									
9									

Информация

Слой №: 0

- объемный вес: [Н/м<sup>3</sup>]

- вес поверхности: [Н/м<sup>2</sup>]

Σ Толщина: 200.0 [мм]

Σ Вес поверхности: 1.00 [Н/м<sup>2</sup>]

Плоскость-ориентир

Сдвиг плоскости-ориентира: 0.0 [мм]

Относительно:

Верхнего края

Центра композиции

Нижнего края

Местная ось z  
↑ Направление  
↓ Снизу

Расчет | Подробности | Нормы | Графика | OK | Отмена

Рис. 4. Задание характеристик дерева для каждого слоя для CLT панели

Нагрузка основного сочетания определяется по формуле 6.1 [1]

$$C_m = P_d + (\psi_{11}P_{11} + \psi_{12}P_{12} + \psi_{13}P_{13} + \dots) + (\psi_{21}P_{21} + \psi_{22}P_{22} + \psi_{23}P_{23} + \dots) \quad (1)$$

В соответствии формулой было составлено расчетное сочетание нагрузок. В расчетные сочетания нагрузок для плит покрытия входит постоянная нагрузка, нагрузка от собственного веса и кратковременные нагрузки (от снега и ветра) [3]. Результаты расчета: в результате расчета получаются изо поля касательных и нормальных напряжений в каждом слое панелей. RF-LAMINATE преобразовывает полученные внутренние усилия пластины во внутренние усилия каждого слоя. Распределение любых видов внутренних усилий по сечению представляется графически. Далее программный модуль выделяет изгибающие, сжимающие или растягивающие составляющие внутренних усилий как показано на рис. 5.

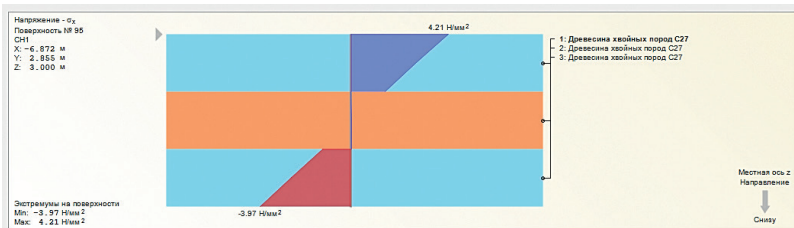


Рис. 5. Графическое представление распределения нормальных напряжений по сечению панели

Проверка прочности на скалывание, растяжение, сжатие и проверка прогиба производится в соответствии с СП. Расчетные значения напряжений, полученных с помощью программного комплекса Dlubal RFEM, необходимо сравнить с расчетным сопротивлением по СП [4].

Расчетное сопротивление древесины согласно пункту 6.2 [4], отсортированной по классам прочности определяют по формуле:

$$R^p = \frac{R^H m_{дл} \cdot \Pi m_i}{\gamma_m} \quad (2)$$

Расчёт плит перекрытия: Расчёт элементов, работающих на изгиб и на скалывание, проводился в соответствии с СП [4]. Пример эпюры нормальных напряжений по сечению панели перекрытия представлен на рис. 5.

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_u \quad (3)$$

по пункту 7.9 [4]. Необходимо выполнение условия

$$\sigma < R_u, \quad (4)$$

где  $R_u$  – расчетное сопротивление изгибу.

Счет изгибаемых элементов на прочность по скалыванию:

$$\tau = \frac{QS'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} b_{\text{рас}}} \leq R_{\text{ск}} \quad (5)$$

по пункту 7.9 [4]. Необходимо выполнение условия

$$\tau < R_{\text{ск}}, \quad (6)$$

где  $R_{\text{ск}}$  – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

Проверка скалывания перпендикулярно волокон, для элемента панели приведена на рис. 6.

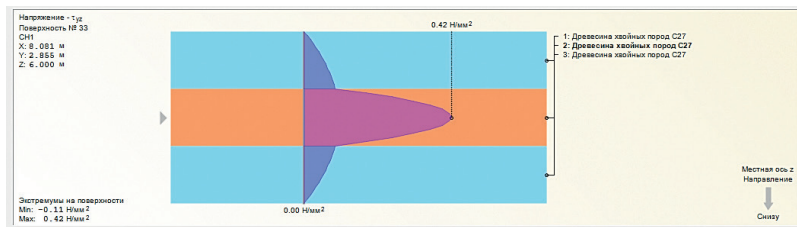


Рис. 6. Графическое представление распределения касательных напряжений по сечению панели

По второй группе предельных состояний [4], проверке подлежит суммарный относительный прогиб плиты под действием длительной нагрузки (комбинация нагрузок от собственного веса,

перегородок и людей) и предельные прогибы (физиологические). Фактическое значение прогиба может быть получено из расчета в ПО Dlubal RFEM (рис. 7)

$$f < f_u. \quad (7)$$

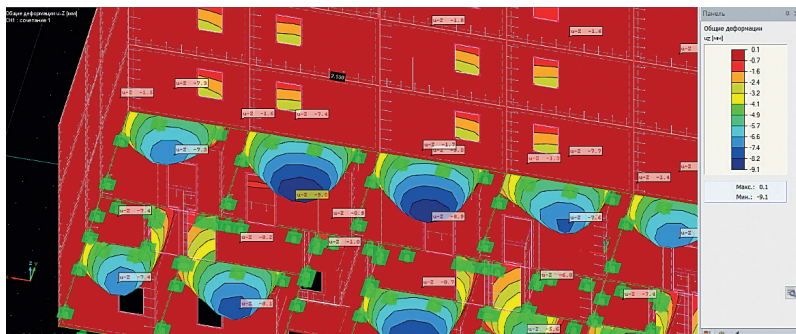


Рис. 7. Значения вертикальных перемещений

Расчёт плит покрытия: По СП [4], изгибаемые элементы следует рассчитывать по двум предельным состояниям на прочность по нормальным, касательным напряжениям и на прогиб. По 2ГПС проверке подлежит суммарный относительный прогиб плиты под действием длительной нагрузки (комбинация нагрузок от собственного веса, нагрузки от снега). Расчет стеновых панелей: Стеновые панели рассматриваются как сжато-изгибаемые элементы. Расчет производится на прочность и устойчивость. Горизонтальные сечения стен проверяются расчетом на прочность. Согласно пункту 7.17 [4] расчет на прочность по нормальным напряжениям сжато-изгибаемых элементов следует выполнять по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{Д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (8)$$

необходимо выполнения условия

$$\sigma < R_c, \quad (9)$$

где  $R_c$  – расчетное сопротивление сжатию. Пример эпюры нормальных напряжений в стеновой панели представлен на рис. 8.



Рис. 8. Графическое представление распределения нормальных напряжений по сечению наружной стеновой панели

Расчет изгибаемых элементов на прочность по скалыванию производится согласно п. 7.10 [4]. Проверка прочности на местное смятие в районе опирания плит покрытий и перекрытий. На смятие следует проверить панели перекрытий и панели покрытия. Необходимо теоретическое значение вертикальной силы, возникающей в плитах перекрытия и покрытия. На рис. 9 приведены изополя внутренних усилий, возникающих по вертикальной оси в плитах перекрытий. Как можно увидеть, максимальные значения напряжений распределены в опорах.

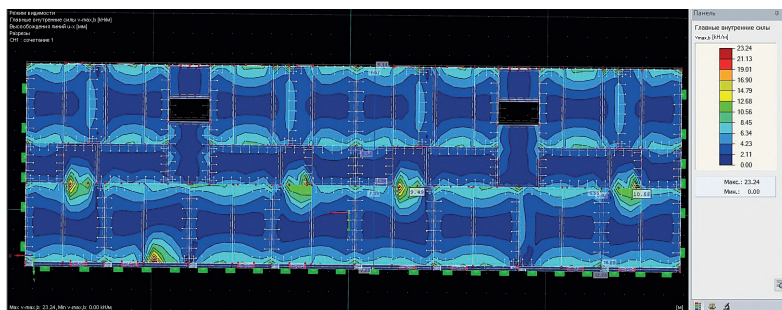


Рис. 9. Изополя внутренних напряжений, возникающие по вертикальной оси в элементах перекрытия

Экспериментальное определение сопротивлению местному смятию плит перекрытия CLT. Из-за отсутствия нормативных документов на испытание CLT, испытания проводились по аналогии

с испытаниями на местное смятие. В результате исследования местного смятия, моделируется опирание 5-слойной плиты перекрытия на стеновую панель, как показано на рис. 10. Определение значения напряжений, при которых происходило смятие табл. 1.



Рис. 10. Моделирование опирания 5 слойной панели перекрытия на стеновую панель

Сравнение теоретических значений напряжений смятия и предельных (экспериментальных): после получения теоретических и экспериментальных значений производится проверка смятия древесины. Преобразовав экспериментальные значения сопротивления смятию в максимальную допустимую распределенную по длине нагрузку, можно выполнить сравнение. В случае опирания стропильных ног, выполняется проверка местного смятия опирания стропильных ног на панели покрытия. Так же выполняется проверка самой загруженной стропильной ноги, на которую приходится усилие. Сравнивая с максимально допустимым значением согласно выражению:

$$\sigma_{\text{см}} < R_{\text{см}}^{\text{CLT}}, \quad (10)$$

где  $\sigma_{\text{см}}$  – фактическое напряжение смятия,  $R_{\text{см}}^{\text{CLT}}$  – сопротивление смятия панели.

**Результаты определения напряжений, при которых происходит  
смятие пятислойной панели CLT 100 мм**

№	Размеры			Разрушающая нагрузка $P_{\max}$ , кН	Предел прочности, МПа
	$a$ , мм	$b$ , мм	$h$ , мм		
1	97,04	79,00	98,89	43,82	5,72
2	102,43	79,00	98,72	39,82	4,92
3	102,05	79,00	98,56	42,97	5,33
4	95,42	79,00	98,82	43,32	5,75
Средняя прочность образцов в партии, МПа					5,43
Среднее квадратичное отклонение, МПа					0,39
Коэффициент вариации					0,07
Средняя ошибка прочности, МПа					0,19
Модуль упругости поперек волокон, МПа					301,21
Предел прочности находится в интервале 5,04–5,82 МПа					
При средней ширине образцов 99,2 мм распределенная по длине нагрузка, соответствующая пределу прочности, находится в интервале 499,96–577,36 кН/м					

### Заключение

Таким образом, данный алгоритм позволяет рассчитывать многоэтажное здание из CLT с использованием ПО Revit, RFEM, и экспериментальных исследований местного смятия CLT. Дальнейшие испытания данного материала на растяжение, сжатие, скалывание, прогиб и локальную деформацию в соединениях могут быть применены в ПО RFEM.

### Литература

1. Альперин В.И., Корольков Н.В., Мотавкин А.В. и др. Конструкционные стеклопластики. Москва: Химия, 1979.
2. Gustafsson A. The CLT Handbook: CLT structures-facts and planning (Stockholm: RISE Research Institutes of Sweden) 2019.

3. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2). М.: Минстрой России, 2016.
4. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП П-25-80 (с Изменениями N 1, 2). М.: Стандартиформ, 2017.
5. Gagnon S. and Pirvu C. CLT Handbook: cross-laminated timber (Quebec: FPInnovations) 2011.

#### **УДК 624.07**

*Александр Георгиевич Гоцадзе,*  
студент  
*Дмитрий Михайлович Андреев,*  
студент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: alexandr.gotcadze@outlook.com,*  
*dmitri\_andreev97@mail.ru*

*Aleksandr Georgievich Gotcadze,*  
student  
*Dmitry Michailovich Andreev,*  
student  
(Saint Petersburg  
State University of  
Architecture  
and Civil Engineering)  
*E-mail: alexandr.gotcadze@outlook.com,*  
*dmitri\_andreev97@mail.ru*

## **АНАЛИЗ ПРОЧНОСТНЫХ И ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОМПОЗИТНОЙ ДЕРЕВО-ПЕНОПЛАСТОВОЙ ПАНЕЛИ КРЫШИ**

### **ANALYSIS OF BEARING AND THERMAL INSULATION CAPACITY OF A COMPOSITE TIMBER-STYROFOAM ROOF BEAM**

В данной статье рассматривается композитная дерево-пенопластовая панель, состоящая из элементов, соединенных между собой пазогребневым соединением. Она применяется в строительстве в качестве элемента ограждающих и несущих конструкций. Также предлагается методика расчета конструкции по первой группе предельных состояний, представляется балочная расчетная схема. Представленные расчеты выполнены по российским стандартам. С целью определения прочностных характеристик композитной панели было проведено экспериментальное исследование – определение модуля упругости пенополистирола и предела прочности на растяжение. Предложенная методика может быть использована для получения внутренних напряжений, а именно нормальных и касательных.



*Ключевые слова:* деревянные конструкции, композит, несущие конструкции, ограждающие конструкции, панель.

This article examines a composite timber-styrofoam panel, consisting of beams connected by a tongue-and-groove connection. It is used in construction as an element of enclosing and supporting structures. A method for calculating the structure according to the first group of limiting states is also proposed, and a beam design scheme is presented. The calculations presented are made in accordance with Russian standards. In order to determine the strength characteristics of the composite panel, an experimental study was carried out – to determine the elastic modulus of expanded polystyrene and the ultimate tensile strength. The proposed technique can be used to obtain internal stresses, namely, bending and tangential.

*Keywords:* timber structures, composite, load-bearing structures, enclosing structures, panel.

Композитные дерево-пенопластовые панели по идее применения схожи с сэндвич панелями. Такие конструкции могут быть использованы как несущие и ограждающие элементы конструкции крыши. Данная технология используется французской компании Sapisol. Покрытие, состоящее из данных панелей, может иметь как двускатное, так и сводчатое очертание или быть в форме конуса. Панель состоит из соединенных посредством пазогребневого соединения элементов, которая, в свою очередь, представляет собой две деревянные доски с пенополистирольным (или пробковым) материалом между ними. Панель может быть разной толщины и может быть применена для всех типов объектов: частных, общественных и промышленных зданий и сооружений. Конструкция может быть по-разному ориентирована – параллельно или перпендикулярно к скату кровли (рис. 1).

Стандартная кровельная система с черепицей может быть использована для конструкции крыши.

Сочетание пенополистирола и древесины позволяет совмещать несущую и ограждающую, теплоизоляционную функции в одном строительном элементе, что позволяет экономить время, трудозатраты, средства при монтажных и отделочных работах.

Исходя из описанных преимуществ панели и необходимости теплозащиты, в условиях холодного климата, разработка методики расчета данных панелей представляет интерес.

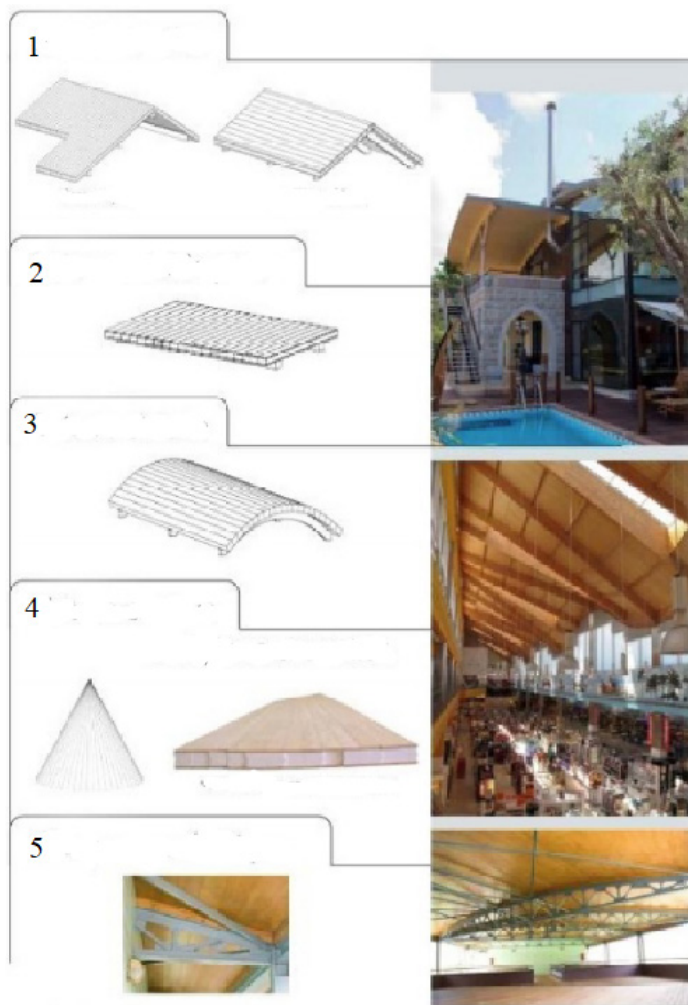


Рис. 1. Варианты использования панели в конструкциях зданий:

- 1 – скатная кровля; 2– плоская кровля; 3 – сводчатая кровля;
- 4 – конусообразная кровля; 5 – на металлическом каркасе

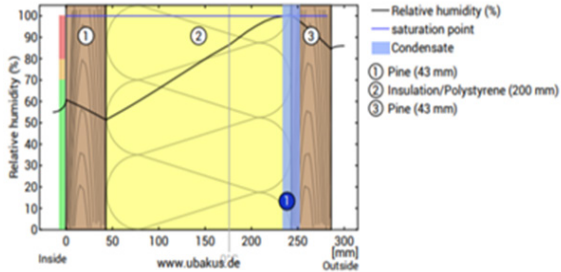
Композитная панель имеет европейский технический сертификат, но не имеет российский. В нормах РФ отсутствует методика

расчета, позволяющая проектировать их и сертифицировать для применения в строительстве. Разработка методики расчета, поможет внедрить данную конструкцию в России.

### Humidity

The temperature of the inside surface is 18,4 °C leading to a relative humidity on the surface of 61%. Mould formation is not expected under these conditions.

The following figure shows the relative humidity inside the component.



Notes: Calculation using the Ubakus 2D-FE method. Convection and the capillarity of the building materials were not considered. The drying time may take longer under unfavorable conditions (shading, damp / cool summers) than calculated here.

Рис. 2. Распределение относительной влажности по толщине материала: 1, 3 – сосна; 2 – пенополистирол

Теплотехнические характеристики панели, такие как термическое сопротивление теплопроводности, а также распределение относительной влажности по толщине могут быть рассчитаны по методике действующих норм [2]. Как видно на рис. 2, возможно образование конденсата на границе внешней доски и утеплителя.

Расчет термического сопротивления для панелей разной толщины производится на сайтах [2], [3] руководствуясь СП [4], [5], [6]. Расчет общего сопротивления теплопроводности приведен в таблице (табл. 1).

Панели могут быть рассчитаны по различным расчётным схемам представленными, три основных случая приведены на рис. 3.



Рис. 3. Балочные расчётные схемы: А- двухпролетная, Б – однопролетная, С-консоль

Таблица 1

## Термическое сопротивление для разных панелей

Тип панели (толщина)	190	240	290	216	256	316	236	286	336
Слой, мм	Сосна	20	20	33	33	33	43	43	43
	Пенополистирол	150	200	250	150	200	150	200	250
	Сосна	20	20	20	33	33	43	43	43
Ширина	145	145	145	145	145	145	145	145	145
Собственный вес, кН/м	0,23	0,25	0,26	0,36	0,37	0,38	0,46	0,47	0,48
Термическое сопротивление, R	3,91	5,07	6,23	4,05	5,22	6,38	4,16	5,33	6,49

Древесина и пенополистирол имеют различный модуль упругости, поэтому панель является композитным разномодульным элементом, то есть конструкцией с неодинаковыми свойствами по толщине. Метод приведенного сечения подробно рассматривается в [7]. Расчет элемента осуществляется по формулам (1)–(5) [7].

$$b_i = \frac{E_i}{E_1}; \quad (1)$$

$$z_0 = \frac{\sum_{i=1}^n F'_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n F'_i}; \quad (2)$$

$$I' = \sum_{j=1}^n \left[ \frac{b_j \delta_j^3}{12} + F'_j (z_j - z_0)^2 \right], \quad (3)$$

где  $b_i$  – приведенная ширина каждого  $i$ -ого слоя,  $b$  – фактическая ширина слоя,  $z_i$  – расстояние от нижней точки сечения до нтра  $i$ -ого слоя,  $F'_i$  – площадь приведенного сечения  $i$ -ого сл,  $Z_0$  – расстояние от нижней точки сечения до нейтральной оси.

$$\sigma_i = \frac{ME(z'_i - z_0)}{I' E_i}, \quad (4)$$

$$\tau_i = \frac{QS'_i}{b'_i l} \leq R_c, \quad (5)$$

где  $I'$  – момент инерции эквивалентного сечения относительно нейтральной оси,  $\sigma_i$  – нормальные напряжения в верхнем крайнем волокне  $i$ -го слоя, если слой расположен выше нейтральной оси, и в нижнем крайнем волокне  $i$ -го слоя, если слой находится ниже нейтральной оси,  $M$  – изгибающий момент,  $E_i$  – момент упругости  $i$ -ого слоя,  $\tau_i$  – касательные напряжения,  $Q$  – поперечная сила,  $S'_i$  – статический момент части эквивалентного сечения, лежащей между контролируемым стыком слоев и крайним волокном сечения с этой же стороны от нейтральной оси,  $R_{\text{сдв.с}}$  – расчетное сопротивление сдвигу.

Для композитной панели нормальные и касательные напряжения будут распределяться как на рис. 3 [8].

Значение предела прочности на растяжение, на сдвиг, а также модули упругости в ГОСТ 15588 [9] отсутствуют. С целью определения данных характеристик были проведены испытания (рис. 4).

Определены прочностные и жесткостные характеристики исследуемого материала, что позволяет производить проверки по первой группе предельных состояний для конструкций крыши с использованием композитной дерево-пенопластовой панели.

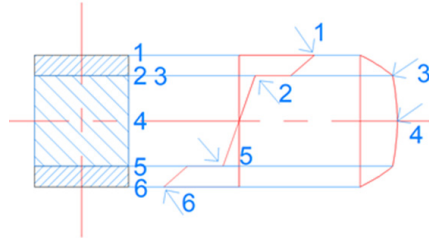


Рис. 4. Эпюры нормальных и касательных напряжений:

Условия прочности для древесины: 1 –  $\sigma < R_{и}$ ,  $R_{и}$  – расчетное сопротивление древесины на изгиб; 3 –  $\tau < R_{ск}$ ,  $R_{ск}$  – расчетное сопротивление древесины на скалывание; 6 –  $\sigma < R_{и}$ ,  $R_{и}$  – расчетное сопротивление древесины на изгиб;

Для изоляционного материала: 2 –  $\sigma < R_{с}$ ,  $R_{с}$  – расчетное сопротивление пенопласта на сжатие; 4 –  $\tau < R_{ск}$ ,  $R_{ск}$  – расчетное сопротивление пенопласта на сдвиг; 5 –  $\sigma < R_{р}$ ,  $R_{р}$  – расчетное сопротивление пенопласта на растяжение

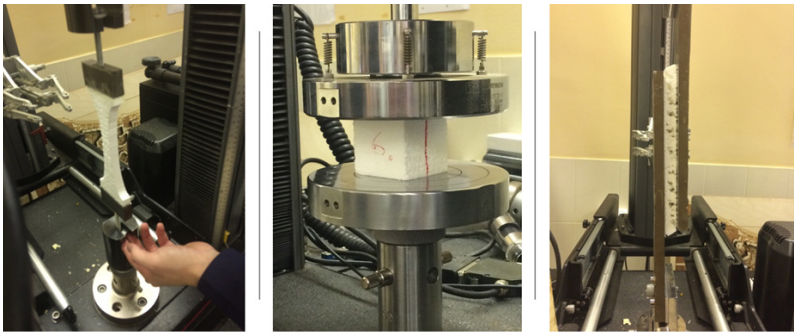


Рис. 5. Определение механических характеристик пенопласта:

определение модуля упругости и предела прочности на растяжение, сжатие;  
определение модуля сдвига пенопласта и предела прочности на сдвиг

Таким образом возможно проектирование и корректная оценка прочности конструкций с использованием композитной дерево-пенопластовой панели.

## Литература

1. ACHIEVED PROJECTS // SIMONIN URL: <https://www.simonin.com/en/achieved-projects/swimming-pools-sport-halls-and-wide-spans/> (дата обращения: 04.04.2021).
2. U-Wert-Berechnung // Ubakus URL: <https://www.ubakus.de/u-wert-rechner/?> (дата обращения: 04.04.2021).
3. Теплотехнический калькулятор ограждающих конструкций // SmartCalc URL: <https://www.smartcalc.ru/thermocalc?&gp=212&rt=0&ct=0&os=0&ti=20&to=-10&hi=55&ho=85> (дата обращения: 04.04.2021).
4. СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. М.: Минрегион России, 2012.
5. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\* (с Изменениями N 1, 2). М.: Минстрой России, 2015.
6. СП 23-101-2004. Проектирование тепловой защиты зданий. М.: Госстрой РФ, 2004.
7. Альперин В.И., Корольков Н.В., Мотавкин А.В. и др. Конструкционные стеклопластики. М.: Химия, 1979.
8. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП П-25-80 (с Изменениями N 1, 2). М.: Стандартинформ, 2017.
9. ГОСТ 15588-2014. Плиты пенополистирольные теплоизоляционные. Технические условия (Издание с Поправками). М.: Стандартинформ, 2019.

**УДК 694.14**

*Егор Владимирович Данилов,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Татьяна Александровна Исупова,*  
магистрант  
*Алексей Евгеньевич Волков,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: sleepme@mail.ru,*  
*tisupova123@mail.ru*

*Egor Vladimirovich Danilov,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Tatyana Aleksandrovna Isupova,*  
master's degree student  
*Alexey Evgenievich Volkov,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture  
and Civil Engineering, Russia)  
*E-mail: sleepme@mail.ru,*  
*tisupova123@mail.ru*

## **РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЯ ИЗ LVL С ПРИМЕНЕНИЕМ КОГТЕВЫХ ШАЙБ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

### **DEVELOPMENT OF PROCEDURE FOR SETTING CONNECTION FROM LVL USING CLAW WASHERS FOR THE SECOND GROUP OF LIMIT STATES**

Рассмотрен принцип определения программным комплексом SCAD линейных жесткостей элементов. Была рассмотрена работа двусрезных соединений в программном комплексе SCAD под несколькими углами относительно глобальной системы координат. Определены распределения жесткостей для разных видов материалов, предложен упрощенный вариант определения жесткости соединений из однонаправленного клееного бруса LVL. Рассмотрено распределение жесткостей внутри многосрезных соединений. Предложена методика задания коэффициентов линейной жесткости в виде упругих связей с учетом наименьшего угла равнодействующей силы к волокнам элементов. Сделаны выводы о необходимости применения данного метода для расчета сквозных решетчатых конструкций.

*Ключевые слова:* когтевая шайба, LVL, двусрезное соединение, коэффициент линейной жесткости, методика определения.

The work of double-trimmed joints in the SCAD software complex at several angles relative to the global coordinate system was considered. The principle of determination of linear stiffness of elements by SCAD software complex is considered. Hardness distributions for different types of materials are defined, a simplified version for a unidirectional glued LVL bar is proposed. The distribution



of stiffness inside simple double-cut joints and complex units is considered. Method of setting coefficients of linear stiffness in the form of elastic bonds taking into account the smallest angle of equal force to fibres of elements is proposed. Conclusions were drawn on the need to use this method to calculate through lattice designs.

*Keywords:* the toothes-plate, LVL, double shear connection, coefficients of linear stiffness, method for determining

В отрасли деревянного домостроения распространены конструкции из однонаправленного клееного шпона LVL. В таких конструкциях требуется обеспечение высокой несущей способности узлов, для чего обосновано использовать нагельные соединения с когтевыми шайбами [1, 2]. Данное соединение используется повсеместно в зарубежных странах, однако, в России это не получило большого распространения в связи с отсутствием норм проектирования [3–6]. Исследованиями когтевых шайб в соединении с однонаправленным клееным брусом посвящены работы [7–12], причем отмечается, что методика расчетов конструкций по второй группе предельных состояний с когтевыми шайбами требует уточнения даже в европейских нормах [13–14], так как существующие нормативные методики не учитывают влияние влажности, угла приложения силы к волокнам и другие факторы. Перемещения внутри соединений предлагается определять с учетом линейных жесткостей соединений [11, 12]. Однако определение перемещений в конструкциях с когтевыми шайбами является трудоемким и требует упрощение методики расчета.

Целью данной работы является разработка инженерной методики расчета соединений LVL с когтевыми шайбами в программном комплексе SCAD. Требуется учесть особенности расчета, включая картину распределения жесткости в узле, используемую при расчетах.

Были рассмотрены двусрезные соединения из LVL с когтевыми шайбами с приложенной нагрузкой, направленной вдоль волокон к центральному элементу. Соединения располагались под разными углами относительно осей  $OX$  глобальной системы координат (рис. 1). Узел формировался с использованием стержней (тип 5) для элементов из LVL, и «упругая связь» (тип 55) для нагеля и когтевой шайбы. Применение конечного элемента

типа «упругая связь» позволяет моделировать узлы конструкций с определенной податливостью для увеличения точности расчетов по второй группе предельных состояний. Сама по себе такая связь может моделировать процессы деформирования в упругой зоне (как пружина), вычисляя перемещения при неизменном соотношении нагрузки и соответствующего смещения.

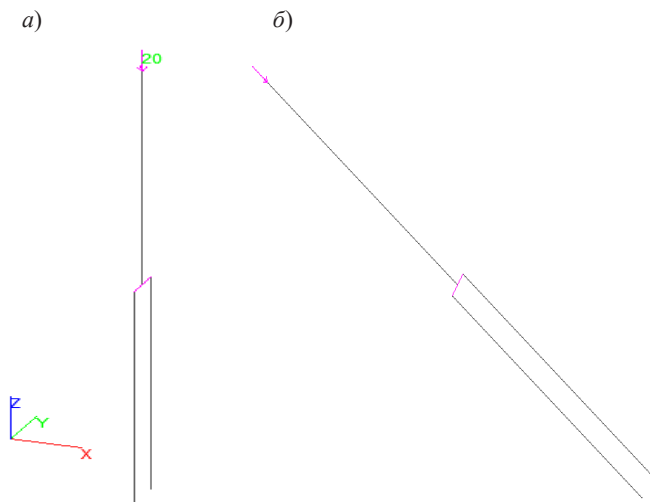


Рис. 1. Двусрезное соединение с усилием, направленным вдоль волокон под углом относительно глобальных осей:  $a - 90^\circ$ ;  $b - 30^\circ$

Рассматривались разные случаи задания коэффициентов линейной жесткости для оценки адекватности работы решателя в ПК SCAD. В первом случае был рассмотрен образец, расположенный вертикально (под углом  $90^\circ$  к оси  $OX$  глобальной системы координат), с одинаковыми жесткостями по осям  $X$  и  $Z$  для упругой связи ( $k_x = k_z$ ); второй случай – тот же образец с разными коэффициентами ( $k_x \neq k_z$ ); третий и четвертый случай выполнялся аналогично для образцов, расположенных под углом в  $30^\circ$  к оси  $OX$  глобальной системы координат. Нагрузка направлена вдоль центрального элемента. Организация экспериментальных исследований приведена в табл. 1.

## Организация экспериментальных исследований

№ образца	Линейная жесткость	Расположение относительно ОХ
Образец 1	$k_x = k_z$	90°
Образец 2	$k_x \neq k_z$	90°
Образец 3	$k_x = k_z$	0°
Образец 4	$k_x \neq k_z$	0°

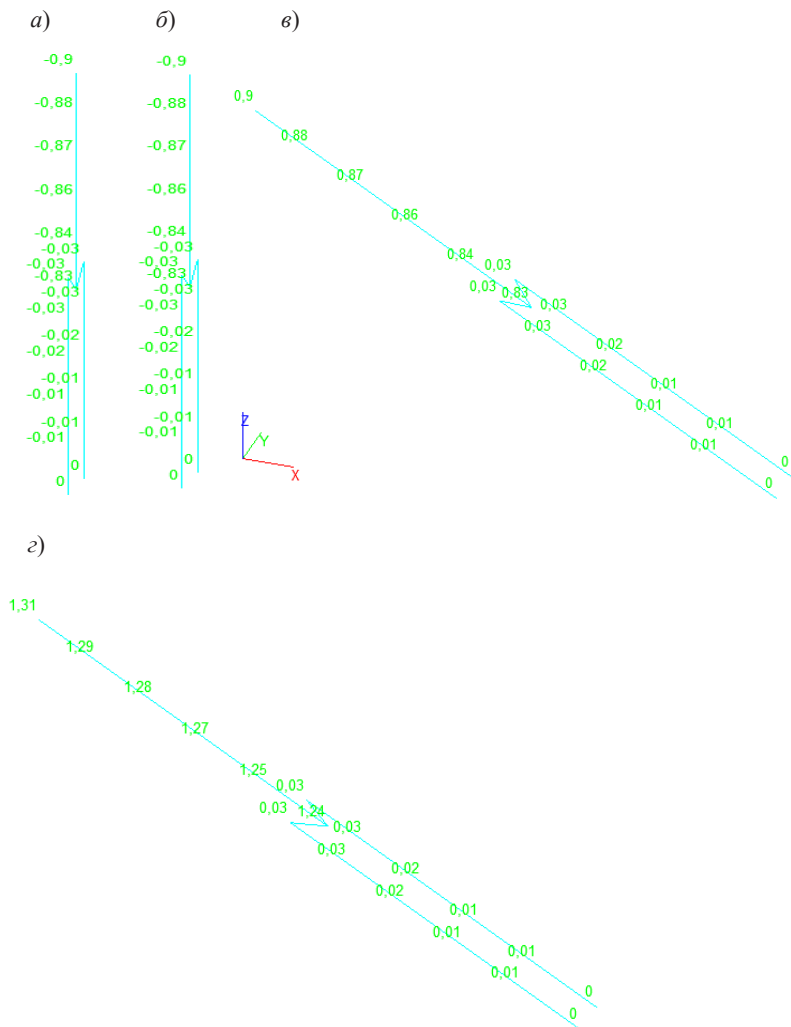
Результаты показали, что при задании разных жесткостей в направлениях  $X$  и  $Z$ , для образцов 1, 2 значения перемещений совпадают. Это связано с тем, что локальные оси элементов сонаправлены с глобальными, тем самым по оси  $X$  значение жесткости учитываться не будет, за счет направления силы только по оси  $Z$ . На реальных образцах поведение соединения будет аналогичным.

Если произвести наклон образца на произвольный угол относительно осей ОХ (например 30°), то значения суммарных перемещений вдоль образца не должны изменяться. При исследованиях образца 3 перемещения остаются прежними. Однако ситуация меняется для образца 4, что противоречит практическим результатам. Это может объясняться несовпадением направления глобальных осей  $X$  и  $Z$  с осями для элементов и их жесткостей.

Если рассмотреть ситуацию с одинаковыми продольными и поперечными жесткостями ( $k_x = k_z$ ), то решатель ПК SCAD воспринимает данное соединение «равножестким», и вне зависимости от изменения угла наклона соединения к глобальным осям  $\varphi$  или угла приложения силы к волокнам  $\gamma$  центрального элемента – значение перемещений останется неизменным.

Распределение жесткости реальных соединений под различными углами приложения силы к волокнам не является «равножестким» для LVL с когтевыми шайбами. Для адекватного расчета в ПК SCAD требуется задание фактических жесткостей для соответствующих углов действия силы к волокнам  $\gamma$  и расположения элементов соединения к глобальным осям  $\varphi$ . Т. е. при известных углах  $\gamma$  и  $\varphi$  возможно адекватно учитывать перемещения в узле,

если задать соответствующие для выбранных углов одинаковые линейные жесткости соединения  $k_x = k_z$ .



2)

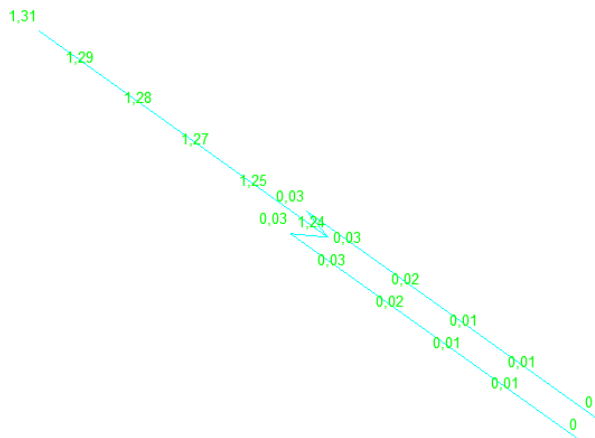


Рис. 2. Результаты перемещения образцов:  
 а) Образец 1: угол  $90^\circ$ ,  $k_x = k_z$ ; б) Образец 2: угол  $90^\circ$ ,  $k_x \neq k_z$ ;  
 в) Образец 3: угол  $30^\circ$ ,  $k_x = k_z$ ; з) Образец 4, угол  $30^\circ$ ,  $k_x \neq k_z$

На рис. 3. представлено многосрезное соединение, состоящее из горизонтальных стержней, стойки, двух внутренних и внешних раскосов, которые между собой соединены упругими связями.

При разбивании узла на двусрезные соединения для упрощения расчета образуются внутренняя группа, состоящая из нижнего пояса, стойки и двух внутренних накладок, и внешняя группа, состоящая из внешних накладок и внутреннего раскоса [15] (рис. 3, б, в).

Чтобы определить перемещения в соединении (рис. 3), в ПК SCAD необходимо задать следующие углы: углы между элементами и осью OX, угол между равнодействующей силой для группы элементов и осью OX, углы между равнодействующей для группы элементов и волокнами элемента.

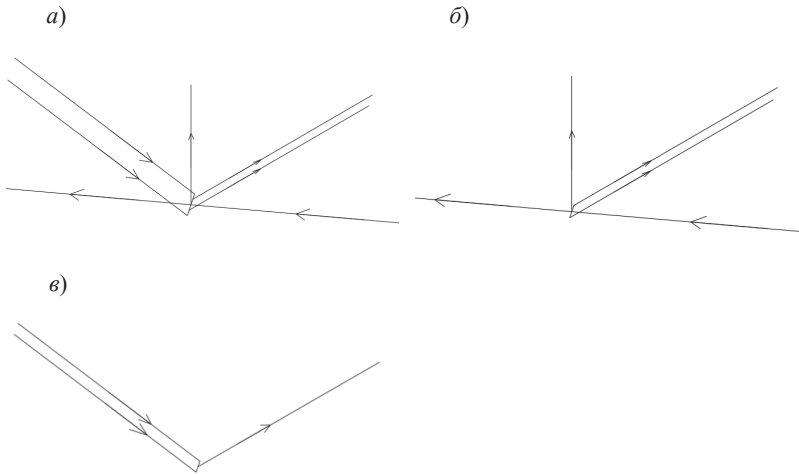


Рис. 3. Узел, состоящий из стойки, нижних стержней, внутренних и внешних накладок

Схема распределения жесткостей в каждом элементе данного соединения будет иметь форму эллипса в полярной системе координат ( $k_x \neq k_y$ ). Для решения, которое будет соответствовать возможностям ПК SCAD, примем схему распределения жесткостей в виде окружности (минимальная из жесткостей принимается

равной для жесткости при любых направлениях:  $k_{\min} = k_x = k_z$ . Схемы распределения жесткостей для каждого из элементов соединения, представленных на рис. 4 можно представить в виде нескольких эллипсов. Картина распределения минимальной жесткости внутри узла образуется при пересечении фигур. Заштрихованная фигура – это визуализация картины распределения фактической минимальной жесткости внутри узла  $k_{\min}$  в зависимости от угла приложения нагрузки. Для возможности расчета в программном комплексе SCAD можно представить данную фигуру в виде эквивалентной жесткости, распределение которой будет соответствовать окружности в полярной системе координат. Итоговая картина распределения жесткостей и угол определения эквивалентного значения жесткости  $\gamma$  представлены на рис. 4.

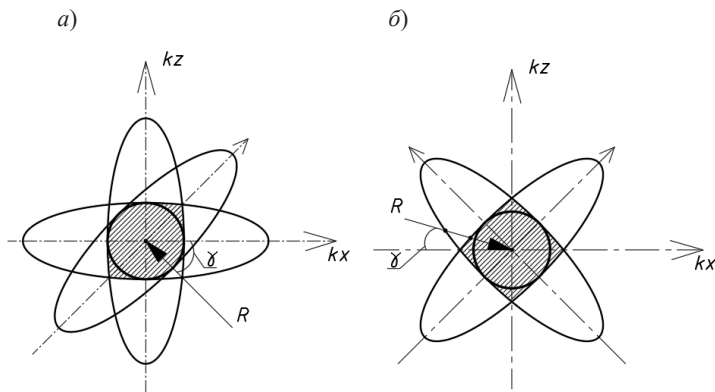


Рис. 4. Схема распределения линейной жесткости соединения узла на рис. 3: а) для внутренней группы стержней; б) для внешней группы стержней

Для расчета такого узла необходимо выбрать наиболее невыгодный вариант с меньше жесткостью, т. е. определить наибольший угол между результирующей силой и волокнами элементов  $\gamma = \min(\alpha, \beta)$  (рис. 5). Затем определяется значение жесткости согласно ранее опубликованным работам [11, 12], отдельно для внутренней и внешней группы стержней, затем в ПК SCAD задается значение данной характеристики упругой связи по оси  $X$  и  $Z$  ( $k_{\min} = k_x = k_z$ ).

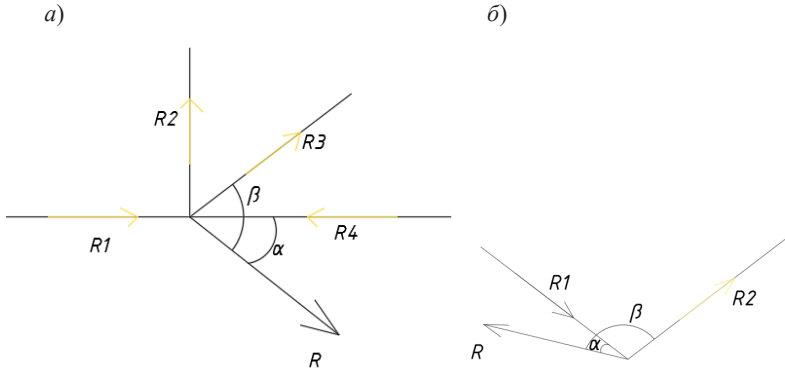


Рис. 5. Определение направления результирующей силы и угла приложения к волокнам элементов: а) внутренняя группа стержней, б) внешняя группа стержней; где  $R_{1,2,3,4}$  – усилия элементов соединения,  $R$  – результирующая сила в группе элементов

При задании коэффициента линейной жесткости для ПК SCAD необходимо выполнить следующие действия:

- 1) определить угол между средним элементом и осью  $OX$ ;
- 2) определить угол между крайним элементом и осью  $OX$ ;
- 3) определить направление равнодействующей в узле;
- 4) определить угол  $\gamma$  между равнодействующей силой и осью  $OX$ ;
- 5) определить максимальный угол между равнодействующей и волокнами элемента;
- 6) определить коэффициент линейной жесткости  $k_{\min}$  по графику распределения [10];
- 7) задать итоговое значение жесткостей  $k_{\min} = k_x = k_z$  в ПК SCAD в направлении осей  $X$  и  $Z$ .

Данный способ задания упругих связей в программном комплексе SCAD позволит упростить и ускорить процесс расчета стержневых конструкций. Предлагаемая методика расчета по второй группе предельных состояний может быть рекомендована к использованию для выполнения последующих расчетов для сквозных решетчатых конструкций из LVL с применением когтевых шайб.

## Литература

1. Леннов В.Г. Штампованные когтевые шайбы, как новый тип связей элементов деревянных конструкций // Тр. Горьк. инж.-строит. ин-та. Горький, 1949. Вып. 1. С. 169–181.
2. Римшин В.И., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Попов Е.В., Рощина С.И. Соединения элементов деревянных конструкций на шпонках и шайбах // Вестник МГСУ. 2016. № 9. С.35–50.
3. Стандарт Ассоциации деревянного домостроения СтАДД – 3.2 – 2011 «Деревянные конструкции. Соединения деревянных элементов с использованием зубчатых пластин». Спб., 2012. С.59.
4. СП 64.13330.2017: Свод правил. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – М.: Минрегион России, 2017.
5. Рекомендации по проектированию и изготовлению деревянных конструкций соединениями на пластинах с цилиндрическими нагелями. // ЦНИИСК им. Кучеренко В.А. – М.: ЦНИИСК. 1988. С. 77.
6. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций // ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1980. С. 40.
7. Данилов Е.В. Развитие методов расчета соединений из однонаправленного клееного бруса с когтевыми шайбами: дис... канд. техн. наук Санкт-Петербург. 2019. С 181.
8. Данилов Е.В., Черных А.Г. Методы исследования соединений деревянных конструкций на когтевых шпонках [Эл. ресурс] // Современные проблемы науки и образования. 2013. №2. С. 150.
9. Черных А.Г. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учеб. пособие/ А.Г. Черных, П.С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш.М. Мамедов. СПбГАСУ. – СПб. 2019. С. 125
10. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С. Расчет жесткости соединений конструкций из LVL с когтевыми шайбами // Известия вузов. Лесой журнал. 2020. №4. С. 157–167.
11. Глухих, В.Н., Черных, А.Г., Данилов, Е.В. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учетом начальных напряжений древесины/ В.Н. Глухих, А.Г. Черных, Е.В. Данилов // СПбГАСУ. 2018. С. 302. (17,27 п. л./11,51 п. л.).
12. Данилов Е.В. Определение линейной жесткости нагельных соединений с когтевыми шайбами в брус LVL / //Вестник гражданских инженеров. 2017. № 2. С.81–85.
13. Eurocode 5. Design of timber structures. Part: General rules and rules for buildings. ENV 1995-1-1. Brussels: CEN, 1993. 133 p
14. EN 912, Timber fasteners – Specifications for connectors for timbers; German version EN 912:2011.
15. Structural timber design to Eurocode 5// Porteous J, Abdy Kermani. 2004. С. 555.



## УДК 694.4

*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р техн. наук, профессор  
*Полина Максимовна Зинович,*  
студент  
*Денис Валерьевич Нижегородцев,*  
ассистент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*  
*polinazinovich17@gmail.com*

*Alexander Grigoryevich Chernykh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Polina Maksimovna Zinovich,*  
student  
*Denis Valerievich Nizhegorodtsev,*  
assistant  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture  
and Civil Engineering)  
*E-mail: chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*  
*polinazinovich17@gmail.com*

### **ВЛИЯНИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ НА СРЕДНЮЮ ОПОРУ БАЛКИ ПРИ ДВУХПРОЛЕТНОМ ЗАГРУЖЕНИИ**

#### **INFLUENCE OF LATERAL FORCE ON THE MIDDLE SUPPORT OF THE BEAM AT TWO-SPAN LOADING**

В малоэтажном деревянном строительстве чаще всего используют балки небольшого пролета от 6 до 12 м, обычно это двухпролетные балки. При небольших пролетах прочность балок связана с действием поперечной силы. В крайних опорных зонах концентрируются наибольшие касательные напряжения, этим объясняется вид разрушения балок – от скалывания. На средней опоре не зафиксированы физические разрушения, так как нет открытого сечения. *Цель* – исследовать напряжения на средней опоре балки – 1) получить сведения о напряженно-деформированном состоянии; 2) получить распределение напряжений по высоте сечения балки при различных схемах загрузки. *Методы*: применялись численные методы обработки данных. *Результаты*: получены значения напряжений на средней опоре балки при различных схемах нагружения и сделан вывод о самом неблагоприятном сочетании нагрузки. *Практическая значимость*: полученные расчеты позволяют обосновать использование усиления клееными стержнями центральной опоры.

*Ключевые слова*: двухпролетная балка, поперечная сила, касательные напряжения, средняя опора, скалывание, клеенные стержни.

In low-rise wooden construction, beams with a small span of 6 to 12 m are most often used, usually two-span beams. For small spans, the strength of the

beams is related to the action of the shear force. In the extreme support zones, the greatest shear stresses are concentrated, this explains the type of destruction of beams – from spalling. No physical damage was recorded on the middle support, since there is no open section. *Purpose:* To investigate the stresses on the middle support of the beam – 1) to obtain information about the stress-strain state; 2) to obtain the distribution of stresses along the height of the section of the beam for different loading schemes. *Methods:* Numerical data processing methods were used. *Results:* the values of stresses on the middle support of the beam were obtained for various loading schemes and a conclusion was made about the most unfavorable combination of loads. *Practical implication:* The calculations obtained make it possible to substantiate the use of reinforcement by glued in rods of the central support.

*Keywords:* double-span beam, shear force, shear stresses, middle support, shearing, glued-in rods.

Балки считаются наиболее простыми в изготовлении, складировании, перевозке и монтаже. Позволяют получать выразительные архитектурные формы. С балками легко решаются одно-двухскатные очертания крыш, которые активно применяются в климатической зоне России. В малоэтажном деревянном строительстве чаще всего используют балки небольшого пролета от 6 до 12 м. Это могут быть балки покрытия, стропильные ноги.

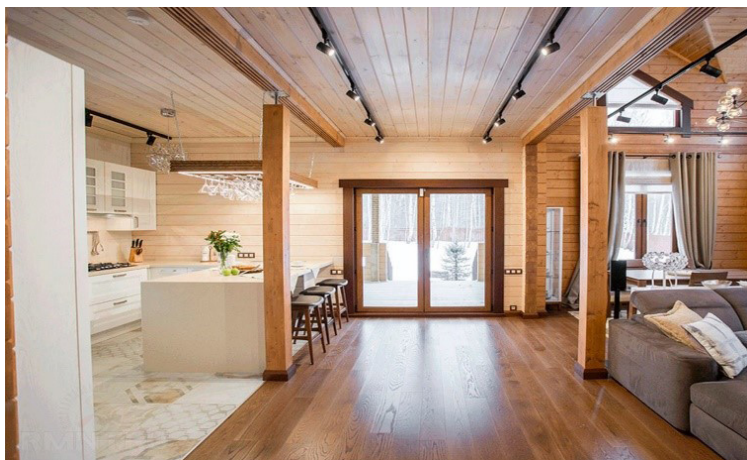


Рис. 1. Пример использования балок в малоэтажном строительстве

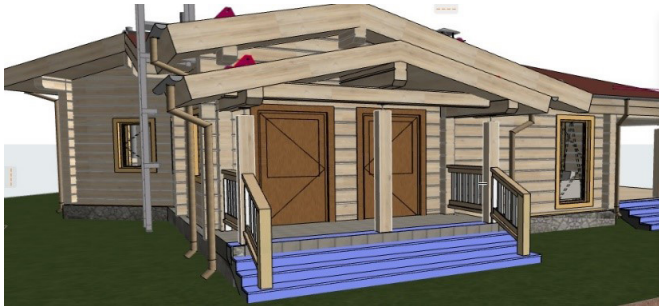


Рис. 2. Пример использования двухпролетной балки

Часто при проектировании [1, 2] используют балки с двумя пролетами. Двухпролетная схема загрузки балки и эпюра касательных напряжений по длине балки представлены на рис. 3.

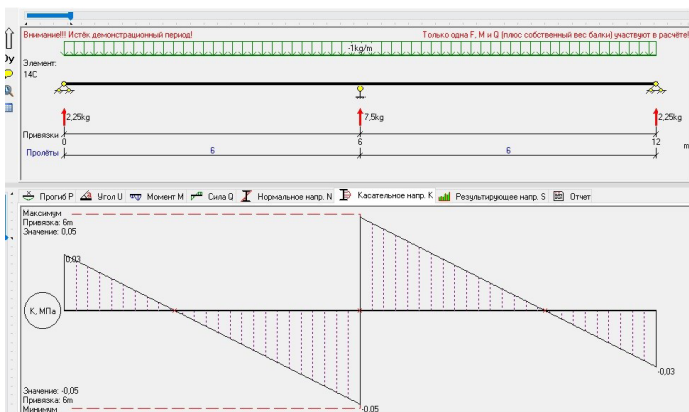


Рис. 3. Загрузка двухпролетной балки распределенной нагрузкой, эпюра касательных напряжений по длине балки

При маленьких пролетах прочность балок связана с действием поперечной силы [3, 4, 5]. В опорных зонах обычно концентрируются наибольшие касательные напряжения, этим объясняется вид разрушения – от скалывания, а что физически происходит на центральной опоре балки непонятно, так как нет открытого сечения.

Центральную опору балки, как и крайнюю усиливают вклеенными стержнями, необходимо выяснить оправдано ли это усиление. Для этого были заданы различные варианты загрузки балок в программном комплексе RFEM.

Первый случай – однопролетная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 4–10).



Рис. 4. Однопролетная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой

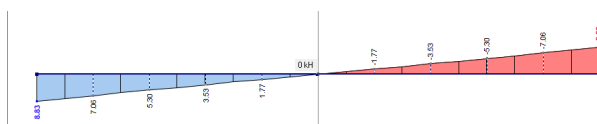


Рис. 5. Эпюра моментов от действия равномерно распределенной нагрузки

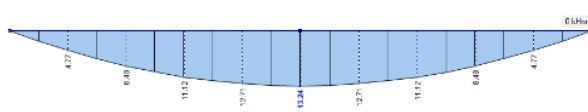


Рис. 6. Эпюра поперечных сил от действия равномерно распределенной нагрузки

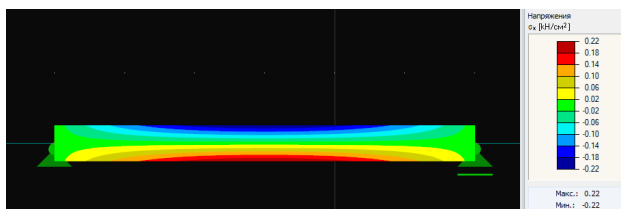


Рис. 7. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки

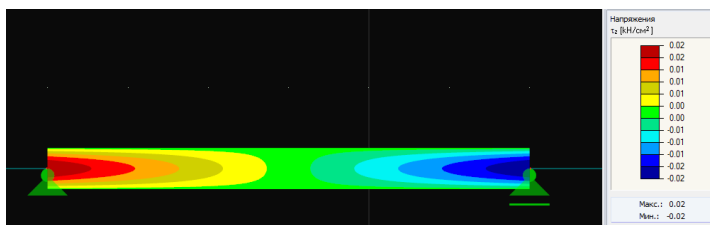


Рис. 8. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки

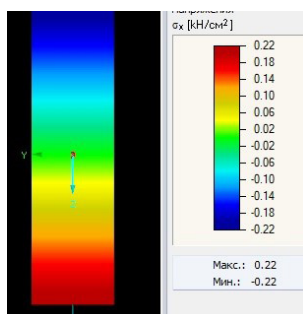


Рис. 9. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки

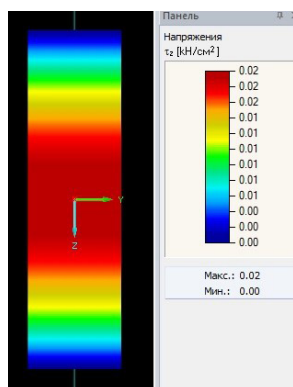


Рис. 10. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки

Далее построены различные схемы загрузки двухпролетной балки и сравнены между собой, а также найдены загрузки при которых возникают максимальные нормальные напряжения.

Второй случай загрузки – двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 11–17).



Рис. 11. Двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой

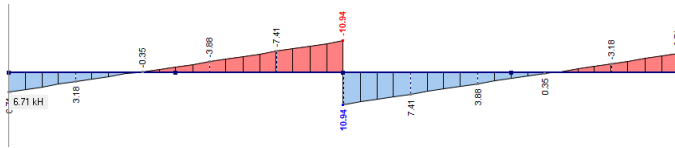


Рис. 12. Эпюра моментов от действия равномерно распределенной нагрузки

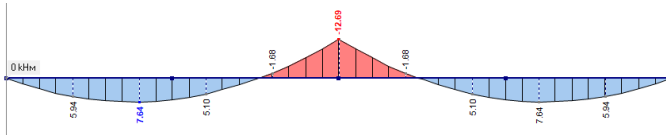


Рис. 13. Эпюра поперечных сил от действия равномерно распределенной нагрузки

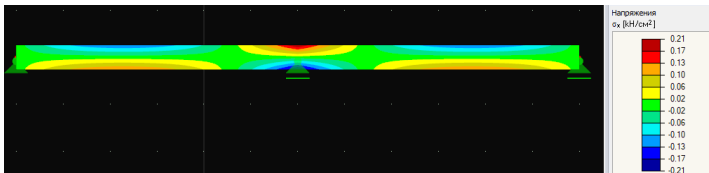


Рис. 14. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки

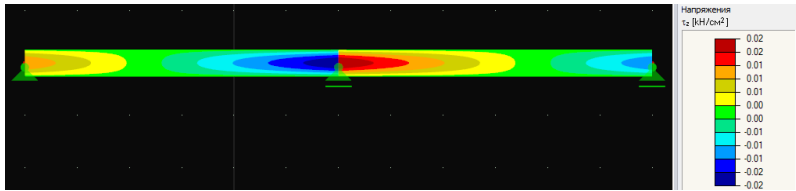


Рис. 15. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки

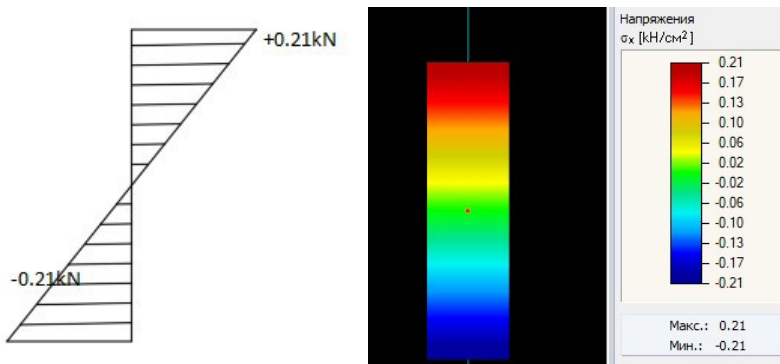


Рис. 16. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки над средней опорой

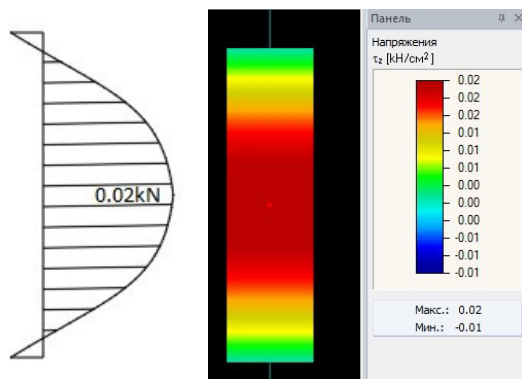


Рис. 17. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки над средней опорой

Третий случай загрузки – двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой в первом пролете (рис. 18–24).



Рис. 18. Двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой в первом пролете

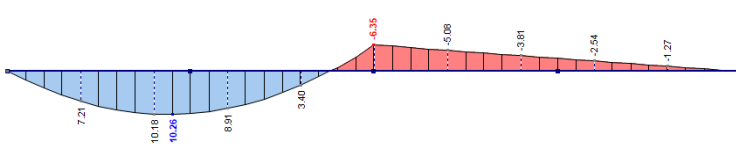


Рис. 19. Эпюра моментов от действия равномерно распределенной нагрузки в первом пролете

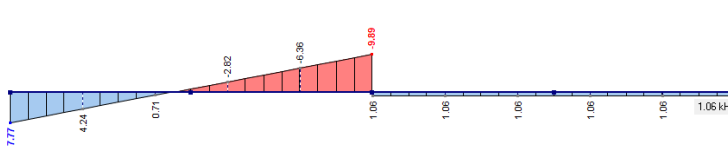


Рис. 20. Эпюра поперечных сил от действия равномерно распределенной нагрузки в первом пролете

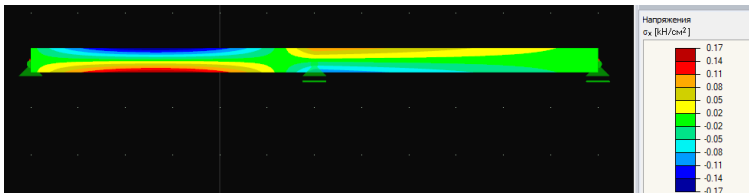


Рис. 21. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки



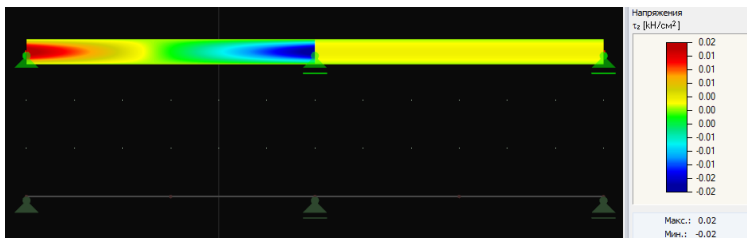


Рис. 22. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки

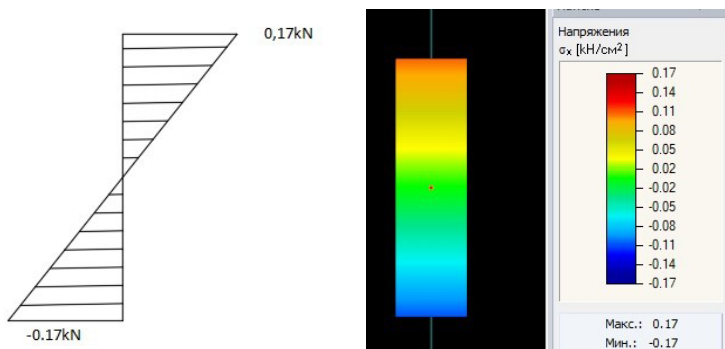


Рис. 23. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки над средней опорой

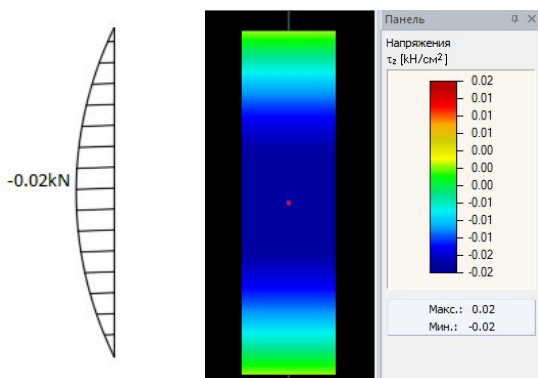


Рис. 24. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки над средней опорой

Четвертый случай загрузки – двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой в первом пролете и сосредоточенной нагрузкой во втором пролете (рис. 25–31).

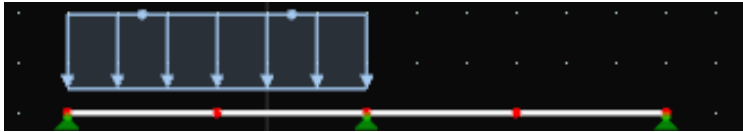


Рис. 25. Двухпролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой в первом пролете и сосредоточенной нагрузкой во втором пролете

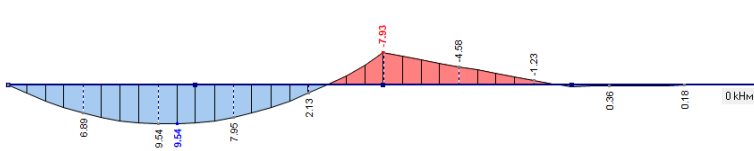


Рис. 26. Эпюра моментов от действия равномерно распределенной нагрузки в первом пролете и сосредоточенной нагрузки во втором пролете

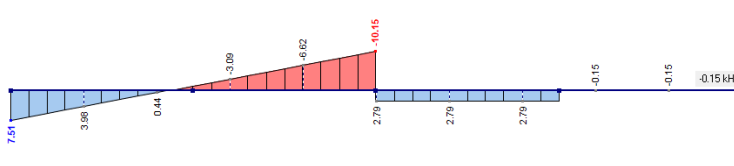


Рис. 27. Эпюра поперечных сил от действия равномерно распределенной нагрузки в первом пролете и сосредоточенной нагрузки во втором пролете

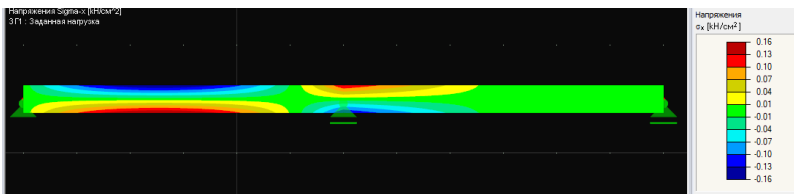


Рис. 28. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки

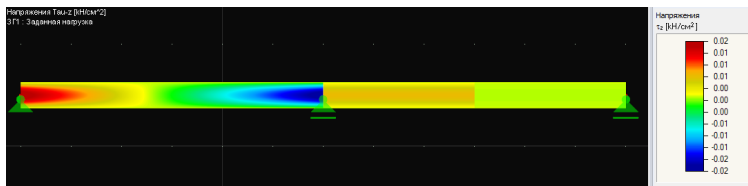


Рис. 29. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки

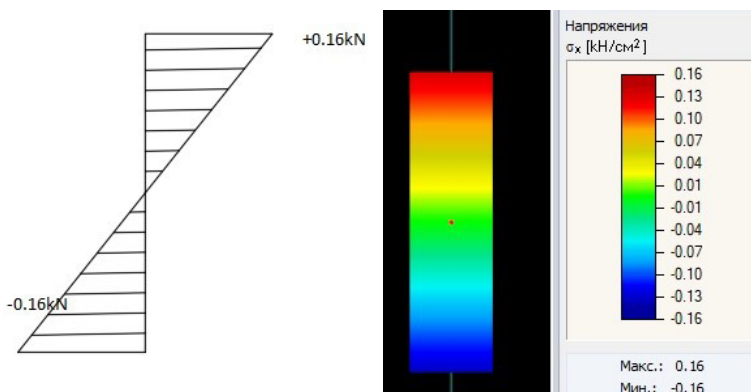


Рис. 30. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки над средней опорой

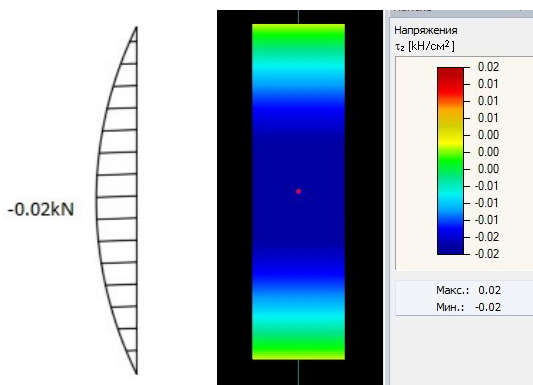


Рис. 31. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки над средней опорой

Пятый случай загрузки – двухпролетная балка, нагруженная сосредоточенной нагрузкой в каждом пролете (рис. 32–38).



Рис. 32. Двухпролетная балка, нагруженная сосредоточенной нагрузкой в каждом пролете

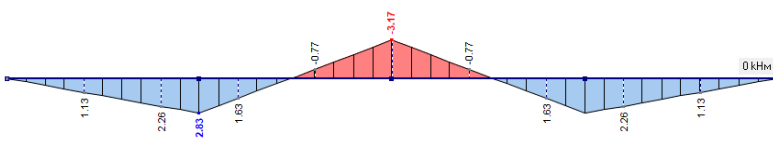


Рис. 33. Эпюра моментов от действия сосредоточенной нагрузкой в каждом пролете

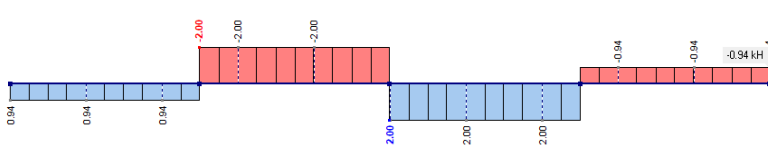


Рис. 34. Эпюра поперечных сил от действия сосредоточенной нагрузкой в каждом пролете

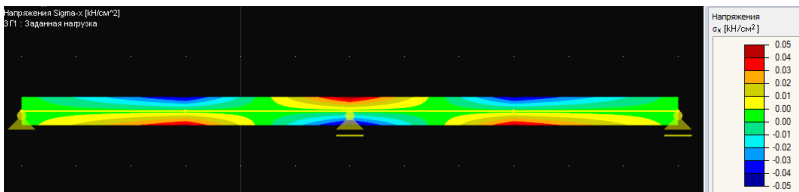


Рис. 35. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки от действия сосредоточенной нагрузкой в каждом пролете



Рис. 36. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки от действия сосредоточенной нагрузки в каждом пролете

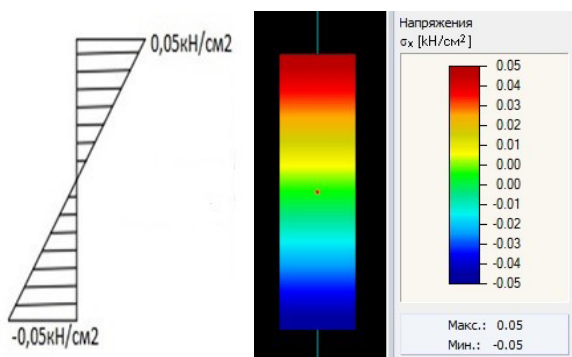


Рис. 37. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки над средней опорой от действия сосредоточенной нагрузки в каждом пролете

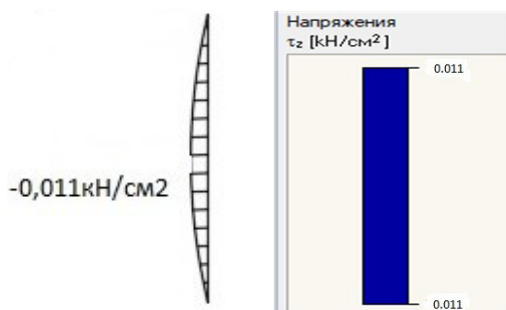


Рис. 38. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки над средней опорой от действия сосредоточенной нагрузки в каждом пролете

Шестой случай загрузки – двухпролетная балка, нагруженная сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете (рис. 39–45).



Рис. 39. Двухпролетная балка, нагруженная сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

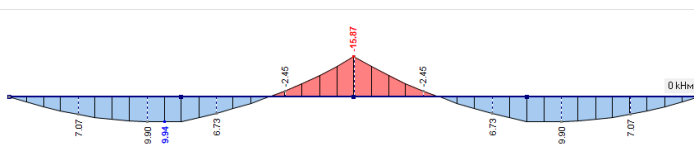


Рис. 40. Эпюра моментов от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

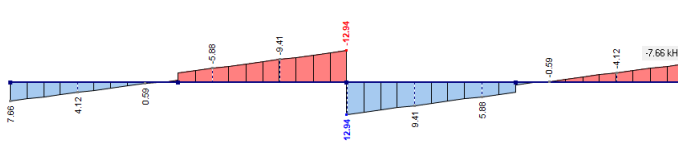


Рис. 41. Эпюра поперечных сил от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

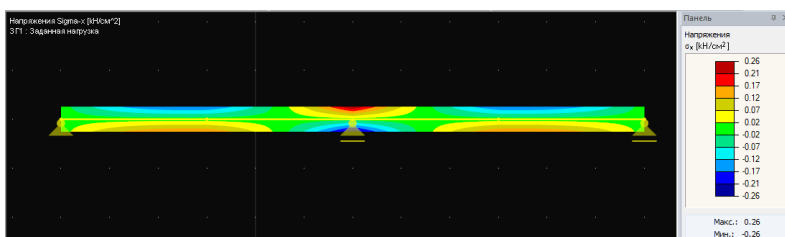


Рис. 42. Эпюра распределения нормальных напряжений по длине балки от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

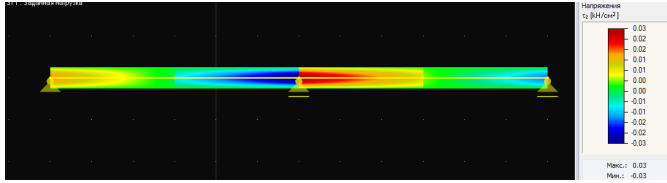


Рис. 43. Эпюра распределения касательных напряжений по длине балки от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

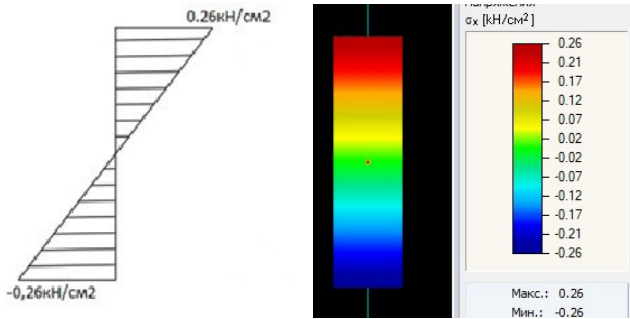


Рис. 44. Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте балки над средней опорой от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

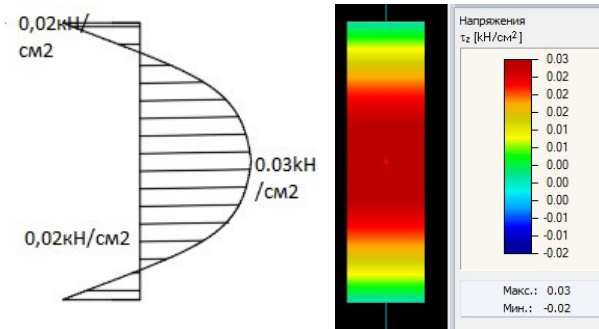


Рис. 45. Эпюра распределения касательных напряжений по высоте балки над средней опорой от действия сосредоточенной и равномерно-распределенной нагрузкой в каждом пролете

Из полученных схем можно сделать следующий вывод:

Максимальные касательные напряжения (по длине) на средней опоре балки возникают при шестом случае загрузки  $Q = 25,88$  кН. Минимальные касательные напряжения на средней опоре балки – при пятом случае загрузки. Максимальные нормальные напряжения на средней опоре балки возникают так же при шестом случае загрузки. Так же при шестом случае эксплуатации возникают дополнительные требования по увеличению сечения, требуется произвести дополнительные исследования, чтобы избежать усиления сечения по всей длине балки.

Можно предположить, что разрушение будет подобно разрушению на крайней опоре – разрушение от скалывания, так как касательные напряжения по длине превышают нормальные. Использование клеенных стержней на средней опоре балки для усиления обосновано.

Таким образом, получены значения напряжений на средней опоре балки при различных схемах нагружения, а также полученные расчеты позволяют обосновать использование усиления клееными стержнями центральной опоры.

## Литература

1. Деревянные конструкции: Свод правил 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями N 1, 2). М.: Стандартинформ, 2017.
2. Нагрузки и воздействия: Свод правил 20.13330.2016. – Введ. 04.06.2017. – М.: Изд-во стандартов, 2017. – 95 с.
3. Надежность строительных конструкций и оснований: ГОСТ 27751-2014. – Введ. 01.07.2015. – М.: Изд-во стандартов, 2015. – 17 с.
4. Щеголева Э.В. Экологическое строительство с применением древесины в качестве основного строительного материала // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета: изд-во Воронежский государственный архитектурно-строительный ун-т, 2017. № 3. С. 142–149.
5. Wood as an engineering material: Wood handbook. Forest Products Laboratory. USA. 1999.
6. Черных А.Г., Григорьев К.С., Коваль П.С., Данилов Е.В., Бакрышева В.В., Кашапов И.Т. К вопросу определения несущей способности нагельных соединений в конструкциях из бруса, клееного из однонаправленного шпона (LVL) // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 4. С. 109.



#### УДК 69.059.4

*Татьяна Николаевна Казакевич,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Стефания Ивановна Миронова,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Павел Сергеевич Коваль,*  
канд. техн. наук,  
старший преподаватель  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*Александр Олегович Васильев,*  
технический директор  
(ООО «ДОЛ»)  
*E-mail: kazakevich.t.n@mail.ru,*  
*mstefania@mail.ru*  
*kovaljpavel@gmail.com*  
*sasha\_yass@mail.ru*

*Tatyana Nikolaevna Kazakevich,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Stefaniya Ivanovna Mironova,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Pavel Sergeevich Kovalj,*  
PhD in Sci. Tech.,  
senior lecturer  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*Aleksandr Olegovich Vasiljev,*  
Technical Director  
(ООО «DOL»)  
*E-mail: kazakevich.t.n@mail.ru,*  
*mstefania@mail.ru*  
*kovaljpavel@gmail.com*  
*sasha\_yass@mail.ru*

## **ОЦЕНКА РАБОТОСПОСОБНОСТИ КЛЕЁНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КАПЛЕВИДНОГО КУПОЛА АТРИУМА МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА, МЕРЫ ПО ПОВЫШЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ**

### **EVALUATION OF THE PERFORMANCE OF GLUED LOAD-BEARING STRUCTURES OF THE TEARDROP-SHAPED DOME OF THE ATRIUM OF THE MULTIFUNCTIONAL COMPLEX, MEASURES TO IMPROVE OPERATIONAL RELIABILITY**

Нарушение температурно-влажностного режима во время строительства МФЦ, привело к появлению расслоений по клеявым швам, трещин в древесине. Кроме этого, протечки из окон дымоудаления, эксплуатация конструкций в здании с аквапарком способствует переувлажнению КДК. Во время отопительного периода температурно-влажностный режим меняется, что способствует появлению дефектов в связи с отсутствием системы вентиляции

воздуха под куполом. По результатам предварительного обследования несущей конструкции купола из клеёной древесины присвоены следующие категории технического состояния: ограниченно-работоспособное. Решение данной проблемы заключается в организации конструктивной защиты КДК в виде создания децентрализованной вентиляции помещения атриума.

*Ключевые слова:* клеёные деревянные конструкции, клеёные деревянные элементы, светопрозрачные конструкции, дефекты, повреждения, оценка работоспособности.

Violation of the temperature and humidity regime during the construction of the MFC, led to the appearance of delaminations along the adhesive seams, cracks in the wood. In addition, leaks from the smoke removal windows, the operation of structures in the building with the water park contributes to the waterlogging of the KDC. During the heating period, the temperature and humidity regime changes, which contributes to the appearance of defects due to the lack of an air ventilation system under the dome. According to the results of the preliminary survey of the load-bearing structure of the dome made of glued wood, the following categories of technical condition were assigned: limited-operable. The solution to this problem is to organize a constructive protection of the CDC in the form of creating a decentralized ventilation of the atrium room.

*Keywords:* glued laminated timber, glued wooden elements, translucent structures, defects, damage, performance assessment.

Купола и куполообразные конструкции применяются для зданий и сооружений различного назначения, в том числе рынков, торгово-выставочных залов, аквапарков и т. п. [1].

Многофункциональный торгово-развлекательный комплекс «Питерлэнд» был построен в 2005–2012 годах. Клеёные деревянные конструкции атриума были разработаны в лаборатории деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Клеёные деревянные конструкции атриума были смонтированы в апреле 2008 года и долгое время находились без остекления.

Строительство до 2011 года было заморожено. Здание не отапливалось. Атриум является частью здания многофункционального комплекса, включающего конструкцию купола, который является уникальным сооружением. Срок службы уникальных зданий согласно ГОСТ 27751-2014 п. 4.3, таблица 1–100 лет [2].

Основными несущими конструкциями атриума являются двухшарнирные клеёные деревянные арки А1–А9 с пролётами от 25 м (арка А1) до 11,3 м (арка А10), балка А10 с пролетом

6,5 м и полуарки ПА. При этом арки и балка образуют поверхность усеченного цилиндра, а полуарки-полукупол.



Рис. 1. Апрель 2008г. Монтаж КДК атриума

Основными несущими конструкциями атриума являются двухшарнирные клеёные деревянные арки А1-А9 с пролётами от 25 м (арка А1) до 11,3 м (арка А10), балка А10 с пролетом 6,5 м и полуарки ПА. При этом арки и балка образуют поверхность усеченного цилиндра, а полуарки- полукупол.

Опираение арок на железобетонное кольцо, воспринимающее усилия от арок, выполнено шарнирно-неподвижными.

Арки А1-А5 собираются на строительной площадке из полуарок. Арки А6-А9 поступают на площадку в готовом виде.

Прогоны на полукуполе однопролётные, а на рядовой части двух- и трёхпролётные. Выполнены из клеёной древесины сечением 140х300мм.

Стальные горизонтальные связи устанавливаются по верхним гребням арок, и образуют два связевых блока[3].

В соответствии с ГОСТ 20850-2014 [4] несущие клеёные деревянные конструкции по функциональному назначению можно отнести к 1б классу – несущие конструкции для зданий музеев, спортивно-зрелищных объектов и торговых предприятий с массовым нахождением людей.

По классу условий эксплуатации клеёные деревянные конструкции атриума можно отнести ко 2 классу (нормальный) [4].

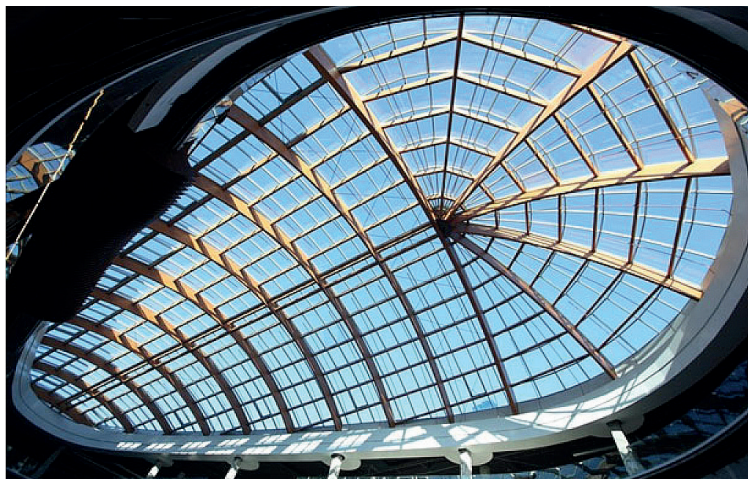


Рис. 2. Светопрозрачный купол атриума

Несущей конструкцией являются гнutoкленные полуарки, которые формируют каплевидную форму купола. 5 полуарок, выполненных из клеёной древесины, расположены полукругом по радиусу, под углом  $30^\circ$  друг от друга.

Обследование проводилось в соответствии с СП 13-102-2003[5], под терминами «Дефект» и «Повреждение» понимаются следующее:

- дефект – это отдельное несоответствие конструкций какому-либо параметру, установленному проектом или нормативным документом.
- повреждение – это неисправность, полученная конструкцией при изготовлении, транспортировании, монтаже или эксплуатации.

На клеёных деревянных конструкциях атриума наблюдается изменение цвета, биоповреждение плесневыми и деревоокрашивающими грибами (микроспoresы).

Распространение: повсеместно.

Причина появления: замokание торцов полуарок, связанное с выпадением конденсата на внутренней поверхности остекления купола, далее через металлокаркас и прогоны на гнutoкклеёные полуарки.

Протечки через окна дымоудаления. Нарушение температурно – влажностного режима эксплуатации конструкций способствовало заселению спорами деревообрабатывающих грибов.

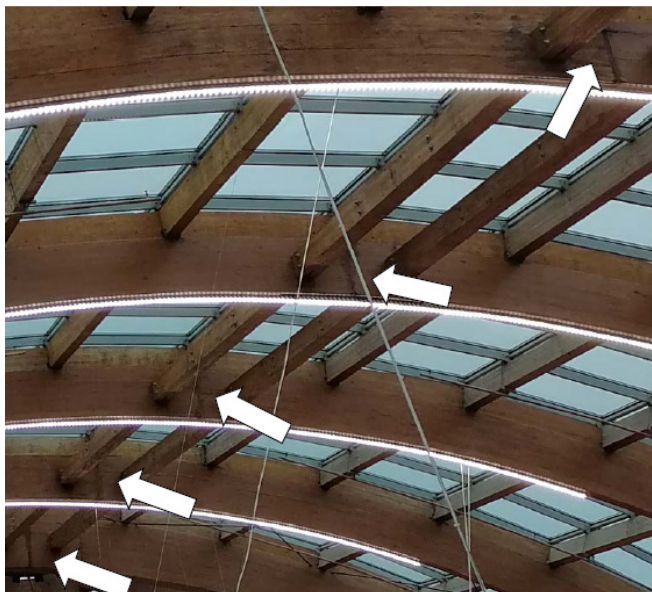


Рис. 3. Биоповреждения грибами стыка полуарок

При изменении температурно-влажностного состояния древесины в готовых изделиях (клеёных конструкциях) и заготовках появляются деформации сдвига. Возникает опасность расслаивания клеевых соединений. [6]

Нарушение температурно-влажностного режима во время строительства МФЦ, привело к появлению расслоений по клеевым швам, трещин в древесине. Оказывает влияние и чрезмерное воздействие влажного воздуха попадающего в атриум из аквапарка, это способствует переувлажнению КДК. В начале отопительного сезона сухой теплый воздух резко изменяет температурно-влажностный режим в области КДК, этому так же способствует отсутствие системы вентиляции воздуха под куполом.

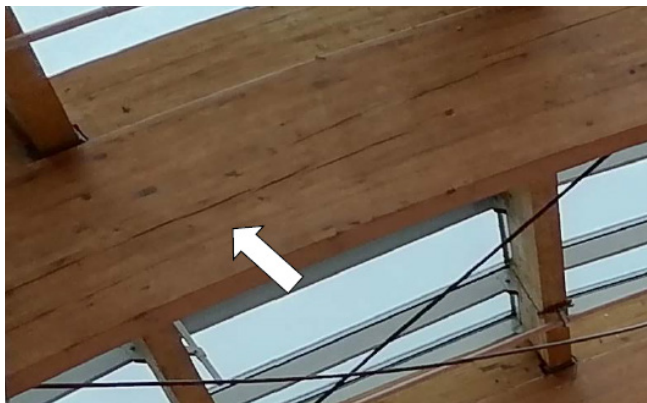


Рис. 4. Усушечные трещины на конструкциях



Рис. 5. Расслоение клеевого шва

По результатам предварительного обследования несущей конструкции купола из клеёной древесины присвоены следующие категории технического состояния согласно ГОСТ 31937-2011[7]:

Гнутоклеёные полуарки и арки из клеёной древесины находятся в ограниченно – работоспособном состоянии, в связи

с неблагоприятным воздействием не оптимального температурно-влажностного режима в зоне расположения несущих конструкций.

Неблагоприятное воздействие не оптимального температурно-влажностного режима и выпадение конденсата на внутренних поверхностях остекления купола, протечки через окна дымоудаления повлияли на появление дефектов на прогонах, что привело к оценке клеёных деревянных конструкций, как в ограниченно-работоспособном состоянии.

В соответствии с таблицей 1 СП 64.13330.2017 [8], учитывая класс функционального назначения 1б согласно таблицы А1 СП 64.13330.2017[8] равновесная влажность древесины для конструкций должна составлять не более 12 %. Максимальная относительная влажность воздуха при температуре 20° должна быть не более 65 %. В подкупольном пространстве клеёные деревянные конструкции светопрозрачного купола атриума многофункционального комплекса подвергаются воздействию высокой температуры. Это связано с эффектом стратификации воздуха в высоких помещений. Стратификация воздуха – результат значительной разности температур воздуха в разных зонах помещения: у пола и под потолком, у внутренней и наружной стены и т. д. Причиной стратификации является разность плотностей холодного и теплого воздуха. При большей площади остекления, особенно в верхней зоне, за счет солнечного света воздух дополнительно может нагреваться на несколько градусов. Особенно сильно это проявляется в атриумах различных помещений и в оранжереях, где в отдельных случаях разница температуры воздуха в рабочей зоне и в подпотолочном пространстве достигает 50–60 градусов [9]. В данном случае этот эффект приводит к тому, что более теплый и более влажный воздух скапливается в верхней части атриума – в зоне расположения клеёных деревянных конструкций и приводит к их повреждению.

Решение данной проблемы заключается в организации конструктивной защиты КДК в виде создания децентрализованной вентиляции помещения атриума.

Эффективная защита большинства объектов с ДК может быть осуществлена при сочетании конструкционных и химических мер

и при оптимальном их соотношении. Конструкционные меры, обеспечивающие просыхание элементов ДК и их защиту от увлажнения, обязательны независимо от срока службы здания или сооружения, а также от того, производится химзащита древесины или нет [10].

Для расчетного срока службы конструкции из клееной древесины купола атриума МФК необходимо учитывать условия эксплуатации, влияние окружающей среды, свойства применяемых материалов, возможные средства защиты КДК от негативных воздействий среды, а также возможное ухудшение несущих свойств клеёной древесины.

Условиях эксплуатации определяет ГОСТ 27751-2014[2].

С целью безопасной эксплуатации рекомендуется проводить наблюдение за состоянием клеёных деревянных конструкций. Контролировать качество, осуществлять проверку соответствия проекту и нормативным требованиям, прогнозировать фактическую несущую способность и остаточного ресурса сооружения. Принимать обоснованные решения о продлении срока безаварийной эксплуатации объекта [11].

Только при выполнении всех условий будет обеспечена надежность строительной конструкции – способность строительной конструкции выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации. Для обеспечения надежности необходимо проводить необходимые мероприятия на всех этапах строительства и поддерживать требуемый уровень качества конструкций в течение всего срока службы.

Выполнение требований нормативных документов является залогом обеспечения высокого качества несущих клеёных деревянных конструкций, которое сможет обеспечить долговечность, эксплуатационную надежность, безопасность для людей и, в конечном счете, экономичность при эксплуатации конструкций.

## Литература

1. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клеёные деревянные конструкции с узлами на вклеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК) М. РИФ «Стройматериалы», 2013. 308 с.
2. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. М: Стандартинформ, 2019. 15 с.



3. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Галицкий В. Каркас атриума из клеёной древесины. Альбом КД. Общие указания. М. ЦНИИСК. 2006. 20 с.
4. ГОСТ 208580-2014 Клееные деревянные конструкции. М.: Стандартинформ, 2015. 15 с.
5. СП 13-102-2013. Свод правил по проектированию и строительству. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. М.: ФГУП ЦПП. 27 с.
6. Глухих В.Н., Черных А.Г. Анизотропия древесины. Технологический аспект. СПб.: СПбГАСУ, 2013. 240 с.
7. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга. М.: Стандартинформ, 2014. 55 с.
8. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М.: Стандартинформ, 2017. 84 с.
9. Серов Е. Н., Серова Т. А., Миронова С. И. Реставрация деревянных конструкций в зданиях и сооружениях. СПб.: СПбГАСУ, 2018. 411 с.
10. Ломакин А.Д. Защита деревянных конструкций. М.:ООО РИФ «Стройматериалы».2013.424с.
11. D I Korolkov, A G Chernykh, S M Mamedov, T N Kazakevich, M V Gravit Use of two-parameter distributions for a joint assessment of the residual resource of building structures and engineering systems of buildings and structures.// 2019.2020.C.012142 IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 775 (1), 12142, DOI: 10.1088/1757-899X/775/1/012142.

**УДК 539.3**

*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р тех. наук, профессор  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)

*Иван Владимирович Каменев*  
(СПб ГКУ «Центр развития  
технологий предупреждения  
и профилактики чрезвычайных  
ситуаций»)

*E-mail: ivankam447@rambler.ru*  
*chagrig@lan.spbgasu.ru*

*Aleksandr Grigorievich Chernych,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)

*Ivan Vladimirovich Kamenev*  
(Saint Petersburg Center  
for the Development  
of Technologies for the Prevention  
of Emergencies)

*E-mail: ivankam447@rambler.ru*  
*chagrig@lan.spbgasu.ru*

## **МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ ИЗ КЛЕЕНОЙ ДРЕВЕСИНЫ**

### **MATHEMATICAL MODEL OF STRESS-STRAIN STATE OF CYLINDRICAL SHELLS MADE OF GLUED WOOD**

В данной работе исследуется математическая модель напряженно-деформированного состояния цилиндрических оболочечных конструкций, прямоугольных в плане, выполненных из клееной древесины. Приведенная модель учитывает ребра жесткости, а также ослабляющие конструкцию вырезы. Данная модель исследуется с помощью алгоритма, основанного на методе Ритца и методе Ньютона. В соответствии с данным алгоритмом проводится исследование прочности цилиндрических оболочек из клееной древесины, выполненных в трех геометрических вариациях, подкрепленных и ослабленных различным числом ребер и вырезов соответственно. Исследование прочности конструкций проводится по 3 критериям прочности: критерий максимальных напряжений, критерий Мизеса-Хилла и критерий Фишера. По результатам анализа прочности конструкций рекомендуется использовать несколько критериев прочности для наиболее точного определения значений критической нагрузки.

*Ключевые слова:* цилиндрические панели, LVL, прочность, ребра, вырезы, функционал полной потенциальной энергии деформации.

This paper investigates a mathematical model of the stress-strain state of cylindrical shell structures, rectangular in plan, made of glued wood. Represented model considers stiffening ribs and holes weakening the structure. The algorithm for

studying this model based on the Ritz method and Newton method. In accordance with this algorithm, a study of the strength of cylindrical shells made of glued wood is carried out, made in three different geometries, reinforced and weakened by a different number of ribs and holes respectively. The study of the strength of structures is carried out according to 3 strength criteria: the maximum stress criterion, the Mises-Hill criterion and the Fisher criterion. Based on the results of the strength analysis of the structures, it is recommended to use several strength criteria for the most accurate determination of the critical load values.

*Keywords:* cylindrical shells, LVL, strength, strength, ribs, holes, functional of the total potential energy of deformation.

## Математическая модель исследования

Для исследования оболочек, выполненных из клееной древесины, воспользуемся моделью НДС ортотропных оболочечных конструкций, предложенной в работе [1], причем будем рассматривать цилиндрические панели как частный случай пологих оболочек двойной кривизны с бесконечным радиусом кривизны вдоль оси  $x$ . Данная модель, записанная через функционал полной потенциальной энергии деформации, геометрически-нелинейная, учитывает поперечные сдвиги и ребра жесткости:

$$E_p^s = \iint_{00}^{ab} A_0 dy dx + \sum_{i=1}^n \iint_{0 c_i}^{a d_i} A_{1i} dy dx + \sum_{j=1}^m \iint_{a_j 0}^{b_j b} A_{2j} dy dx - \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \iint_{a_j c_i}^{b_j d_i} A_{3ji} dy dx, \quad (1)$$

где коэффициент  $A_0$  учитывает работу внутренних и внешних сил на гладкую оболочку,  $A_{1i}$  – на  $i$ -е ребро вдоль оси  $x$ ,  $A_{2j}$  – на  $j$ -е ребро вдоль оси  $y$ ,  $A_{3ji}$  – на пересечение  $i$ -го ребра вдоль оси  $x$  с  $j$ -м ребром вдоль оси  $y$ .

Для учета вырезов введем функцию единичную столбчатую функцию  $H(x, y)$ , равную единице при попадании на вырез и нулю в остальных точках конструкции. Тогда функционал полной потенциальной энергии деформации для ребристой оболочки, ослабленной вырезами, примет вид (2):

$$E_p = \iint_{00}^{ab} A_0 dy dx + \sum_{i=1}^n \iint_{0 c_i}^{a d_i} A_{1i} dy dx + \sum_{j=1}^m \iint_{a_j 0}^{b_j b} A_{2j} dy dx - \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n \iint_{a_j c_i}^{b_j d_i} A_{3ji} dy dx - \sum_{l=1}^{quant} \iint_{p_l r_l}^{q_l s_l} A_0 dy dx, \quad (2)$$

где  $quant$  – число вырезов,  $[p_l; q_l] \times [r_l; s_l]$  – область задания  $l$ -го выреза.

Для исследования данной модели воспользуемся алгоритмом, приведенным в [2]. Данный алгоритм основан на методе Ритца, позволяющем свести задачу поиска минимума функционала (2) к решению системы нелинейных уравнений, и методе Ньютона, с помощью которого полученная система решается для каждого нового значения нагрузки.

### Критерии истощения прочности

Для определения критической нагрузки истощения прочности будем пользоваться следующими критериями, применимыми для ортотропного материала:

1. Критерий максимальных напряжений (КМН) [3]:

$$|\sigma_x| \leq F_x, |\sigma_y| \leq F_y, |\tau_{xy}| \leq F_{xy}. \quad (3)$$

Здесь оси  $x, y$  совпадают с осями анизотропии, а  $F_x, F_y, F_{xy}$  – пределы прочности материала, причем  $F_x, F_y$  принимают значения при растяжении или сжатии в зависимости от знака напряжений  $\sigma_x, \sigma_y$ :

$$F_x = \begin{cases} F_x^+, \sigma_x > 0 \\ F_x^-, \sigma_x \leq 0 \end{cases} \quad F_y = \begin{cases} F_y^+, \sigma_y > 0 \\ F_y^-, \sigma_y \leq 0 \end{cases}. \quad (4)$$

2. Критерий Мизеса-Хилла (КМХ) [4]:

$$\left(\frac{\sigma_x}{F_x}\right)^2 - \frac{\sigma_x}{F_x} \cdot \frac{\sigma_y}{F_y} + \left(\frac{\sigma_y}{F_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{F_{xy}}\right)^2 \leq 1. \quad (5)$$

3. Критерий Л. Фишера (КФ) [5]:

$$\left(\frac{\sigma_x}{F_x}\right)^2 - K_f \cdot \frac{\sigma_x \sigma_y}{F_x F_y} + \left(\frac{\sigma_y}{F_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{F_{xy}}\right)^2 \leq 1, \quad (6)$$

$$K_f = \frac{E_1(1 + \mu_{21}) + E_2(1 + \mu_{12})}{2\sqrt{E_1 E_2 (1 + \mu_{21})(1 + \mu_{12})}}.$$

Из работ [3–6] следует, что универсального критерия оценки прочности не существует, поэтому рекомендуется использовать несколько критериев, в последующем, анализируя полученные результаты.

### Параметры рассматриваемых конструкций

В качестве исходного материала возьмем LVL-брус с физическими параметрами, представленными в таблице 1. Оболочки составлены из досок LVL трапециевидного сечения, уложенных вдоль образующей цилиндра по элементу окружности.

Таблица 1

**Физические параметры материала [7]**

$E_1$ , МПа	$E_2$ , МПа	$\mu_{12}$	$\mu_{21}$	$G$ , МПа	$F_x^+$ , МПа	$F_x^-$ , МПа	$F_y^+$ , МПа	$F_y^-$ , МПа	$F_{xy}$ , МПа
12000	500	0.45	0.018	700	39	31	4.8	0.45	1.5

Будем рассматривать конструкции трех различных геометрий. Геометрические параметры рассматриваемых конструкций представлены в таблице 2.

Таблица 2

**Геометрические параметры конструкций**

Вариант геометрии	$a$ , м	$b$ , м	$R_2$ , м	$h$ , м	$r_x$ , м
1	16	10	16	0.08	1.6
2	10	5	6	0.10	1.1
3	20	20	20	0.09	2

Будут рассматриваться как гладкие оболочки, так и подкрепленные ребрами, а также ослабленные вырезами. Для подкрепления конструкций вдоль волокон будут использоваться 3 ребра

высотой  $2h$  и шириной  $h$ , а поперек волокон – 4 ребра высотой  $h$  и шириной  $2h$ . Ослабляют конструкцию 6 круглых вырезов диаметром  $r_x$ . Критическую нагрузку исчерпания прочности в соответствии с заданным критерием обозначим  $q_{kr}$ , соответствующий такой нагрузке наибольший прогиб –  $W_{max}$ . Также интерес представляет форма потери прочности, так как дает представление о наиболее слабых местах конструкции. Причем приводиться будут формы потери прочности не в момент наступления критической нагрузки по соответствующему критерию, а при нагрузке  $1,5 \cdot q_{kr}$  для получения представления о дальнейшем развитии потери прочности. Соответствующие значения и формы потери прочности приведены в табл. 3–8.

Таблица 3

**Нагрузки исчерпания прочности и прогибы для оболочки варианта 1**

Тип оболочки	КМН		КМХ		КФ	
	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м
Гладкая	0.00152	0.0148	0.00154	0.0151	0.00154	0.0151
Ослабленная	0.00115	0.0120	0.00115	0.0120	0.00115	0.0120
Рёбристая	0.00180	0.0101	0.00183	0.0102	0.00183	0.0102
Рёбристая с вырезами	0.00185	0.0111	0.00184	0.0110	0.00184	0.0110

Таблица 4

**Формы исчерпания прочности для оболочки варианта 1**

Тип оболочки	КМН	КМХ	КФ
Гладкая			

Тип оболочки	КМН	КМХ	КФ
Ослабленная			
Ребристая			
Ребристая с вырезами			

Таблица 5

## Нагрузки исчерпания прочности и прогибы для оболочки варианта 2

Тип оболочки	КМН		КМХ		КФ	
	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м
Гладкая	0.00605	0.0066	0.00610	0.00068	0.00610	0.00068
Ослабленная	0.00350	0.0047	0.00360	0.0048	0.00360	0.0048
Ребристая	0.00660	0.0034	0.00660	0.0034	0.00660	0.0034
Ребристая с вырезами	0.00661	0.0035	0.00670	0.0036	0.00670	0.0036

Таблица 6

## Формы исчерпания прочности для оболочки варианта 2

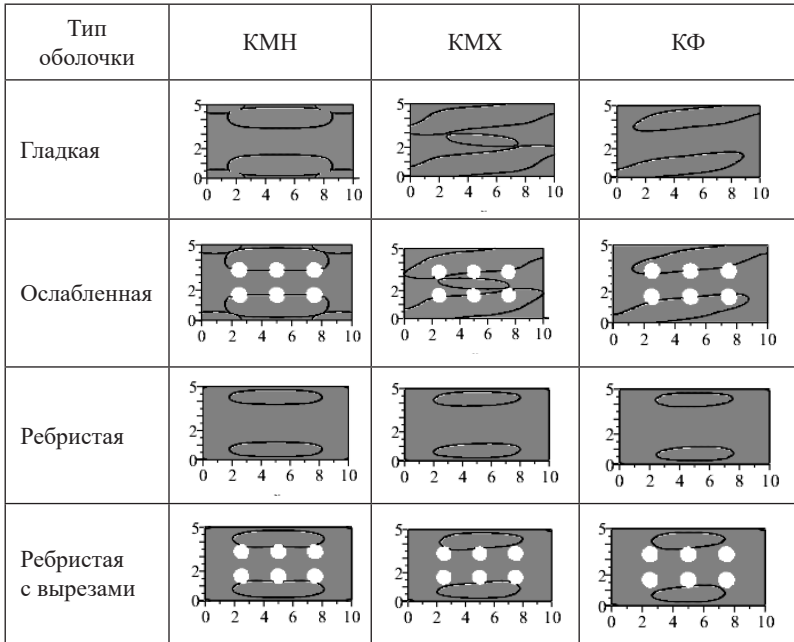


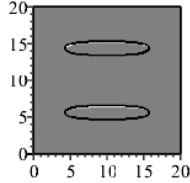
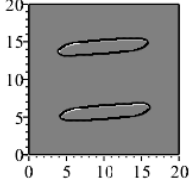
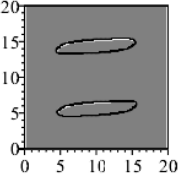
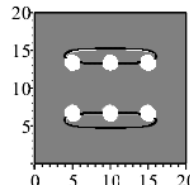
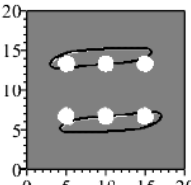
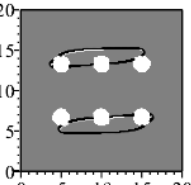
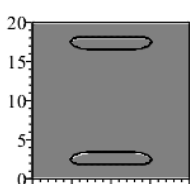
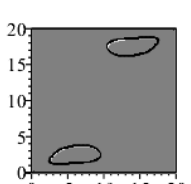
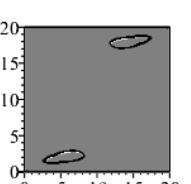
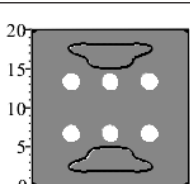
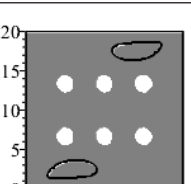
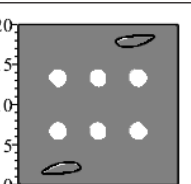
Таблица 7

## Нагрузки исчерпания прочности и прогибы для оболочки варианта 3

Тип оболочки	КМН		КМХ		КФ	
	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м	$q_{kr}$ , МПа	$W_{max}$ , м
Гладкая	0.00147	0.0201	0.00147	0.0201	0.00147	0.0201
Ослабленная	0.00102	0.0163	0.00105	0.0167	0.00105	0.0167
Ребристая	0.00183	0.0104	0.00184	0.0105	0.00184	0.0105
Ребристая с вырезами	0.00175	0.0103	0.00178	0.0104	0.00178	0.0104



Формы исчерпания прочности для оболочки варианта 3

Тип оболочки	КМН	КМХ	КФ
Гладкая			
Ослабленная			
Ребристая			
Ребристая с вырезами			

Из представленных таблиц видно, что различные критерии прочности дают близкие результаты по значениям критической нагрузки потери прочности для гладких конструкций, но могут иметь небольшие расхождения для ребристых и ослабленных вырезами оболочек. Таким образом рекомендуется использовать

несколько критериев прочности для наиболее точного определения значений критической нагрузки потери прочности.

Значения критических нагрузок потери прочности для всех критериев существенно возрастают при подкреплении оболочек ребрами жесткости, для ослабленных же уменьшаются не столь заметно, что связано с малой площадью рассматриваемых вырезов относительно площади оболочки.

Формы потери прочности, полученные по критерию максимальных напряжений, несколько отличаются от форм, полученных по двум другим рассматриваемым критериям. Несмотря на это, для всех трех критериев имеется общая тенденция к потере прочно-

сти в углах конструкции и вдоль волокон при  $y \in \left[0; \frac{b}{3}\right] \cup \left[\frac{2b}{3}; b\right]$ .

Также на формы потери прочности существенно влияет наличие ребер жесткости, наличие же вырезов влияет не столь сильно ввиду их малой относительной площади.

## Литература

1. Karpov V.V., Semenov A.A. Refined model of stiffened shell. *International Journal of Solids and Structures*. 2020. Vol. 199. Pp. 43–56.
2. Kamenev I.V., Semenov A.A. Stability of orthotropic doubly-curved shallow shells with movable hinged fixing of the border. *PNRPU. Mechanics Bulletin*, 2018, no. 2, pp. 32–43. DOI: 10.15593/perm.mech/2018.2.04
3. Зиновьев П.А. Оптимальное проектирование композитных материалов: Учебное пособие по курсу «Проектирование композитных конструкций. Ч. II» / П.А. Зиновьев, А. А. Смердов. – М.: Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 2006. – 103 с.
4. Карпов Я.С. Методика расчета на прочность слоистых композиционных материалов при термомеханическом нагружении / Я. С. Карпов, В. Г. Ставиченко // Проблемы прочности. – 2010. № 4. С. 154–164.
5. Fisher L. How to predict structural behavior of R.P. Laminates // *Modern Plastics I* 1960. – № 6.
6. Vasiliev V.V., Morozov E.V. *Advanced Mechanics of Composite Materials and Structures*. 4<sup>th</sup> Edition. 2018. <https://doi.org/10.1016/C2016-0-04497-2/>
7. СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции». Актуализированная редакция СНиП II-25-80 с изменениями. 2017.
8. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С., Мамедов Ш.М. Обзор исследований, нормирования и применения LVL-бруса в отечественной и зарубежной строительной практике. *Вестник гражданских инженеров*. 2020. № 1 (78). С. 100–106.

#### УДК 539.4

*Павел Сергеевич Коваль,*  
ст. преподаватель  
*Егор Владимирович Данилов,*  
канд. техн. наук  
*Татьяна Николаевна Казакевич,*  
канд. техн. наук  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: pkoval@lan.spbgasu.ru,*  
*chagrig@lan.spbgasu.ru,*  
*sleepme@mail.ru*

*Pavel Sergeevich Koval,*  
senior lecturer  
*Egor Vladimirovich Danilov,*  
PhD in Tech. Sci.  
*Tatiana Nikolaevna Kazakevich,*  
PhD in Sci. Tech.  
(Saint Petersburg  
State University of  
Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: pkoval@lan.spbgasu.ru,*  
*chagrig@lan.spbgasu.ru,*  
*sleepme@mail.ru*

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ ДЕРЕВОПЛИТ ПРИ ИЗГИБЕ

### RESEARCHING THE BENDING OF STRESS-LAMINATED TIMBER SLABS

Предложена теоретическая модель предварительно напряженной многослойной деревоплиты как составной конструкции на податливых связях со смещениями, параллельными швам. В качестве связей выступают силы трения на поверхностях контакта элементов плиты. Цель работы заключалась в определении значений коэффициентов упругости фрикционных связей вдоль и поперек волокон опытным путем, а также экспериментальном подтверждении работы преднапряженной деревоплиты как трансверсально-изотропной плиты, нагруженной силами в срединной плоскости и по нормали к ней, а в запрядельном состоянии – как составной плиты на податливых связях. Данные положения подтверждены результатами лабораторных испытаний.

*Ключевые слова:* предварительно напряженная многослойная деревоплита, изгиб, модуль упругости связей, сила трения, анизотропия.

A theoretical model of a stress-laminated timber deck as a built-up structure with yielding connections with displacements parallel to the edge joints is proposed. The friction forces on the contact surfaces of the plate elements are considered as yielding connections. The aim of the work was to determine the values of the modulus of elasticity of the friction connections along and across the grains experimentally, as well as to experimentally confirm the behaviour of the

stress-laminated timber deck as a transversally isotropic plate loaded with forces in the median plane and perpendicular to it, and out the limit state – as a built-up plate with yielding connections. These provisions are confirmed by the results of laboratory tests.

*Keywords:* stress-laminated timber slab, bending, modulus of elasticity of connection, friction, anisotropy.

В соответствии с принятой терминологией по ГОСТ Р 567005-2015 предварительно напряженные многослойные деревоплиты (ПНД) – это «многослойные плиты настила, изготовленные из уложенных на ребро досок с пиленными либо строгаными поверхностями или клееных деревянных элементов, удерживаемых вместе силами трения от предварительного напряжения» [1]. Они характеризуются повышенной несущей способностью и жесткостью, а также способны воспринимать значительные сосредоточенные нагрузки [2; 5; 7; 9–15]. Такие плиты являются составными элементами с податливыми соединениями, в которых в качестве поперечных связей, способствующих прижатию отдельных элементов друг к другу, выступают растянутые винтовые стержни из стали, а силы трения, возникающие вследствие обжатия ПНД на поверхностях контакта слоев, создают связи сдвига, воспринимающие сдвигающие усилия в швах. При недостаточной жесткости связей сдвига деревоплита расслаивается от действия неравномерных сил, т. е. наблюдается взаимное смещение элементов относительно друг друга (так называемый «клавишный эффект») [8–15]. В случае действия сосредоточенной силы в поперечном сечении ПНД следует выделять три характерные части (рис. 1). При этом распределение напряжений в поперечном сечении будет происходить как в изотропной среде, т. к. принятая схема анизотропии – трансверсально-изотропная [4; 6].

Таким образом, смещающаяся часть плиты определяется сектором в  $90^\circ$  в (по  $45^\circ$  – симметрично относительно вертикальной оси).

Разработана теоретическая модель ПНД как составной плиты на податливых связях со смещениями, параллельными швам. Согласно предлагаемой теории:

– изгибающий момент в середине пролета плиты для смещающейся при расслоении части (нагруженной):

$$M_1 = E_1 I_1 \frac{4q\pi}{l^2} \cdot \frac{1 + G_z \frac{\pi^2 - 8}{\pi^2} \cdot \frac{l^4}{E_1 I_2 \pi^4}}{E_1 I_1 \frac{\pi^4}{l^4} + G_z \frac{\pi^2 - 8}{\pi^2} \cdot \frac{I_1 + I_2}{I_2}}, \quad (1)$$

– изгибающий момент в середине пролета для крайних частей (ненагруженных):

$$M_2 = E_1 I_2 \frac{4q\pi}{l^2} \cdot \frac{1 + G_z \frac{\pi^2 - 8}{\pi^2} \cdot \frac{l^4}{E_1 I_1 \pi^4}}{E_1 I_2 \frac{\pi^4}{l^4} + G_z \frac{\pi^2 - 8}{\pi^2} \cdot \frac{I_1 + I_2}{I_2}}, \quad (2)$$

где  $E_1$  – модуль упругости древесины вдоль волокон;  $I_1$  – момент инерции смещающейся при расслоении части плиты (нагруженной);  $I_2$  – момент инерции крайней части плиты (ненагруженной);  $l$  – пролет плиты;  $q$  – нагрузка;  $G_z$  – модуль упругости фрикционных связей в направлении поперек волокон.

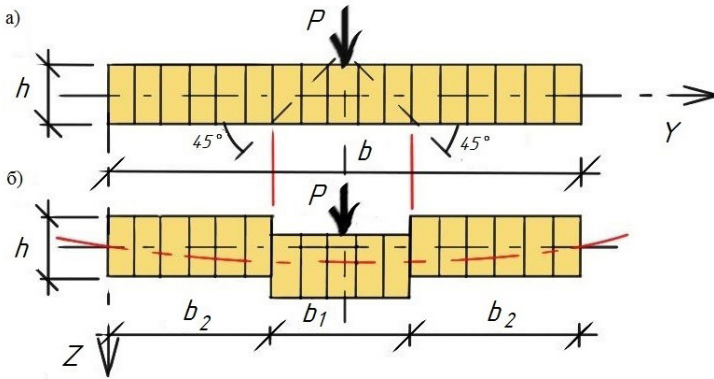


Рис. 1. Поперечное сечение ПНД: а – распределение силы между элементами; б – расслоение плиты под нагрузкой

Значение модулей (коэффициентов) упругости соединения  $G_z$  определяется экспериментально по линейному участку кривой зависимости «нагрузка-смещение» [3]. Цель данного

исследования заключалась в определении значений указанных коэффициентов и дальнейшей проверке работы ПНД как составной конструкции.

Так как коэффициенты трения древесины по древесине вдоль и поперек волокон различны, проведены два соответствующих эксперимента. Схемы испытаний приведены на рис. 2. Диаметр винтовых стержней – 12 мм по резьбе (М12); класс прочности винтовых стержней – 8.8; диаметр распределительных траверс-шайб – 96 мм; материал центрального и крайних элементов – сосновые доски 2 сорта, сухие строганные.

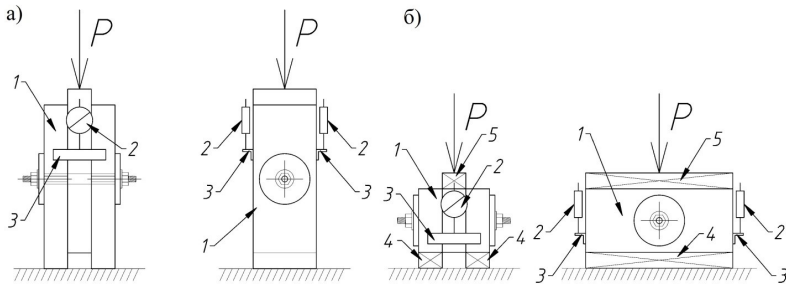


Рис. 2. Схемы испытания образцов: а) вдоль волокон б) поперек волокон; 1 – испытательный образец; 2 – индикатор перемещений; 3 – опорный столик индикатора; 4 – нижняя подкладка; 5 – верхняя накладка

Затяжка гаек осуществлялась при помощи динамометрического ключа. Зависимость между растягивающими усилиями в стержне и крутящим моментом, регистрируемым индикатором динамометрического ключа, предварительно определена экспериментальным путем и имеет линейный характер [8].

Исследование проводилось при различных усилиях натяжения винтовых стержней (по 3 образца вдоль и поперек волокон для каждого уровня затяжки): 7650 Н, 15300 Н, 22950 Н (35 Нм, 70 Нм, 105 Нм соответственно). Нагружение производилось поэтапно со ступенью 2000 Н до разрушения с выдержкой на каждой ступени. Общий вид испытаний в лаборатории приведен на рис. 3.

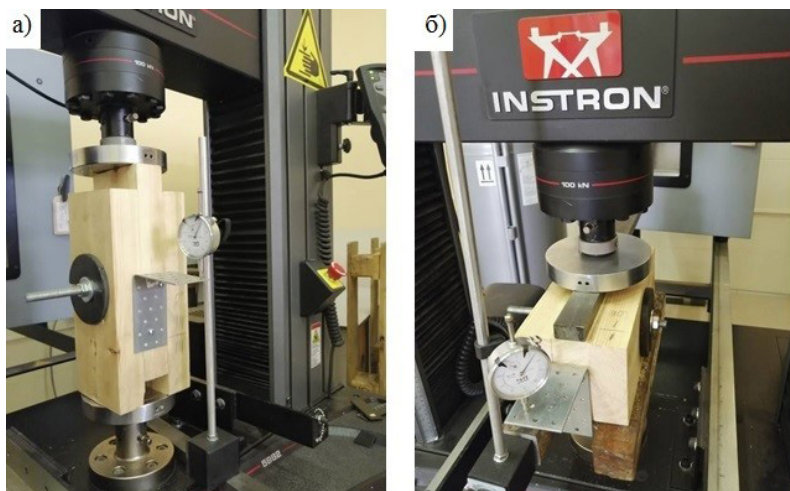


Рис. 3. Лабораторные испытания образцов:  
*а* – вдоль волокон; *б* – поперек волокон

Экспериментально полученная зависимость смещений нагружаемой средней части образца относительно неподвижных крайних частей от нагрузки представлена на рис. 4.

Разрушение образцов наступало с исчерпанием несущей способности сил трения, но без непосредственной деструкции деревянных элементов. При этом смещения нагружаемой средней части образца относительно неподвижных крайних частей линейно зависят от действующих нагрузок до разрушения. При значениях нагрузок, соответствующих значениям на оси ординат для точек перегиба графиков, наступало фактическое исчерпание несущей способности соединения. Дальнейшее деформирование происходило ступенчато, с многочисленными «срывами», что, вероятно, следует объяснить повышением уровня давления на поверхностях контакта соединяемых элементов при уменьшении площади их соприкосновения. Кривые зависимостей деформаций соединений от нагрузок на этой стадии линейно аппроксимированы, угол наклона прямых близок к нулю. Выявлено, что жесткость соединений, нагруженных поперек волокон, на 40–55 % выше,

чем вдоль волокон. В то же время их несущая способность ниже на 7–18 %.

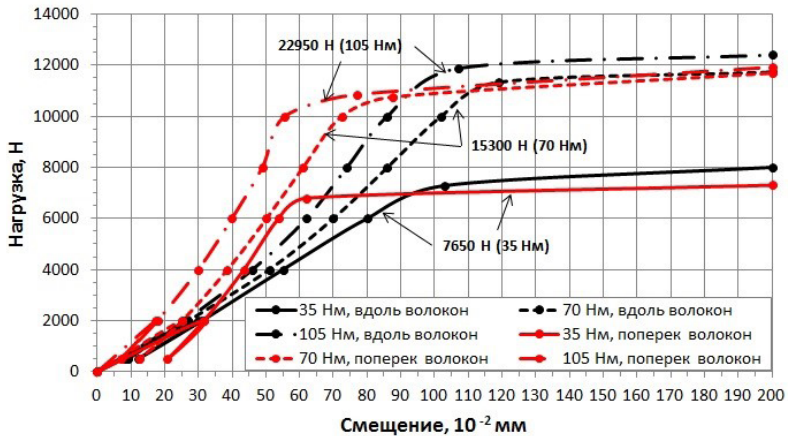


Рис. 4. Зависимость смещений средней части образца относительно крайних от нагрузки

В результате эксперимента подтверждено, что деформативность и несущая способность соединения зависят от усилия прижима элементов друг к другу. Исходя из полученных данных, определены модули упругости связей, возникающих за счет сил фрикционного взаимодействия элементов ДК (на единицу длины шва):

- при усилии растяжения стержней 7650 Н – модуль упругости соединения вдоль волокон  $G_{x,1} = 75,0$  Н/мм<sup>2</sup>, поперек волокон –  $G_{z,1} = 111,6$  Н/мм<sup>2</sup>;

- при усилии растяжения стержней 15300 Н – модуль упругости соединения вдоль волокон  $G_{x,2} = 98,0$  Н/мм<sup>2</sup>, поперек волокон –  $G_{z,2} = 138,1$  Н/мм<sup>2</sup>;

- при усилии растяжения стержней 22950 Н – модуль упругости соединения вдоль волокон  $G_{x,3} = 116,3$  Н/мм<sup>2</sup>, поперек волокон –  $G_{z,3} = 179,8$  Н/мм<sup>2</sup>.

С целью выявления характера работы ПНД при разрушении было проведено экспериментальное исследование их несущей



способности при изгибе. Лабораторным испытаниям подвергнуты плиты пролетом 2760 мм, шириной 945 мм, толщиной 120 мм, шаг предварительно напрягаемых стержней – 250 мм, усилие натяжения – 22950 Н. Испытание проводилось в универсальной гидравлической испытательной машине *BISS 2500 kN*. Прогибы измерялись при помощи электронного многоканального измерительного комплекса (тензометрической станции) *TDS-530* (производитель *TOKIO SOKKI KENKYUJO*) с применением 4 электронных индикаторов перемещений. Прогибы в центральной точке плиты измерялись по перемещению штока испытательной машины. Нагрузка прикладывалась ступенями по 4,0 кН с выдержкой на каждой ступени. Общий вид испытательной установки представлен на рис. 5, фотофиксация разрушения – на рис. 6.

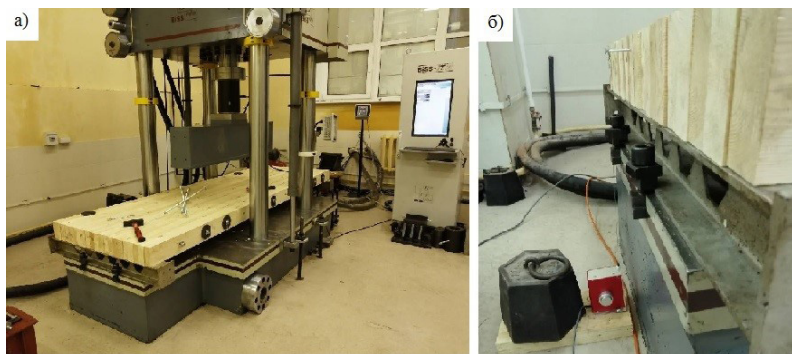


Рис. 5. Испытательная установка: *а* – общий вид; *б* – струнный электронный индикатор перемещений (на опоре)

Несущая способность плиты составила 49,0 кН, максимальный прогиб – 32,0 мм (см. рис. 7). Разрушение происходило скачкообразно со «срывами» фрикционных связей. Характер работы в упругой стадии – нелинейный (при нагрузке более 24 кН заметны отклонения от пунктирной линии на графике). На графике синим цветом изображена линия, показывающая средние прогибы крайних точек центрального сечения плиты, значение которых меньше

максимального прогиба до 2,2 раза. Это подтверждает пространственный характер работы ПНД [8].

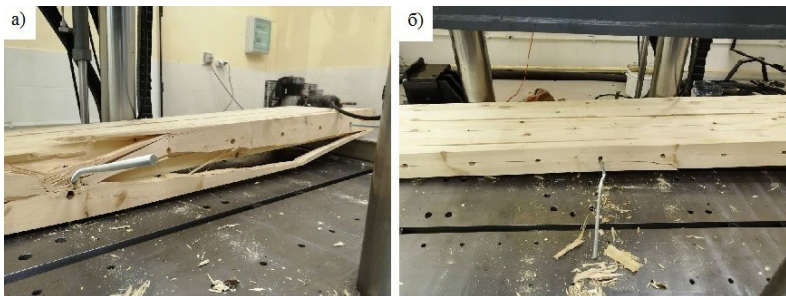


Рис. 6. Разрушение образца: *a* – трещина в центральном элементе (нагруженном); *b* – трещина в элементе на границе сдвигаемой части сечения

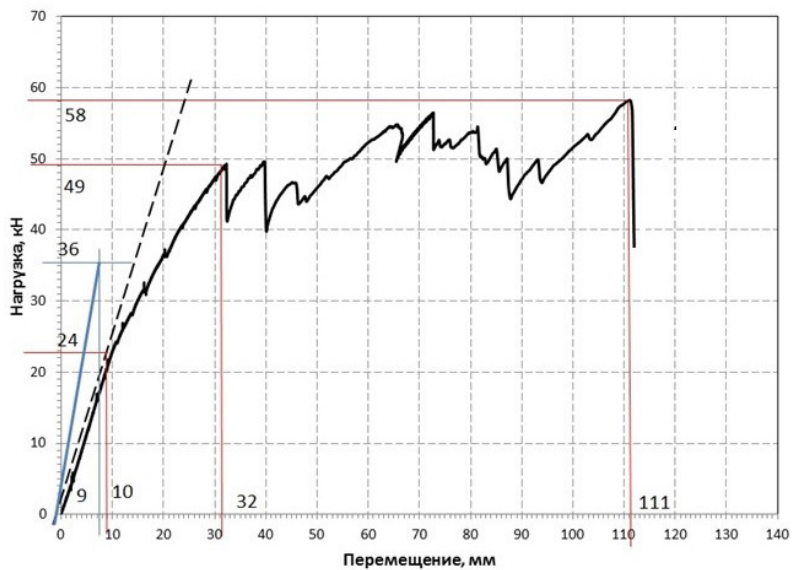


Рис. 7. Зависимость прогибов центра плиты от нагрузки

Расслоение плиты (так называемый «клавишный эффект») происходит вследствие исчерпания несущей способности соединений, создаваемых силами фрикционного взаимодействия на поверхностях элементов, из которых состоит конструкция. Центральная часть плиты смещается относительно крайних, причем ширина смещающейся части соответствует части сечения, попадающей в сектор  $90^\circ$  от линии действия силы. Таким образом, экспериментально подтверждено, что распределение действующих сил между элементами плиты по ширине происходит как для трансверсально-изотропного тела. При дальнейшем нагружении в элементах центральной части сечения ПНД происходит хрупкое разрушение.

В результате данного исследования уточнен характер работы фрикционных связей в ДК, возникающих на боковых поверхностях соединяемых элементов при направлении сдвигающих усилий вдоль и поперек волокон. Выявлено, что в работе соединения можно выделить упругую стадию и условно-пластическую; причем, характер работы соединения в упругой стадии – линейный. Определены модули упругости фрикционных связей при воздействиях вдоль и поперек волокон  $G_x$  и  $G_z$ . Подтверждено, что при превышении несущей способности соединения элементов за счет сил трения, ПНД проявляет свойства составной конструкции на податливых связях.

## Литература

1. ГОСТ Р 56705-2015 Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения. – М.: Стандартинформ, 2016. – 11 с.
2. Коваль, П. С., Глухих, В. Н. Распределение напряжений в пакете из тангенциальных досок как упругой ортотропной полуплоскости, нагруженной сосредоточенной силой на границе / П. С. Коваль, В. Н. Глухих // Известия Санкт-Петербургской лесотехнической академии, СПбГЛТА. – СПб, 2014. – №208. – С. 90–102.
3. Плешков, П. Ф. Теория расчета деревянных составных стержней / П. Ф. Плешков. – Ленинград – Москва: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 195 с.
4. Серов, Е. Н. Проектирование деревянных конструкций: учеб. пособие / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов; под ред. Е. Н. Серова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

5. Серов, Е. Н. Современные тенденции использования древесных материалов в зарубежном строительстве / Е. Н. Серов, Р. Б. Орлович, М. Ланге // ИВУЗ. «Лесной журнал». – Архангельск, 2005. – №1-2. – с. 66–73.
6. Соболев, Ю. С. Древесина как конструкционный материал / Ю. С. Соболев. – М.: Лесная промышленность, 1979. – 248 с.
7. Уткин, В. А. Автодорожные деревянные мосты нового поколения / В. А. Уткин, П. Н. Кобзев. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2004. – 55 с.
8. Черных, А. Г. Экспериментальное исследование деформативности предварительно напряженных многослойных древесоплит методом сплошного лазерного сканирования / А. Г. Черных, А. Н. Петров, П. С. Коваль, Е. В. Данилов // Вестник гражданских инженеров, СПбГАСУ. – СПб, 2019. – №5 (76). – с. 97–104.
9. Cheung, A. B. Elastic properties calibration of orthotropic timber deck in stress-laminated truss deck using simple algorithms / A. B. Cheung, M. Lindquist, C. J. Calil // Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, August 6-10. – Portland, OR: WCTE, 2006. – pp. 1281–1289.
10. Crews, K. I. Development and application of stress laminated timber bridge decks in Australia / K. I. Crews // New Zealand timber design journal. – Auckland, 2010. – Vol. 10, issue 2. – pp. 14–23.
11. Crews, K. I. Fundamental structural behavior of «built-up» stress laminated timber bridge decks / K. I. Crews, S. Bakoss // National conference on wood transportation structures, October 23-25. – Madison, WI: U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1996. – pp. 39–48.
12. Crocetti, R., Klinger, R. Anchorage systems to reduce the loss of prestress in stress-laminated timber bridges / R. Crocetti, R. Klinger // Proceedings of the International conference on timber bridges (ITCB 2010), September 12–15. – Lillehammer, 2010. – pp. 359–370.
13. Ekholm, K., Klinger, R., Crocetti, R. Full-scale ultimate-load test of a stress-laminated-timber bridge deck / K. Ekholm, R. Klinger, R. Crocetti // Journal of bridge engineering. – Reston, VA: American Society of Civil Engineering, 2012. – Vol. 17, No. 4. – pp. 691–699.
14. Evekad, M., Jacobsson, P. Prestressed timber bridges: simulations and experiments of slip / M. Evekad, P. Jacobsson // Proceedings of the International conference on timber bridges (ITCB 2010), September 12–15. – Lillehammer, 2010. – pp. 351–358.
15. Idnurm, J. Experimental and numerical investigations of timber decks / J. Idnurm, A. Funk, S. Salm // The XXVIII International Baltic Road Conference, August 26-28. – Vilnius: Baltic Road Association, 2013. – pp. 1–10.

УДК 694.141

*Ширали Махаррам-оглы Мамедов,*  
канд. экон. наук, доцент  
*Ма Бо,*  
магистрант  
*Хэ Вэньтин,*  
магистрант  
*Рамазан Абдураунович Магомедов,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: 77343397@qq.com,*  
*923706853@qq.com-*

*Shirali Maharram-ogli Mamedov,*  
PhD in Sci. Ec., Associate Professor  
*Ma Bo,*  
master's degree student  
*He Ventin,*  
master's degree student  
*Ramazan Magomedov,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: 77343397@qq.com,*  
*923706853@qq.com*

## **АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ В УЗЛАХ СОПРЯЖЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАШНИ ДУОГУН**

### **ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE IN JUNCTIONS OF THE WOODEN STRUCTURES OF THE DUOGUN TOWER**

Анализируется распределение напряжений узлов Дуогун методом конечных элементов. Обобщены основные вариации форм узла, а также ее конструктивный состав. Анализ напряжений позволяет определить основные напряжения соединений типа Дуогун, а также его характеристики и форму разрушения. Характер перераспределения усилий определяется из диаграммы напряжений, а последовательность разрушения узлов Дуогун определена из диаграммы кривой смещения Дуогун при разрушении. По результатам анализа возможно определение рациональных путей реконструкции без необходимости демонтажа и замены всех элементов узла.

*Ключевые слова:* Дуогун, конструкция, анализ НДС, усилие, жесткость, деревянные конструкции.

This article analyzes the stress distribution of Duogun nodes by the finite element method. The main variations of the node shapes, as well as its structural composition, are summarized. Stress analysis allows you to determine the main stresses of Duogun-type joints, as well as its characteristics and the form of failure. The nature of the redistribution of forces is determined from the stress diagram,

and the sequence of destruction of Duogun nodes is determined from the diagram of the Duogun displacement curve during destruction. Based on the results of the analysis, it is possible to determine rational ways of reconstruction without the need to dismantle and replace all the elements of the node.

*Keywords:* Duogun, construction, VAT analysis, force, stiffness, wooden structures.

Строительство деревянных конструкций имеет долгую историю, узловое соединение – ключевой вопрос деревянной конструкции, а соединение Дуогун – один из способов соединения с китайской специфичностью. Соединение Дуогун представляет собой полужесткое соединение, которое может иметь хороший эффект амортизации [1]. Дуогун представляет собой уникальную комбинацию паза и шипа. Расположенный между верхом колонны и крышей, он в основном состоит из деревянных блоков клиновидной формы, которые уложены крест-накрест и выбраны слой за слоем, образуют большие сверху и маленькие снизу основания. Карниз можно подобрать большего размера и иметь декоративный эффект [2].



Рис. 1. Узел Дуогун

Элементы дуо и гун являются основными компонентами данного узла, а также основными компонентами комбинированной несущей конструкции [3].

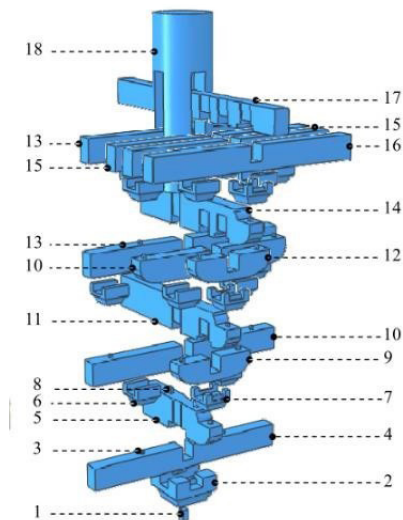


Рис. 2. Конструктивные элементы узла Дуогун:

- 1 – Деталь «штифт»;
- 2 – Деталь «Лу Дуо»;
- 3 – Деталь «штифт»;
- 4 – Деталь «Нидо гун»;
- 5 – Деталь «Хуа гун»;
- 6 – Деталь «Шан Дуо»;
- 7 – Деталь «Диону Дуо»;
- 8 – Деталь «штифт»;
- 9 – Деталь «Гази гун»;
- 10 – Деталь «Ман гун»;
- 11 – Деталь «Хуа гун»;
- 12 – Деталь «Лин гун»;
- 13 – Деталь «Чжудоу Фанг»;
- 14 – Деталь «Хуа гун»;
- 15 – Деталь «Лохан Фанг»;
- 16 – Деталь «Фанг»;
- 17 – Деталь «Шуатуо»;
- 18 – Колонна

Для узла Дуогун главный конструктивный элемент чжудоу фанг, требует анализа НДС. Дуогун воспринимает две нагрузки, первая – вертикальную, вторая – горизонтальное смещение вдоль элемента хуа гун. Закрепление вертикальной нагрузки на элементе 110 kN и 180 kN приложено над ним. Закрепление осуществлялось с ограничением свободы на по принципу арки: три степени свободы. При этом другие граничные условия были установлены в том же режиме, что и для расчетов с ситуацией при действии вертикальной нагрузки.

Две торцевые грани головной балки колонны с горизонтальным смещением в поперечном направлении удерживаются шарнирной опорой. Когда шарнирное закрепление установлено, две торцевых поверхности головки боковой колонны, соответственно,

соединены в одних и тех же точка  $X$ , чтобы ограничить свободу по трем направлениям и позволить торцам вращаться. Поддерживайте вертикальную нагрузку при горизонтальной загрузке [4].

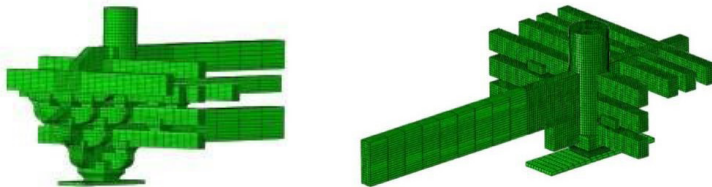
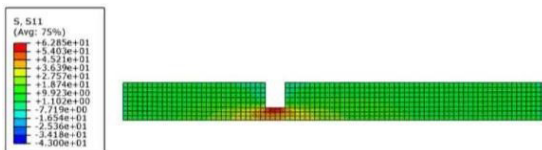


Рис. 3. Сетка конечных элементов узла Дуогун

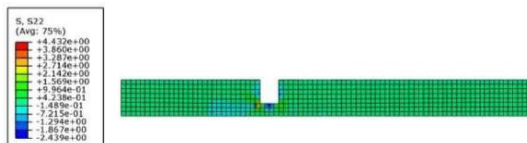
### Анализ напряжения

Под нагрузкой, элемент чжутуо фанг, напряжен, распределен в основных осях в  $X$ ,  $Y$ .

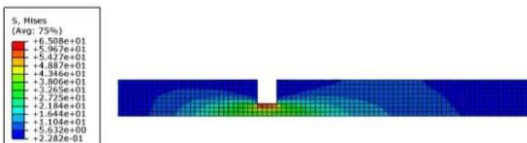
a) Давление в направлении  $X$



b) Давление в направлении  $Y$



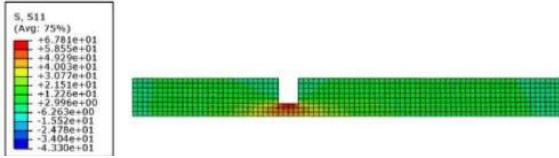
c) Эквивалентное напряжение



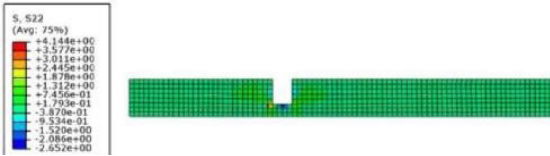


## Элемент Чжутуо Фанг, 1

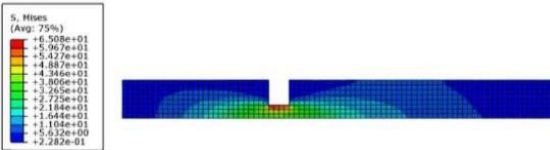
a) Давление в направлении  $X$



b) Давление в направлении  $Y$

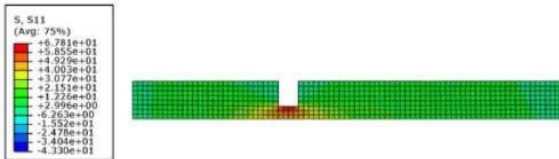


c) эквивалентное напряжение

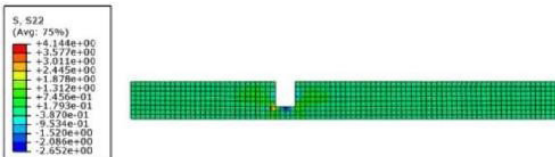


## Элемент Чжутуо Фанг, 2

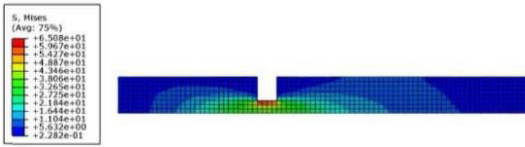
a) Давление в направлении  $X$



b) Давление в направлении  $Y$

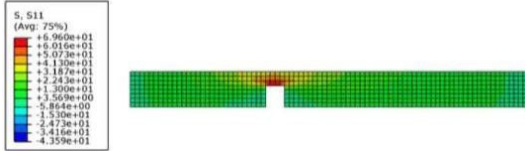


с) эквивалентное напряжение

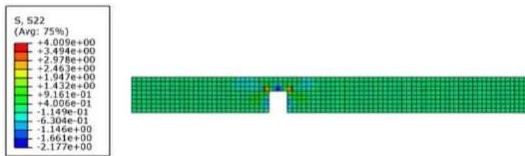


Элемент Чжутоу Фанг 3

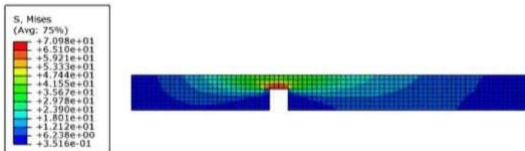
а) Давление в направлении X



б) Давление в направлении Y



с) эквивалентное напряжение



Элемент Чжутоу Фанг 4

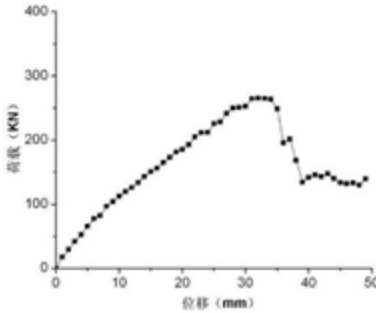
Поперечная сила в элементе чжутоу фанг направлена по оси X, при этом произошло разрушение с увеличенным смещением. Деформированная схема приведена на рис. 3.



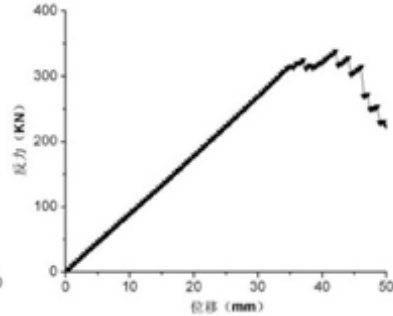
Рис. 3. Деформированный элемент Чжутоу Фанг 1

Из конечно-элементного анализа известно, что форма разрушения паза узла Дуогун такая же, как при окончательном разрушении, вызванном комбинированным действием изгиба и среза. Зависимость смещения от действующей силы показано на графике.

a) 110 KN



b) 180 KN



Из рисунка видно, что при повреждении первого элемента чжутоу фанг другие элементы чжутоу фанг также быстро разрушаются, и соответствующая несущая способность также резко падает. Следовательно, несущая способность первой колонны свода под нагрузкой может исчерпываться при хрупком характере разрушения.

Таблица 1

**Предельная несущая сила и значение жёсткости Дуогун**

Элемент	Предельная несущая способность, KN	Жёсткость (KN/mm)		Вертикальная нагрузка (KN)
		Ранняя стадия	Поздняя стадия	
Чжутоу Фанг (110 KN)	254	13.5	10.3	110
Чжутоу Фанг (180 KN)	359	24.1	8.9	180

До достижения предельной нагрузки жесткость узла дуогун может быть разделена на две фазы, жесткость в начальной фазе

и в более поздний момент. Начальная жесткость описывается таким образом: Дуогун находится в состоянии статического трения, при этом достигается поздняя стадия после того, как он входит в стадию динамического трения. До достижения предельной нагрузки все компоненты дуогун находятся в упругой стадии работы. Под различной нагрузкой в узлах дуогун, предел прочности зависит только от первого элемента чжутоу фанг.

## **Литература**

1. Chen Mingda. Yingxian Wooden Tower. Beijing: Cultural Relics Publishing House, 2001.
2. Pan Dehua. DouGong. Nanjing: Southeast University Press, 2004.
3. Zhao Junhai, Yu Maohong, Yang Songyan, Sun Jiaju. Dynamic experimental study of wooden arches in ancient Chinese architecture. Journal of Experimental Mechanics, 1993: 106–111.
4. Wei Guoan. Mechanical properties and ANSYS analysis of ancient building timber structure arches. Xi'an University of Architecture and Technology Master's thesis, 2007.

УДК 694.141

*Ширали Махаррам-оглы Мамедов,*

канд. экон. наук, доцент

*Ма Бо,*

магистрант

*Хэ Вэньтин,*

магистрант

*Рамазан Абдурауфович Магомедов,*

магистрант

(Санкт-Петербургский

государственный

архитектурно-строительный

университет)

*E-mail: 77343397@qq.com*

*923706853@qq.com*

*Shirali Maharram-ogli Mamedov,*

PhD in Sci. Ec., Associate Professor

*Ma Bo,*

master's degree student

*He Ventin,*

master's degree student

*Ramazan Magomedov,*

master's degree student

(Saint Petersburg

State University

of Architecture and

Civil Engineering)

*E-mail: 77343397@qq.com,*

*923706853@qq.com*

## **АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БАЛОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ БАМБУКОВОГО МОСТА И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ЕГО УСИЛЕНИЮ**

### **STRESS-STRAIN STATE ANALYSIS THE BEAM STRUCTURE OF THE BAMBOO BRIDGE AND DEVELOPMENT OF RECOMMENDATIONS FOR ITS STRENGTHENING**

В статье рассматривается инженерное применение бамбука, а также обзор обработки и производства клееного бамбука. С помощью анализа методом конечных элементов была создана модель клееной бамбуковой балки, а состояние напряжения и деформации, а также характеристики изгиба клееной бамбуковой балки были проанализированы с точки зрения количества бамбуковых досок и высоты секции балки. Результаты показывают, что жесткость клееной бамбуковой балки будет увеличиваться с увеличением сечения. При сохранении сечения балки прежними увеличением количества бамбуковых досок, жесткость балки практически не меняется. Таким образом, было получено предложение по армированию бамбуковых балок – увеличить площадь поперечного сечения бамбуковых балок.

*Ключевые слова:* брус клееный бамбуковый, стрессовое состояние, производительность гибки, жесткость бамбуковой балки, армирование бамбуковой балки.

The article discusses the engineering application of bamboo, as well as an overview of the processing and production of glued bamboo. Using finite element analysis, a glued bamboo beam model was created, and the stress and strain state, as well as the bending characteristics of the glued bamboo beam, were analyzed in terms of the number of bamboo boards and the height of the beam section. The results show that the stiffness of the glued bamboo beam will increase with increasing cross-section. If the beam cross-section remains the same and the number of bamboo boards increases, the beam stiffness practically does not change. Thus, a proposal was received for the reinforcement of bamboo beams – to increase the cross-sectional area of bamboo beams.

*Keywords:* glued bamboo beam, stress state, bending performance, bamboo beam rigidity, bamboo beam reinforcement.

Обладая хорошими технологическими характеристиками и превосходными физико-механическими свойствами, бамбук широко используется в инженерной сфере. По различным областям применения его можно разделить на две категории: структурный бамбук и неструктурный бамбук. Неструктурные бамбуковые материалы в основном используются в бетонной опалубке, строительных лесах, днищах контейнеров, бамбуковых полах, стеновых панелях и т. д. Конструкционные бамбуковые изделия в основном используются для изготовления элементов конструкций, таких как балки, плиты, колонны и каркасные стержни зданий и мостов [1.2].

Производство клееного бамбука обычно проходит стадии сбора сырого бамбука, разложения на основные элементы, сушки на воздухе, погружения, сушки, сборки, горячего или холодного прессования и отделки. Например, клееный бамбуковый шпон, который предназначен для размещения бамбукового шпона определенного размера и размера в соответствии с направлением волокон по одномерной линейке, склеенный фенольной смолой для образования бамбуковой склейки, а затем элементы склеиваются в различных направлениях и с разной толщиной в соответствии с потребностями проекта. Сортированный бамбук можно выбрать в соответствии с условиями использования различных компонентов для создания характеристик клееного бамбука, выбрав метод сборки, обеспечивающий полное управление характеристиками материала [3.4].

Путем анализа методом конечных элементов исследована клееная бамбуковая балка. Общая длина балки составила 1860 мм, расчетная длина – 1760 мм, размер поперечного сечения 50×100 мм,

клееная бамбуковая доска с толщиной 20 мм. Модель представлена на рисунке 1. Параметры материала, клееный бамбук (*LVL*), модуль упругости 9000 МПа, модуль упругости восстановленного бамбука 12000 МПа.



Рис. 1. Конечно-элементная модель балки

В этой модели используется метод трехточечной симметричной нагрузки, то есть нагрузка того же размера и направления прикладывается к трехточечной балке. Всего спроектировано 3 группы балок, а именно группа а, группа б и группа в. Сечение балки показано на рис. 2.

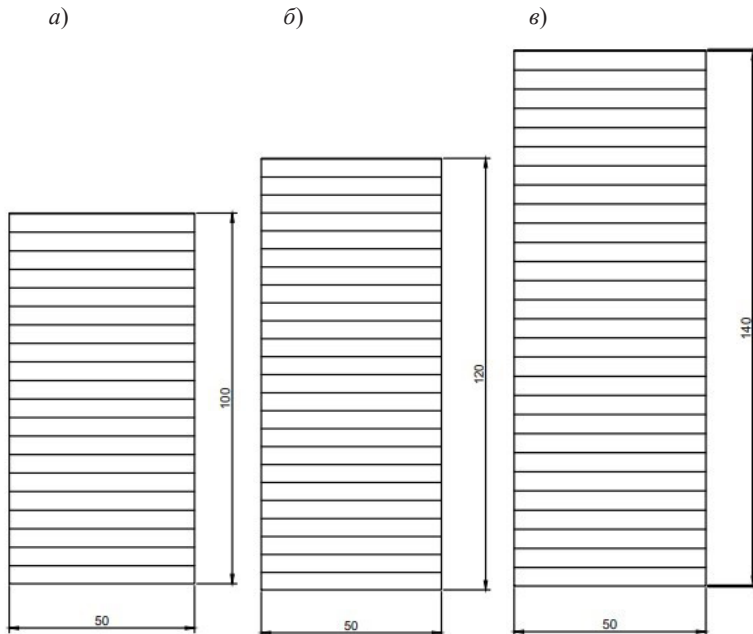


Рис. 2. Размер сечения балки

Модель имеет в общей сложности два этапа анализа: первый этап начального анализа и второй этап анализа для приложения сосредоточенных нагрузок. На начальном этапе анализа определите контакт между компонентами и определите ограничения опоры и граничные условия на элементах балки. Конкретные шаги заключаются в следующем: Во-первых, заранее разделить область размещения опоры вверху и внизу балки и определите опорные точки RP1 и RP2 на трехточечной плоскости балки. Опорная точка и разделенная опорная поверхность удерживается сцеплением; опора находится внизу балки. Установить контрольные точки RP3 и RP4 на перегородке. Опорная точка и нижняя опорная поверхность перегородки также принимают ограничения муфты; контрольные точки RP1 и RP2 в третьей точке непосредственно применяются с сосредоточенной нагрузкой 5 кН.

Выбирается расчетные модели балок для построения диаграмм и картины распределения напряжений, как показано на рис. 3. Из рисунка видно, что концентрация напряжений в клееной бамбуковой балке около третьей точки и большое напряжение в нижней части, где балка склонна к повреждению.

Определен прогиб клееной бамбуковой балки в середине пролета, чтобы нарисовать кривую зависимости прогиба от нагрузки на балку, использовалась сила реакции двойной опоры по оси Y (рис. 4). Из рисунка видно, что чем выше высота сечения балки, тем больше жесткость балки на изгиб.

a) Группа А

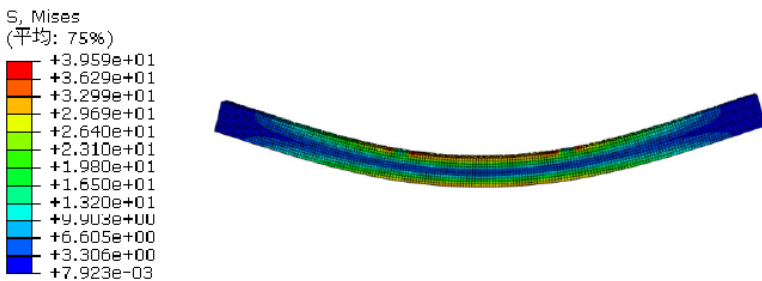
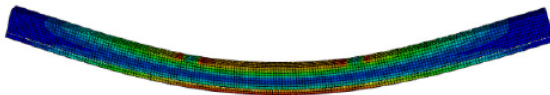
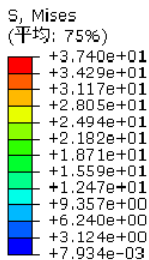


Рис. 3, начало. Диаграмма деформации балки и облака напряжений



б) Группа В



в) Группа С

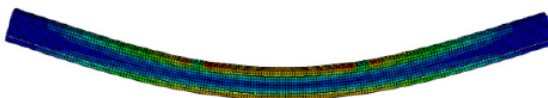
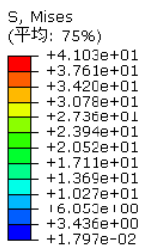


Рис. 3, окончание. Диаграмма деформации балки и облака напряжений

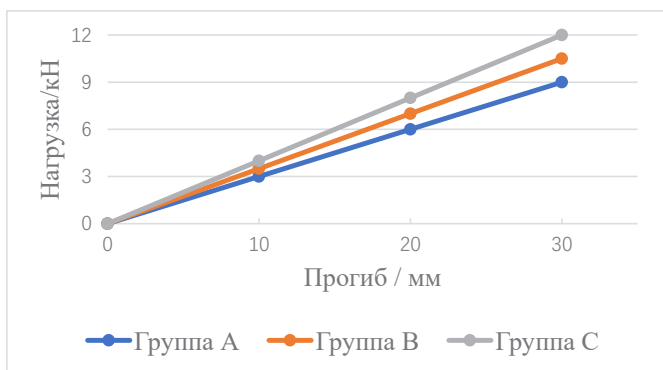


Рис. 4. Кривая отклонения нагрузки от нагрузки

Клееные бамбуковые балки, нагруженные трехточечной нагрузкой, имеют концентрацию напряжений около трехточечной точки и высокое напряжение в нижней части балки, что подвержено сгибанию и разрушению балки.

### **Анализ напряжений в поперечном сечении бамбуковой балки, армированной стеклопластиком (FRP)**

Более низкая жесткость бамбука на изгиб позволяет легко производить большую деформацию при изгибе. Чтобы увеличить жесткость бамбуковой балки и улучшить ее характеристики на растяжение, на дно клееной бамбуковой балки наклеивается композитный материал из углеродного волокна, как показано на рис. 5. Когда бамбуковая балка изгибается, она разделяет растягивающее напряжение с бамбуковым волокном в нижней части балки. Усиливается предел прочности балки в зоне растяжения [5].



Рис. 5. Производство усиленных клееных бамбуковых балок

При анализе напряжения в поперечном сечении армированной клееной бамбуковой балки необходимо сначала проанализировать соотношение баланса между изгибающим моментом и силой и рассчитать критическое отношение поперечного сечения

при различных состояниях разрушения; затем проанализировать поперечное сечение размер данного образца для определения образца. Наконец, прочность бамбуковой балки получается в соответствии с расчетной формулой при оценке формы разрушения.

На рис. 6 показано поперечное сечение бамбуковой балки, армированной стеклопластиком, выбранное поперечное сечение представляет собой прямоугольное поперечное сечение.

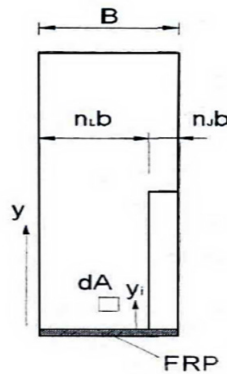


Рис. 6. Принципиальная схема поперечного сечения армированной клееной бамбуковой балки

Есть два основных способа вставки FRP: внешний и встроенный. Тип внешней пасты заключается в том, чтобы наклеить FRP на внешнюю поверхность компонента, а затем нанести слой защитного клея на поверхность FRP. Существует много закладных форм. В бетонных конструкциях низ балки часто рифленый, а затем в паз вклеивается стеклопластик в качестве скрытого метода армирования; в деревянных конструкциях он часто оказывается внизу склеиваемой плиты. FRP, клееный шпон из двух или более защитных слоев дерева. При склеивании бамбуковых балок часто используется метод внешнего приклеивания, преимущество которого заключается в простоте процесса, который способствует осмотру и наблюдению.

## Литература

1. Лю Вэйцин, Ян Хуэйфэн Экспериментальное исследование характеристик изгиба инженерных деревянных балок [J]. Журнал строительных конструкций, 2008, 29 (1): 90–95.
2. Ян Хуэйфэн, Лю Вэйцин. Исследование характеристик изгиба клееных балок, армированных стеклопластиком.[J.] Журнал строительных конструкций, 2007, 28 (1): 6471.
3. Ян Хуэйфэн, Чжу Вэньсян, Хао Цзяндун, Сюй Вэй. Внешнее предварительно напряженное соединение. Экспериментальные исследования характеристик изгиба деревянных балок [J]. Журнал Нанкинского технологического университета (естественные науки Издание), 2016, 38 (5): 68–93.
4. Yuan Kaiyu, Shen Yurong, Sheng Baolu и т. Д., Усиленный клееный брус из углепластика. Исследование характеристик изгиба балок [J]. Сейсмическая инженерия и армирование, 2018, 40 (6) 10–16
5. Лю Хун, Ян Лэй, Характеристики изгиба композитных балок, армированных бамбуковыми панелями [J]. Лесной журнал, 2019, 4 (1): 45–50.

**УДК 694.141.4**

*Сергей Андреевич Москов,*  
студент  
*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р техн. наук, профессор  
*Владимир Николаевич Глухих,*  
д-р техн. наук, профессор  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: Wertok4@gmail.com,*  
*chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*  
*vnglkhikh@mail.ru*

*Sergey Andreevich Moskov,*  
student  
*Aleksandr Grigoryevich Chernykh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Vladimir Nikolaevich Glukhikh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: Wertok4@gmail.com,*  
*chernyh.a.g@lan.spbgasu.ru,*  
*vnglkhikh@mail.ru*

## **РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СОЕДИНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С МЗП НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ НАКЛАДКАХ**

### **LOAD-BEARING CAPACITY CALCULATION OF CONNECTION OF TIMBER STRUCTURES WITH NAIL-PLATE ON METAL PLATES**

Объектом исследования данной работы являются соединения элементов деревянных конструкций на металлических накладках, усиленных металлической зубчатой пластиной (МЗП). В статье рассмотрены результаты предыдущих разработок в этой области и на их основе предложена методика расчета данного соединения, которая учитывает взаимодействие элементов соединения согласно европейским нормам проектирования деревянных конструкций. Используя данную методику, аналитически найдена несущая способность соединений на металлических накладках *UV-T* с усилением МЗП и сделан вывод о необходимости проведения экспериментальных исследований для сравнения и оценки адекватности предложенных решений.

*Ключевые слова:* методика расчета, соединения деревянных конструкций, МЗП, повышение несущей способности, соединение на металлических накладках.

The object of this study is the connection of timber structures on metal plates reinforced with a nail-plate. The article considers the results of previous developments in this field and, on their basis, proposed calculation method for this connection, which takes into account the interaction of connection elements

in accordance with European standards for the design of timber structures. Using this method, load-bearing capacity of connection on metal plates UV-T reinforced with a nail-plate was analytically found, and concluded that conduct experimental studies was necessary to compare and assess the adequacy of the proposed solutions.

*Keywords:* calculation method, connection of timber structures, nail-plate, increase load-bearing capacity, connection on metal plates.

Потребность в современных узловых решениях в строительстве деревянных конструкций привела к возникновению на российском и зарубежном рынке большого разнообразия высокотехнологичных соединений на металлических накладках. В последствии, используя методику повышения несущей способности нагельных соединений с помощью МЗП Kevarinmäki A. [1], в работе Сюй Юня [2] было предложено оригинальное решение, представленное на рис. 1, для соединения деревянных конструкций на металлических накладках с усилением МЗП. Также на основе работы Blaß, H. J., Schmid, M. и Werner, H [3] и уравнениях предельного равновесия согласно теории, которую предложил Johansen K.W. [4], в [5] предложен аналитический алгоритм для расчета несущей способности усиленного соединения.

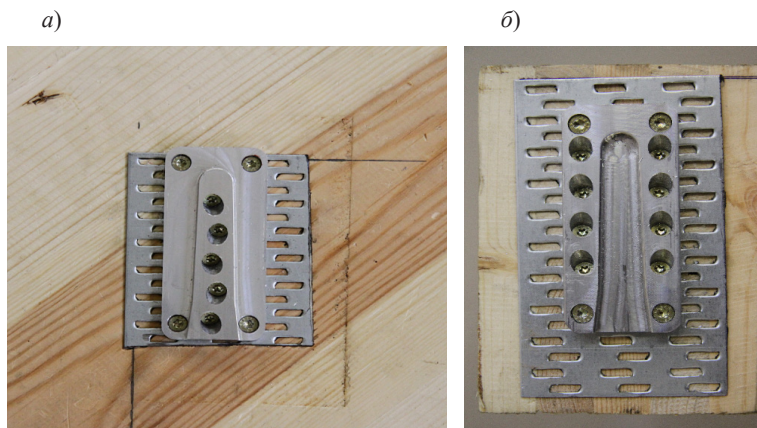


Рис. 1. Общие виды соединения на металлических накладках с укреплением МЗП представленные в работе [2]:  
а – накладка «шип»; б – накладка «паз»

Как отмечается в статье [6], при расчете нагельных соединений согласно СП 64.13330.2017 [7], вероятно, учтены не все факторы работы элементов соединения и прочностных характеристик материалов, поэтому для одного и того же соединения значения несущей способности могут быть ниже на 30–40%, чем значения полученные по расчетной методике *Eurocode 5* [8]. Также в статье П. Н. Смирнова и А. К. Шенгелии [9] при постановке задачи исследования акцентируется внимание на том, что в европейских нормах расчетные зависимости учитывают условия крепления нагеля в пластине.

Опираясь на выше сказанное в данной статье расчет несущей способности соединения деревянных конструкций из клееного бруса на металлических накладках *UV-T* с усилением МЗП будет основан на расчетах представленных в [3] и [8] с дополнением европейским техническим свидетельством [10]. Так как они созданы опираясь на [4], то принципы лежащие в их основе не противоречат друг другу.

В [8] для учета условий крепления нагеля в соединениях с металлическими накладками их разделяют на «тонкие» и «толстые». Так накладки толщиной не более половины диаметра нагеля ( $0,5d$ ) считаются «тонкими», а толщиной более и равной одному диаметру и с допуском по диаметру отверстия менее  $0,1d$  считаются «толстыми». Несущая способность соединений с металлическими накладками промежуточной толщины определяется линейной интерполяцией.

Нормативная несущая способность одного шурупа для «тонкой» накладки усиленной МЗП определяется как:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d + 2f_{y,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,k}}{4} + 2f_{y,k} \cdot t_2 \cdot d \end{cases} \quad (12)$$

То же для «толстой» накладки усиленной МЗП:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d + 2f_{y,k} \cdot t_2 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,\alpha,k}}{4} + 2f_{y,k} \cdot t_2 \cdot d \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,\alpha,k}}{4} + 2f_{y,k} \cdot t_2 \cdot d, \end{cases} \quad (13)$$

где  $F_{v,Rk}$  – нормативная несущая способность одного шурупа в соединении деревянных конструкций на металлических накладках с усилением МЗП, Н;  $f_{h,k}$  – нормативное сопротивление смятию

древесины, МПа;  $f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot (1 - 0,01 \cdot d)}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$  [10];  $\rho_k$  – плотность

древесины, кг/м<sup>3</sup>;  $\alpha$  – угол оси шурупа к направлению волокон древесины,  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ;  $t_1$  – эффективная длина резьбы шурупа, мм;  $d$  – номинальный диаметр шурупа, мм;  $f_{y,k}$  – предел текучести металла МЗП, МПа;  $t_2$  – толщина МЗП, мм;  $M_{y,Rk}$  – нормативный момент пластической деформации нагеля, МПа;  $F_{ax,\alpha,k}$  – несущая способность шурупа на выдергивание под углом  $\alpha$  с волокнам, Н;

$F_{ax,\alpha,k} = f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a}\right)^{0,8}$ , Н [10];  $f_{ax,k}$  – нормативное сопротивление

на выдергивание шурупа вдоль волокон, МПа;  $\rho_a$  – плотность, при которой получено значение  $f_{ax,k}$ , кг/м<sup>3</sup>.

В работе [11] был предложен вариант усовершенствования металлической зубчатой пластины полкой (рис. 2).

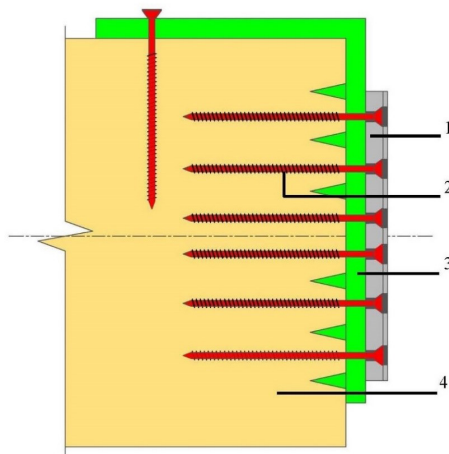


Рис. 2. Схема крепления металлической накладкой с МЗП: 1 – металлическая накладка; 2 – шурупы; 3 – МЗП; 4 – деревянная конструкция



Также на основе монографии Глухих В. Н. и Черных А. Г. [12] полка была рассчитана как балка на упругом основании, исходя из двух видов разрушения: местного смятия древесины под полкой и достижение предела текучести.

Несущая способность полки МЗП:

$$T_{\Pi} = \min \left\{ \begin{array}{l} T_{\text{см}} = \frac{R_{\text{см}90, \text{н}} \cdot x_1 \cdot b}{\int_0^{x_1} V(x) dx} \\ T_T = \frac{f_{y,k} \cdot W}{N_{\text{max}}} \end{array} \right. , \quad (14)$$

где  $T_{\Pi}$  – несущая способность полки МЗП, Н;  $T_{\text{см}}$  – несущая способности соединения из условия местного смятия древесины, Н;  $R_{\text{см}90, \text{н}}$  – нормативное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон по СП 64.13330.2017 [7], МПа;  $x_1$  – эффективная длина распределения напряжений отпора под полкой, мм;  $b$  – ширина МЗП, мм;  $V(x)$  – отношение интенсивности усилий отпора древесины под полкой к вертикальной силе приложенной к сгибу, 1/мм [11];  $T_T$  – несущая способность по пределу текучести МЗП, Н;  $f_{y,k}$  – предел текучести металла МЗП, МПа;  $W$  – момент сопротивления МЗП, мм<sup>3</sup>;  $N_{\text{max}}$  – отношение максимального изгибающего момента  $M\left(\frac{x_1}{2}\right)$  в полке к вертикальной силе приложенной к сгибу, мм [11];

Нормативная несущая способность соединения деревянных конструкций на металлических накладках усиленного МЗП с полкой определяется как:

$$R_{v,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \cdot F_{v,Rk, \text{шип}} + T_{\Pi} \\ n \cdot F_{v,Rk, \text{паз}} + T_{\Pi} \end{array} \right. , \quad (15)$$

где  $R_{v,k}$  – нормативная несущая способность соединения деревянных конструкций на металлических накладках усиленного МЗП с полкой, Н;  $n$  – количество шурупов для крепления накладки;  $F_{v,Rk, \text{шип}}$  – нормативная несущая способность одного шурупа, крепящего накладку «шип», Н;  $F_{v,Rk, \text{паз}}$  – нормативная несущая способность одного шурупа, крепящего накладку «паз», Н;  $T_{\Pi}$  – несущая способность полки МЗП, Н/

Металлические накладки *UV-T* имеют несколько типоразмеров. Для каждого из типоразмеров в табл. 1 представлены значения несущей способности соединения трех видов: без усиления, с усилением МЗП и с усилением МЗП с полкой.

Таблица 1

**Сравнение результатов определения несущей способности соединения деревянных конструкций на металлических накладках *UV-T***

Наименование	Расчетная ситуация	$R_{v,k}$ , кН	$\Delta$ , кН
<i>UV-T</i> 40×85	Без усиления	12,59	–
	С усилением МЗП	21,34	8,75
	Усиление МЗП с полкой	22,34	9,75
<i>UV-T</i> 60×115	Без усиления	20,15	–
	С усилением МЗП	34,15	14,00
	Усиление МЗП с полкой	35,15	15,00
<i>UV-T</i> 60×160	Без усиления	27,71	–
	С усилением МЗП	46,96	19,25
	Усиление МЗП с полкой	47,96	20,25
<i>UV-T</i> 60×215	Без усиления	32,98	–
	С усилением МЗП	48,38	15,40
	Усиление МЗП с полкой	49,38	16,40

Предложенная методика расчета позволяет расширить возможности применения соединений на металлических накладках в современных деревянных конструкциях. Полученные аналитическим методом значения несущей способности говорят об эффективности применения МЗП для усиления соединений данного типа и обосновывают проведение экспериментальных исследований для сравнения и оценки адекватности предложенных решений.

## Литература

1. Kevarinmäki A., Kangas J., Nokelainen T., und Kanerva P. 1995. Nail-plate reinforced bolt joints of Kerto-FSH structures. Publication 51, Helsinki University of Technology/LSEBP, ISSN 0783-9634. 23 p.
2. Сую Ю. Повышение несущей способности соединений элементов деревянных конструкций на металлических накладках с использованием металлической зубчатой пластины: специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Сую Юнь. – Санкт-Петербург, 2015. – 198 с.
3. Blaß H.J.; Schmid M.; Werner H.: Verstärkung von Verbindungen, Bauen mit Holz, Heft 9, 2001.
4. Johansen K.W.: Theory of Timber Connections. In: International Association of Bridge and Structural Engineering, 1949.
5. Сую Ю. Определение несущей способности односрезного шурупа на металлической накладке с использованием металлической зубчатой пластины / Ю. Сую, А.Г. Черных, В.Н. Глухих // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 3(50). – С. 85-91.
6. К вопросу определения несущей способности нагельных соединений в конструкциях из бруса, клееного из однонаправленного шпона (LVL) / А.Г. Черных, К.С. Григорьев, П.С. Коваль [и др.] // Современные проблемы науки и образования. – 2012. – № 4. – С. 109. URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=17882941> (дата обращения: 29.04.2021).
7. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
8. EN 1995-1-1(2004). Eurocode 5. Design of timber structures.
9. Смирнов П.Н. Особенности работы нагельных соединений со стальными накладками и прокладками. Методика расчета / П.Н. Смирнов, А.К. Шенгелия // Строительная механика и расчет сооружений. – 2015. – № 2(259). – С. 19–25.
10. European Technical Assessment ETA-11/0030, Rotho Blaas Self-tapping screws and threaded rods.
11. Соединение деревянных конструкций с МЗП на металлических накладках / А.Г. Черных, Ш.М. Мамедов, Д.В. Нижегородцев, С.А. Москов // Международный журнал гуманитарных и естественных наук. – 2020. – № 10-2(49). – С. 28–34. – DOI 10.24411/2500-1000-2020-11109.
12. Глухих В.Н, Черных А.Г. Анизотропия древесины. Технологический аспект: моногр. / Глухих В.Н, Черных А.Г.; СПбГАСУ. – СПб., 2013. – 240 с.

УДК 684.4. 059.3. 001.5

*Стефания Ивановна Миронова,*  
канд. техн. наук, доц. кафедры МДК  
*Олеся Михайловна Руденя,*  
магистрант кафедры МиДК  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: olesyarudeny@rambler.ru,*  
*mstefania@mail.ru*

*Stefania Ivanovna Mironova*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Olesya Mikhailovna Rudenya,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering  
*E-mail: olesyarudeny@rambler.ru,*  
*mstefania@mail.ru*

## **АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ МНОГОКВАРТИРНЫХ ДОМОВ ПОСЛЕВОЕННОЙ ПОСТРОЙКИ В ГОРОДЕ КАЛИНИНГРАД**

### **ANALYSIS OF THE STATE OF APARTMENT BUILDINGS OF POST-WAR CONSTRUCTION IN THE CITY OF KALININGRAD**

В работе рассмотрены характерные дефекты и повреждения деревянных конструкций в жилых домах послевоенной постройки (хрущевок), расположенных на территории г. Калининград. Указаны основные причины, приведшие к возникновению повреждений. Рассмотрены вопросы по обследованию физического износа домов хрущевского типа с целью оценки остаточного ресурса. Дана характеристика программ и фондов капитального ремонта.

*Ключевые слова:* деревянные несущие конструкции, остаточный ресурс, мониторинг, капитальный ремонт, жилищный фонд

The paper considers the characteristic defects and damage to wooden structures in post-war residential buildings (Khrushchev) located in the city of Kaliningrad. The main reasons that led to the occurrence of damage are indicated. The questions on the examination of the physical deterioration of the houses of the Khrushchev type are considered in order to assess the residual resource of the “Khrushchev” houses. The characteristics of programs and funds for capital repairs are given.

*Keywords:* wooden supporting structures, residual life, monitoring, overhaul, housing stock.

Прогнозирование остаточных сроков службы строительных конструкций для Калининграда имеет большое значение. 20 % домов были возведены во времена правления Хрущева Никиты

Сергеевича и находятся сейчас в плачевном состоянии [1]. Зная приблизительный срок возможной эксплуатации построек, можно более грамотно распределить материальную нагрузку на городской бюджет. В своих исследованиях авторы ставят задачу оценить дополнительный срок службы зданий «хрущевской постройки».

Продолжительность эксплуатации такого сооружения напрямую зависит от его серии (всего было 23 серии) и технических особенностей. Срок их службы (согласно нормативным документам того времени) составляет от 25 до 50 лет [2]. То есть предполагалось, что на сегодняшний день все такие здания должны быть подвергнуты сносу. В Калининграде есть большие массивы домов, построенных с 1960 по 1980 года в центре, которые продолжают функционировать.

Согласно классификации [3] в целом здания находятся в «ограниченно-работоспособном» техническом состоянии, т. е. имеются дефекты и повреждения, приведшие к снижению несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, потери устойчивости или опрокидывания [4], и функционирование конструкций и эксплуатация здания возможны либо при контроле (мониторинге) технического состояния, либо при проведении необходимых мероприятий по восстановлению или усилению конструкций и последующем мониторинге технического состояния, необходимо проведение работ капитального характера. При проведении технического обследования строительных конструкций жилого здания были выявлены дефекты и повреждения элементов конструкций.

В качестве примера проведем основные дефекты, обнаруженные при обследовании домов хрущевской постройки, расположенных по улице Константина Заслонова.

Обследуемые дома были возведены в 60-х годах 20 века. Конструктивная схема жесткая с продольными и поперечными несущими кирпичными стенами.

Чердачное перекрытие – деревянное. Балки чердачного перекрытия являются нижним поясом ферм. Рабочий настил по всей площади перекрытия ветхий, имеются влажностные повреждения, видимые по потолку квартир. При визуальном осмотре обнаружено гнивание балок перекрытия и небольшие трещины, что снижает прочностные свойства конструкций (рис. 1).



Рис. 1. Чердачное перекрытие

Стропильная система деревянная. Несущие конструкции крыши выполнены из деревянных элементов с опиранием на капитальные стены здания. Система стропил – вальмовая, наклонная, выполненная из бруса сечением  $120 \times 140$  мм, с шагом  $800\text{--}1000$  мм. Основные конструктивные элементы – мауэрлат сечением  $120 \times 120$  мм, кобылка сечением  $50 \times 150$  мм, коньковый брус сечением  $140 \times 250$  мм; лежень сечением  $140 \times 250$  мм; стойки сечением  $120 \times 140$  мм. При визуальном осмотре стропильной системы обнаружены сколы деревянных элементов, а также гниение древесины и следы протечек, что негативно влияет на техническое состояние конструкций. Материал покрытия утратил свои конструктивные свойства, нуждается в замене (рис. 2).

Фермы в местах протечек кровли имеют поверхностное поражения гнилью. Сплошной настил, разряженная обрешетка значительно поражены гнилью. Таким образом, в соответствии с [5–7] можно сделать вывод: техническое состояние конструкций крыши и покрытия кровли выражено наличием видимых признаков износа, составляющих от 41 до 60 % и от 61 до 80 % включительно. Присутствует опасность обрушения настила чердачного перекрытия при дальнейшей эксплуатации без принятия мер по выполнению работ по замене настила и усилению деревянных конструкций стропильной системы. В рамках капитального ремонта требуется частичная замена и усиление деревянных конструкций крыши.



Рис. 2. Стропильная система

Основными причинами возникновения выявленных дефектов и повреждений являются:

- атмосферные воздействия: многолетние циклы замораживания-оттаивания;
- некачественное выполнение строительно-монтажных работ;
- воздействие эксплуатационных факторов;
- превышением срока эффективной эксплуатации конструкций здания.

Результаты обследования показывают, что основная часть видов износа относится к категории медленно протекающих, постепенных отказов [8]. Они могут быть своевременно обнаружены и приостановлены или устранены в результате ремонта. Кроме того, возможно проведение уточненных расчетов напряженно-деформированного состояния, в которых принимать во внимание уровень прогрессирующего формоизменения, деструкцию деревянных элементов, наличие трещин [9].

Дополнительная информация о номинальных и местных напряжениях и деформациях с учетом фактических свойств материала, дают возможность оценки дальнейшей эксплуатации. Возможно оценить время (в годах) до наступления предельного технического состояния, при котором дальнейшая эксплуатация невозможна без проведения капитального ремонта с усилением

и частичной заменой конструктивных элементов. Применение методов по определению остаточного ресурса зданий поможет более грамотно составить программу для жилищного фонда, распределить бюджет на несколько лет вперед. Это имеет огромное значения для всех страны в целом.

## Литература

1. <https://dom.mingkh.ru/kaliningradskaya-oblast/kaliningrad/>
2. Ф. Мойзер., Д. Задорин. К типологии советского типового домостроения. Индустриальное строительство в СССР 1955-1991 гг. Berlin: Dom, cop 2018 – 447 с.
3. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
5. ВСН 53-86(р). Правила оценки физического износа жилых зданий.
6. ВСН 57-88(р). Положение по техническому обследованию жилых зданий.
7. ВСН 58-88(р). Положение об организации проведения реконструкции, ремонта и технического обследования жилых зданий, объектов коммунального хозяйства и социально-культурного назначения.
8. A. Chernykh, S. Mironova, S. Mamedov. Ecological Peculiarities and Problems of Glued Timber Structures Reinforcement. Annual Set The Environment Protectijn. Volume 22, year 2020, ISSN 1506-218X, Koszalin, Poland.
9. Черных А.Г., Корольков Д.И., Пакина А.С. Алгоритм расчета остаточного ресурса строительных конструкций при создании информационной модели здания или сооружения. СПб ГАСУ. В сборнике: BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры. Материалы III Международной научно-практической конференции. 2020. С. 174-180.



**УДК 624.04**

*Михаил Борисович Москалев,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Максим Викторович Горюнов,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет,  
Россия)  
*E-mail: cosccc@gmail.com,*  
*maxgo-14@mail.ru*

*Michail Borisovich Moskalev,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Maxim Viktorovich Goriunov,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering,  
Russia)  
*E-mail: cosccc@gmail.com,*  
*maxgo-14@mail.ru*

**АНАЛИЗ ДЕМПФИРОВАНИЯ, ДИНАМИЧНОСТИ  
И ВРЕМЕНИ РЕГУЛИРОВАНИЯ  
МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
В УСЛОВИЯХ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО  
ОБРУШЕНИЯ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ЗАТЯЖЕК**

**ANALYSIS OF DAMPERING, DYNAMICITY AND TIME  
REGULATION OF METALWOOD STRUCTURES UNDER  
PROGRESSIVE FAILURE UNDER STRESS EXPOSURE**

Прогрессирующее обрушение, возникающее при выключении локальных элементов, может быть прекращено воздействием на систему регулирующих затяжек, позволяющих управлять НДС конструкции. Такое разрушение характеризуется большой динамичностью системы, из-за чего получаются исключительно уникальные расчеты для каждого здания. Расчет и регулирование метало-деревянных конструкции в условиях прогрессирующего обрушения сопряжено с рядом сложностей: определением времени исключения элемента из схемы, демпфированием метало-деревянных узлов, временем эффективного воздействия регуляторов при обрушении. Данные параметры анализируются в данной статье в условиях линейных и нелинейных систем.

*Ключевые слова:* регулируемая конструкция, металлодеревянная ферма, регулирование НДС, демпфирование деревянных конструкций, физическая нелинейность материала, прогрессирующее обрушение.

The progressive collapse, which occurs when the local elements are turned off, can be slowed down or stopped by acting on the system of regulating puffs,

which make it possible to control the stress-strain state of the structure. The calculation and regulation of metal-wooden structures in conditions of progressive collapse is associated with a number of difficulties: determining the time of excluding an element from the circuit, damping metal-wooden assemblies, and the time of effective impact of regulators during collapse.

*Keywords:* adjustable structure, metal-wood truss, VAT regulation, damping of timber structures, physical nonlinearity of the material, progressive collapse.

## **1. Механизмы прогрессирующего обрушения**

Прогрессирующим обрушением является такое выключение локального элемента, которое переводит конструкцию из статического равновесия в фазу динамичности с одновременным перераспределением усилий на близлежащие конструкции. Данная нагрузка кратковременно воздействуют на окружающие элементы с ускорением и в случае превышения прочности сечения влекут в дальнейшем к цепной реакции обрушений элементов. В конечном счете, разрушения здания могут достигать ста процентов или непропорционально большей его части [1].

## **2. Учет динамичности системы**

Динамику системы необходимо учесть временем исключения элемента из конструкции. Быстрое удаление влечет за собой динамический удар, что завышает коэффициент динамичности, но при медленном выключении конструкция лишается динамического эффекта вовсе. Поэтому необходимо учитывать время отказа элемента, чтобы промоделировать динамические эффекты, также появляются демпфирующие свойства, влияющие на деформации системы.

## **3. Демпфирование системы**

Демпфирование можно определить, используя формулу движения (1) с упрощениями по Рэлею, где матрица демпфирования  $[C]$  ортогональна, что позволяет разбить на компоненты матрицу масс  $[M]$  и матрицу жёсткости  $[K]$  [2] (ф.4), которую использует комплекс. Для этого уравнения движения.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P_t\}. \quad (1)$$

где  $\{\ddot{u}\}$  – вектор узловых ускорений,  $\{\dot{u}\}$  – вектор узловых скоростей,  $\{u\}$  – вектор узловых перемещений,  $\{P_t\}$  – вектор узловых нагрузок, как функция от времени.

Демпфирование достигается за счет рассеивания энергии, на трение, тепло и пластические деформации (рис. 1).

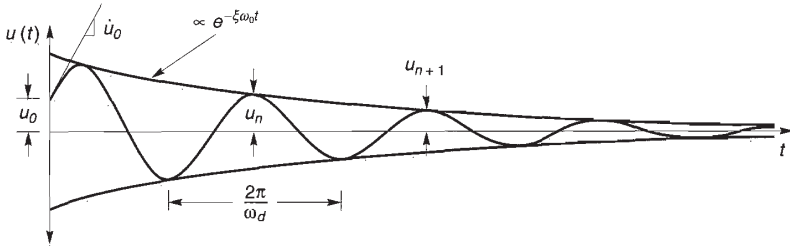


Рис. 1. Демпфирование свободных колебаний контракции

Выразить коэффициент демпфирования, при демпфировании свободных вибраций можно следующим образом (2):

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{c\omega}{2k} = \frac{W_D}{4\pi W_s}, \quad (2)$$

где  $c_c$  – критический коэффициент вязкого демпфирования,  $c$  – коэффициент вязкого демпфирования,  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  – круговая частота колебаний,  $m$  – масса,  $k$  – жёсткость (элемента, объекта). Причем при разных соотношениях коэффициентов демпфирования система может быть  $c < c_c$  недостаточно демпфирована,  $c = c_c$  критически демпфана и  $c > c_c$  передемпфирована. В нашем случае система всегда недодемпфировна согласно с. 569 [2].

Энергетические параметры можно расписать как (3):

$$\left\{ \begin{array}{l} W_D = \int_{t_0}^{t_0+2\pi\sqrt{\omega}} F \frac{dy}{dx} dt, \\ W_s = \frac{1}{2} k u_0^2 \end{array} \right. , \text{ то } \left\{ \begin{array}{l} c = \frac{W_D}{(\pi\omega u_0^2)}, \\ k = 2W_s / u_0^2 \end{array} \right. , \quad (3)$$

где  $t_0 + 2\pi\sqrt{\omega}$  – время одного цикла петли гистерезиса (рис. 2),  $F$  – узловые нагрузки,  $W_D$  – энергия рассеивания определяемая за один цикл, определяемая площадью внутри петли (рис.2),  $W_S$  – энергия деформации при скорости деформации равной нулю.

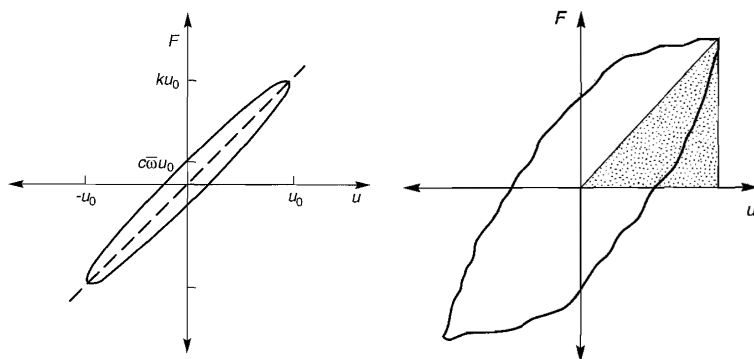


Рис. 2. Напряженно-деформированное состояния с учетом демпфирования. Петля гистерезиса. Графическая оценка коэффициента демпфирования, пропорционального заштрихованной площади к площади петли

#### 4. Нелинейность демпфирования

Диссипация (рассеивание) энергии в материале происходит нелинейно, согласно [3] и [4] в результате вступления материала с твердой кристаллической решеткой, с выраженными пластическими деформациями, диссипация экспоненциально растет, а темп накопления напряжений в материале замедляется и после критических деформаций стремительно уменьшается. Коэффициент демпфирования будет расти, так как энергия деформации при скорости равной нулю, является фактически критическим значением в знаменателе.

#### 5. Демпфирования в металлических и деревянных конструкциях

По можно заметить, что для металла накопленная энергия равна всей энергии системы в упругой стадии, но, когда материал

переходит в пластическую стадию диссипация энергии увеличивается вплоть до конечной стадии. Полученные данные по рассеянной энергии материалов с изотропной решеткой, такие как металл, титан [3–5], 50 % энергии идет на тепло, 50 % на вязко пластичные деформации.

С деревом все гораздо сложнее ввиду анизотропности свойств, благодаря трению между слоев, смятию волокон, выделяемому теплу, отсутствию ярко выраженной площадки текучести при деформации относительно стали, большая часть энергии при пластическом деформировании уходит [6] на 75 % энергии вязкое деформирование, 25 % на рассеивание энергии (тепло). Энергия на вязкое демпфирование вплоть до конца ее выхода из конструкции путем раскалывания, расщепления при этом релаксация напряжений проходит медленно [7]. За счет данных свойств демпфирование конструкции должно повышаться.

В виду рассмотрения демпфирующих характеристик в металлодеревянных конструкциях [9] CLT панелей при работе на сдвиговые межслойные нагрузки, для клееных сечений данное исследование является актуальным. Как видно из полученных диапазонов демпфирования в пластической стадии с помощью исследования петель гистерезиса, средние значение представлено в диапазоне 10–12,5 %, в упругой работе 3–10,3 %, относительно предложенного демпфирования для металлических конструкций 5 % согласно методическим рекомендациям [10].

Таким образом в результате расчета необходимо определить влияние изменение повышение демпфирование для конструкции [8] с регулируемыми напряжениями.

## **6. Расчеты конструкций с помощью регулирующих затяжек**

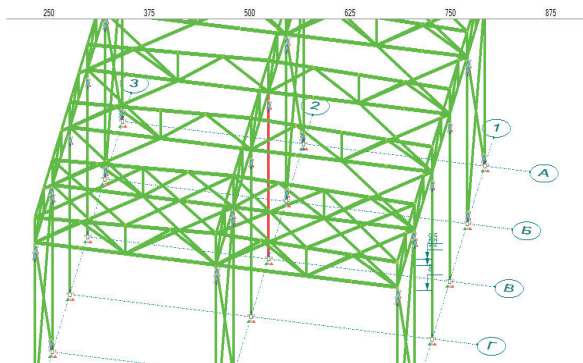
Для определения всех эффектов, оговоренных выше, производился расчет в системе «ЛИРА-софт». Для определения матрицы демпфирования выполнялся модальный анализ системы без учета колонны в образованном пролете (рис. 3) в соответствии с рекомендациями по прогрессирующему обрушению [11]. В результате анализа получена табл. 1.

Таблица 1

## Периоды и частоты собственных колебаний

Загружение	Форма	Собственное значение	Частота (Рад/с)	Период (с)	Коэффициент распределения	Модальная масса (%)	Суммарная модальная масса (%)
10	1	0.488308	1.431	4.3906	1.07044	32.0686	32.0686
10	2	0.0682597	3.8275	1.6416	0.000788452	0	32.0686
10	14	0.0074657	11.573	0.54289	0.0207721	0	50.2401
10	<b>15</b>	0.0068937	<b>12.044</b>	<b>0.52168</b>	-0.126463	0.0813538	50.3215
10	<b>16</b>	0.00667056	<b>12.244</b>	<b>0.51317</b>	1.00162	7.21364	57.5351
10	17	0.00554319	13.431	0.4678	-0.0254401	0	57.5368

а) коэф. = 1,407



б) коэф. = 1,038

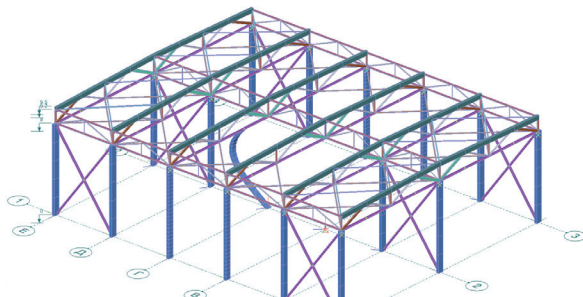


Рис. 3. Схемы определение коэффициент общей устойчивости (с увеличенными перемещениями), а – до обрушения (с выделенной удаляемой колонной), б – в момент обрушения

Для учета динамического эффекта время выключения элемента используется период времени колебаний  $T$ , полученный при модальном анализе. Время определяется как  $0,1T$ , в соответствии с указаниями в заграничных нормах при вертикальном перемещении в европейских [12] и американских [13], таким образом время обрушение колонны происходит в промежутке  $0,0517$  с.

Модель законструирована (рис. 4) с помощью нелинейных нагрузок, вместо удаленной колонны приложена реакция, которая меняет направление за  $0,0517$  с, моделируя таким образом динамический эффект.

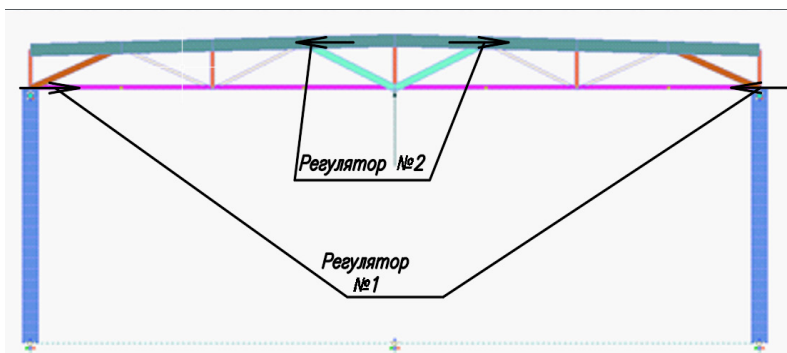


Рис. 4. Анализируемая модель с регулируемыми затяжками  
(№ 1 = 330 кН, № 2 = 490 кН)

Для системы были получены различные значения ответа (табл. 2) для узла над удаленной колонной.

Таблица 2

**Влияние демпфирования на скорость время и ускорение системы  
(в максимальной точке)**

% Демпф.	Перемещение $Z$ (мм)	Скорость $Z$ (м/с)	Ускорение $Z$ (м/с <sup>2</sup> )
5 %	-91,518	-0,031008	8,8055
10 %	-85,146	-0,009709	6,2087
15 %	-80,327	-0,0044216	4,5529

Как видно (табл. 3) влияние демпфера на систему оказывается практически линейное, чем больше коэффициент, тем меньшее перемещение оказывает система, но влияние демпфера постепенно ослабевает. От 5 до 10 перемещения уменьшились на 7 %, с 10 до 15 на 6 %, увеличение демпфера оказывает влияние на значения деформаций от 5 до 15 на 13 %, напряжения в самом материале остаются неизменны.



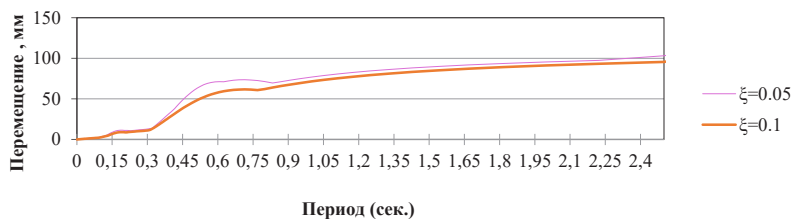


Рис. 5. График полученных спектров реакции

В вертикальном направлении, как видно из графика (рис. 5), наиболее опасному и резкому повышению деформаций соответствует расчетный период от 0,3 до 0,6 с, что согласуется с принятыми данными.

Расчет с помощью регуляторов выполнялся в линейные и нелинейные системы с помощью билинейной физической модели материалов согласно [14] по деревянным конструкциям согласно [15, 16].

Так как регулирования выполняется в целях изучения влияния регуляторов на напряжения и перемещения системы в относительных величинах, расчет с разным временем включения в работу регуляторов выполнялся на линейной системе.

Таблица 3

**Результаты снижения деформаций от регулирования линейной стадии**

Время регулирования сек.	Деформация мм	Снижение деформаций в %
0,05	74,772	18
0,1	76,096	16
0,26	80,067	12
2	89,259	2
Без регулятора	90,672	0

Воздействие регуляторов на систему оказывало в разное время в 0,05 секунды (синхронно с колонной) и после разрушения 0,1, 0,26 (момент наибольшей деформации), 2 секунды.

Согласно (табл. 3) регулирование оказывается эффективно (рис. 6) в период синхронного регулирования, вплоть до времени наибольшей деформации, причем чем дольше отклик регуляторов, тем сильнее проявляется деформация, так как связь между деформациями и напряжением линейна, то проявление напряжения вызывает такую же зависимость.

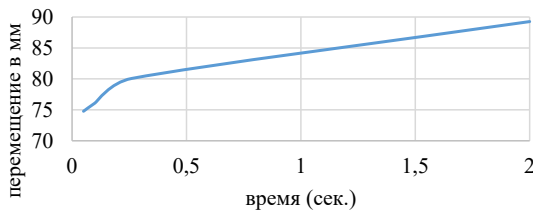


Рис. 6. График зависимости перемещения от времени регулирования

Так как модальный анализ проводится в линейной системе, то частоты и периоды колебаний сооружения не изменятся для нелинейной системы.

В нелинейной стадии деформации возрастают (табл. 4), но и время максимальной деформации достигает уже 0,46 секунды, по сравнению с линейной время увеличено на 77 % (рис. 7).

Таблица 4

**Результаты снижения деформаций от регулирования нелинейной стадии**

Время регулирования секунд	Деформация, мм	Снижение деформаций в %
0,05	166,8	29
0,26	185,22	22
0,46	203,65	14

Время регулирования секунд	Деформация, мм	Снижение деформаций в %
2	228,18	3
Без регулятора	236,37	0

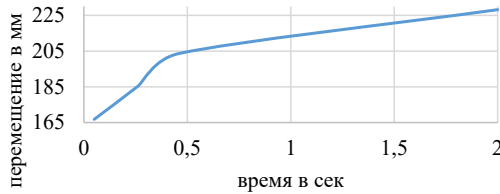


Рис. 7. График зависимости перемещения от времени регулирования для нелинейной стадии

Регулирование системы с учетом нелинейности материалов работает более эффективно, так как не дает материалу переходить в стадию пластических деформаций или же ограничивает данные деформации.

## 7. Выводы

1. Регулирование конструкций путем воздействия на элементы оказывает значительное влияние и может изменяться в широком диапазоне. Регулирование эффективно от момента начала обрушения до конца первого цикла деформации, причем прослеживается уменьшение деформаций в относительных величинах в нелинейной стадии работы материала.

2 Демпфирующий коэффициент деревянных конструкций отсутствует в отечественных нормах, зарубежные источники указывают на его повышение, в частности за счет строения материала. Принятый в работе коэффициент демпфирования равный 10 % уменьшает деформации относительно рекомендуемых для металлических конструкций на 7 %.

3. Динамическое обрушение элемента конструкции не освещено в отечественных нормах, определение времени выключения элемента по иностранным нормам, хорошо согласуется с полученным спектром ответа конструкции. Данный спектр указывает на рациональность применения формулы определения времени выключения элемента конструкции.

## Литература

1. Руденко Д.В., Руденко В.В. Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения // Инженерно-строительный журнал, № 3 (5), 2009. С. 38–41.
2. Kramer S.L. Geotechnical Earthquake Engineering. – New Jersey: Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, 1996. – 672 p.
3. Fedorova A. Yu., Bannikov M.V., Plekhov O.A. A study of the stored energy in titanium under deformation and failure using infrared data // Fract. Struct. Int. – 2013. – №. 24. – 24. – P. 81–88.
4. Plekhov O., Uvarov S., Naimark O. Theoretical and experimental investigation of dissipated and stored energy ratio in iron under quasi-static and cyclic loading. Strength of materials. – 2008. – Vol. 1. – Iss. 391. – P. 101–105.
5. Костина А.А. Моделирование баланса энергии при неупругом деформировании и разрушении металлов и сплавов: дис. магистра. Пермь, 2016. 153 с.
6. Montano, Jairo et al. Development of an amplified added stiffening and damping system for wood-frame shear walls. Lat. Am. j. solids struct. [online]. 2020, vol.17, n.5, e283. Epub July 17, 2020. URL: <https://doi.org/10.1590/1679-78256109>.
7. Jeena Rachel Jayamon, Finley A Charney, Philip Line. Evaluation of damping in wood-frame shear wall buildings. Conference: World Conference on Timber EngineeringAt: Vienna, Austria, 2016. 11 p.
8. Горюнов М.В, Москалев М.Б. К вопросу о регулировании НДС конструкций с учетом прогрессирующего обрушения. Вестник гражданских инженеров. 2020. №6 (83). С. 70-76.
9. Enrique TC, Montaño J, Berwart S, María HS, Guindos P. Seismic Behavior of Innovative Hybrid CLT-steel Shear Wall for Mid-Rise Buildings.. Research Square; 2021. P. 25. URL: [https://www.researchgate.net/publication/349382290\\_Seismic\\_Behavior\\_of\\_Innovative\\_Hybrid\\_CLT-steel\\_Shear\\_Wall\\_for\\_Mid-Rise\\_Buildings](https://www.researchgate.net/publication/349382290_Seismic_Behavior_of_Innovative_Hybrid_CLT-steel_Shear_Wall_for_Mid-Rise_Buildings).
10. Методическое пособие. Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения (к СП 385.1325800.2018). Москва 2018, 158 с.
11. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Журавлев А.В., Водопьянов Р.Ю. ЛИРА–САПР. Книга I. Основы / под ред. А. С. Городецкого. Б. г.: LIRALAND, 2019. 154 с.

12. Kokot Seweryn, Solomos George Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2012. 80 p.

13. GSA Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. Washington, DC: General Services Administration, 2003. 112 p.

14. СП 16.13330.2017. Свод правил. Стальные конструкции (Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*). 147 с.

15. Salmi A, Salminen L, Lucander M, Hæggström E (2012) Significance of fatigue for mechanical defibrillation. *Cellulose* 19(2):575–579.

16. Вареник К.А. Аппроксимация диаграммы деформирования древесины // Вестн. Новг. гос. ун-та. Сер.: Технические науки. 2014. № 75. Т.1. С. 60–64.

#### УДК 624.042.7

*Александр Владимирович Хапин,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Бекболат Еспулович Махиев,*  
канд. техн. наук, доцент  
(Восточно-Казахстанский  
технический университет  
им. Д. Серикбаева)  
*E-mail: sacha2447@rambler.ru,*  
*bolat6505@rambler.ru*

*Alexandr Vladimirovich Khapin,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Bekbolat Espulovich Makhiyev,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
(Serikbayev  
East Kazakhstan  
Technical University )  
*E-mail: sacha2447@rambler.ru,*  
*bolat6505@rambler.ru*

## СЕЙСМОУСИЛЕНИЕ ЗДАНИЙ СУЩЕСТВУЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ С НАДСТРОЙКОЙ МАНСАРДНЫХ ЭТАЖЕЙ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ

### SEISMIC REINFORCEMENT OF EXISTING BUILDINGS WITH THE ADDITION OF TIMBER ATTIC FLOORS

В статье дан анализ причин возрастания сейсмической активности в Южном и Восточном Казахстане. Предлагается вариант сейсмоусиления зданий существующей застройки путем снижения массы верхних перекрытий. Одновременно рекомендуется надстройка мансард с применением каркасных деревянных конструкций. Приводятся численные значения снижения вертикальных нагрузок, что повышает сейсмобезопасность зданий.

*Ключевые слова:* землетрясение, сейсмоусиление, мансарда, каркас, древесина.

The article analyses the reasons for the increase of seismic activity in South and East Kazakhstan. The seismic resistance of buildings can be strengthened by reducing the weight of the upper slabs. At the same time the article recommends setting up attics using timber frame construction. Reducing the numerical values of vertical loads increases the seismic safety of buildings.

*Keywords:* earthquake, seismic reinforcement, attic, frame, timber.

После закрытия Семипалатинского испытательного полигона и прекращения подземных ядерных взрывов в Восточном и Южном Казахстане возросла сейсмическая активность. Так, в июне 1990 года произошло Зайсанское землетрясение с магнитудой 6,9 балла [1], в мае 2003 года – Луговское землетрясение с магнитудой 5,4 балла по шкале Рихтера. Интенсивность сотрясений земной поверхности составила 7-8 баллов, что привело к человеческим жертвам из-за обрушения строительных конструкций зданий. Третье землетрясение – Алтайское, которое произошло в сентябре 2003 года, – было наиболее мощным [2]. Его магнитуда – 7,3 балла, что при малой глубине очага (3 км) создало интенсивность колебаний в эпицентре, превышающую 9 баллов. К счастью, эпицентр находился в безлюдном районе Рудного Алтая, и обошлось без разрушений и человеческих жертв. Особенностью этого землетрясения явился стабилизирующий эффект вечной мерзлоты. Она присутствовала в высокогорной зоне эпицентра, и быстро погасила сейсмическую энергию. Но настораживает тот факт, что эпицентр находился в зоне горного Алтая, которая до этого сейсмического события считалась малоактивной.

По-видимому, при ядерных взрывах накопленной в земле энергии не хватало, чтобы грунт достиг состояния предельного сжатия – дилатансии, когда потенциальная энергия превращается в кинетическую и происходит ее сброс. В этом случае возникает тектоническое землетрясение, отличающееся большим энергетическим классом и высокой интенсивностью.

Подземные ядерные взрывы создавали техногенные землетрясения меньшей интенсивности, но они из-за сотрясения внутренних пластов земной коры вызывали явление релаксации. Накопленная тектоническая энергия присоединялась к техногенной энергии взрыва, и дальнейшего накопления энергии не было.

Алтайское землетрясение послужило причиной изменения карты сейсмического зонирования с 1 декабря 2005 года с увеличением сейсмичности в Восточном Казахстане. В наиболее крупных городах – Усть-Каменогорске и Риддере – она возросла с 6 баллов до 7.

В связи с этим при строительстве новых зданий в проекты включались элементы сейсмоусиления в соответствии с нормативным документом, который в настоящее время переиздан в виде свода правил [3] с учетом европейских норм и национального приложения Республики Казахстан к ним [4]. Здания существующей застройки перешли в категорию сейсмоопасных, так как были построены до изменения сейсмической карты.

Сейсмоусиление зданий существующей застройки представляет собой сложную и трудновыполнимую задачу. Ее решение, как правило, является трудоемким и требует больших затрат, соизмеримых со сносом сейсмоопасного объекта и строительством на его месте нового, сейсмостойкого [5].

Одним из путей решения задачи является снижение массы зданий, в особенности верхних этажей и крыш. Это способствует снижению инерционной сейсмической нагрузки, уменьшению изгибающих моментов и сдвигающих сил, наиболее опасных для каменных зданий.

Большинство зданий городской застройки по конструктивной схеме относится к малоэтажным объектам с несущими стенами из кирпичной кладки на цементном растворе. Здания строились в пятидесятые – шестидесятые годы по проектам, разработанным институтом Ленгипрогор с количеством этажей от двух до четырех, реже до пяти. Такие здания имеют большую жесткость, при действии сейсмических нагрузок отличаются в основном сдвиговым характером колебаний с малым периодом (как правило, менее 0.5 сек) и большим динамическим коэффициентом.

В те годы для утепления покрытий и чердачных перекрытий использовались доступные, дешевые, но весьма тяжелые материалы – топливные и металлургические шлаки. Объемный вес такого утеплителя составлял 600–800 кг/м<sup>3</sup> при коэффициенте теплопроводности 0.21 Вт/(м °С), поэтому слой шлака обычно принимался равным 200–300 мм. В настоящее время для этих целей применяют

легкие эффективные утеплители на основе минеральной ваты с объемным весом от 50 до 100 кг/м<sup>3</sup> с коэффициентом теплопроводности в среднем 0.05 Вт/(м °С). Применяя новые виды утеплителей, можно в 8–10 раз снизить нагрузку от их собственного веса.

В совмещенных покрытиях кроме шлаковых утеплителей обязательным элементом изоляционных слоев была цементная или асфальтовая стяжка толщиной 20–30 мм с объемным весом материала 1800–2200 кг/м<sup>3</sup>. На них наклеивался многослойный рулонный ковер из гидроизоляционных материалов.

Таким образом, снижение веса утеплителей и других изоляционных слоев является одним из основных путей уменьшения массы верхних частей здания, что приводит к снижению сейсмических нагрузок.

Однако собственники зданий неохотно дают согласие на реконструкцию, так как она требует больших затрат, а практической выгоды не приносит. Для получения такой выгоды взамен чердачных крыш и совмещенных утепленных покрытий в зданиях старой застройки предлагается надстраивать дополнительные мансардные этажи, значительно увеличивающие полезную площадь здания. Современные нормы проектирования ограничивают этажность каменных зданий четырьмя этажами, но разрешают строительство пятых мансардных этажей [3]. Для этого рационально использовать деревянные строительные конструкции, учитывая легкость и высокое тепловое сопротивление древесины.

Надстройке мансарды предшествует сейсмоусиление – устройство антисейсмического пояса и увеличение жесткости покрытия или чердачного перекрытия из сборных железобетонных плит с помощью армированной стяжки из мелкозернистого бетона или цементного раствора.

На первый взгляд, надстройка дополнительного этажа приводит к росту веса здания. Однако возрастание вертикальных нагрузок, даже с учетом временных нагрузок на перекрытие мансардного этажа, оказывается меньше, чем снижение нагрузок за счет демонтажа крыш и изоляционных слоев перекрытий.

В Восточно-Казахстанском техническом университете разрабатывались обоснования и реализовывались проекты сейсмоусиления зданий существующей застройки с надстройкой мансардных



этажей [5]. В таблице 1 приведены результаты сопоставления вертикальных нагрузок, действующих на здания в уровне верхних перекрытий до и после надстройки мансард.

Таблица 1

**Сравнение вертикальных нагрузок**

Наименование объекта	Краткая характеристика здания	Расчетные вертикальные нагрузки, тс		Снижение нагрузки %
		до надстройки мансарды	после надстройки мансарды	
Переход учебными между корпусами	Двухэтажное кирпичное	424	321	24,3
Учебный корпус университета	Четырехэтажное кирпичное	1223	775	36,6
Здание банка	Трехэтажное кирпичное	275	197	28,3
Пристройка к ресторану	Двухэтажное кирпичное	212	162	23,6
Здание магазина промтоваров	Двухэтажное кирпичное	274	230	16,1

Из таблицы видно, что снижение нагрузок составляет от 16,1 до 36,6 %. При этом до надстройки мансарды в структуре нагрузок преобладает собственный вес, а после надстройки – временная полезная нагрузка, которая в особом сочетании принимается с понижающим коэффициентом, равном 0,5. Часто при надстройке отдельных частей зданий удается изменить профиль крыши и исключить снеговые мешки, что дополнительно снижает суммарную нагрузку.

Для надстройки мансард принималась каркасная конструктивная схема. Каркас проектировался из цельной древесины. Он представлял

собой решетчатые рамы пролетом от 6 до 12 м с соединением элементов на металлических зубчатых пластинах или на шурупах с накладками из тонколистовой стали. Шаг поперечных рам принимался в пределах от 1,2 до 1,5 м. Сечения элементов определялись расчетом на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия. Для обеспечения жесткости деревянного каркаса кроме обычных вертикальных связей были применены связи в плоскости скатов крыши. Они имеют крестовую решетку и изготавливаются из стальных лент сечением 20×2 мм, которые крепятся к верхним поясам рам при помощи гвоздевого забоя. Скаты крыш приобретают диафрагменное поведение и способствуют равномерному распределению сейсмических нагрузок элементами деревянного каркаса.

Предложенный вариант сейсмоусиления наряду с повышением сейсмобезопасности приносит экономическую выгоду – расширение полезной площади зданий.

## Литература

1. Нурмагамбетов А. Сыздыков А. и др. Зайсанское землетрясение 14 июня 1990 года // В сб. «Землетрясение в СССР в 1990 году». М.: ИФЗ РАН, 1996. С. 53–60.
2. Михайлова Н.Н. Алтайское землетрясение 27 сентября 2003 года и его афтершоки // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций: Тр. КазНИИСА. Алматы, 2006. – Вып. 21 (31). С. 102–111.
3. СП РК 2.03-30-2017. Строительство в сейсмических районах (зонах) Республики Казахстан. Астана: Комитет по делам строительства и ЖКХ Министерства по инвестициям и развитию РК, 2017. 122 с.
4. СП РК EN 1998-1: 2004/2012. Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий, включая национальное приложение. Астана: Комитет по делам строительства и ЖКХ Министерства национальной экономики РК, 2016. 225 с.
5. Махиев Б.Е. Проблема снижения сейсмической опасности зданий существующей застройки в г. Усть-Каменогорске // Вестник ВКГУ, 2009. С. 97–99.

УДК 624.04

*Антон Наильевич Хусаинов,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)

*E-mail: antonkhusa1996@gmail.com*

*Anton Nail'yevich Khusainov,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)

*E-mail: antonkhusa1996@gmail.com*

## **РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК С ОПОРНЫМИ УЗЛАМИ КОНЕЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ**

### **DEVELOPMENT OF A METHOD FOR CALCULATING GLUED WOODEN BEAMS WITH SUPPORT NODES OF FINAL RIGIDITY**

Клееные деревянные однопролетные балки с жесткими опорами применяются редко, по сравнению с обычными балками на шарнирных опорах. Это связано с отсутствием надежного инженерного способа расчета жесткой опоры, с учетом жесткости и деформативности самой балки и конструкции опорного узла. Предпринята попытка использовать известную методику нахождения усилий и перемещений в балке с учетом конечной жесткости опор, зависящей от погонной жесткости балки и угла поворота опорного сечения. Произведен анализ деревянной клееной балки с «жесткими» опорами в программном комплексе (МКЭ) ANSYS с учетом физической нелинейности работы материалов (сталь-древесина) и анизотропных свойств клееной древесины. Получены прогибы балки в середине пролета, углы поворота опорных сечений, изгибные напряжения в середине пролета балки. Предложена методика нахождения аналитическим методом опорного и пролетного изгибающих моментов с учетом конечной жесткости опорных узлов.

*Ключевые слова:* жесткий узел, конечная жесткость, деревянная клееная балка, методика расчета, ANSYS.

Glued wooden single-span beams with rigid supports are rarely used, compared to conventional beams on articulated supports. This is due to the lack of a reliable engineering method for calculating the rigid support, taking into account the rigidity and deformability of the beam itself and the structure of the support unit. An attempt is made to use the well-known method of finding forces and displacements in a beam, taking into account the final stiffness of the supports, which depends on the linear stiffness of the beam and the angle of rotation of the reference

section. The analysis of a wooden glued beam with "rigid" supports in the ANSYS software package (FEM) is carried out, taking into account the physical nonlinearity of the materials (steel-wood) and the anisotropic properties of glued wood. The deflections of the beam in the middle of the span, the angles of rotation of the support sections, and the bending stresses in the middle of the span of the beam are obtained. A method is proposed for finding the reference and span bending moments by the analytical method, taking into account the final stiffness of the support nodes.

*Keywords:* rigid node, final stiffness, wooden glued beam, calculation method, ANSYS.

Учет упругой податливости опор при вычислении усилий, учитывается через коэффициент жесткости опорного узла и погонную жесткость балки.

Согласно [1] коэффициент жесткости опорного узла вычисляется по формуле:

$$C = \frac{M_{\text{ш}}}{\varphi} \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{рад}}, \quad (1)$$

где  $M_{\text{ш}}$  – изгибающий момент в середине пролета однопролетной, шарнирно опертой балки, без учета упругой податливости опор,  $\text{кН} \cdot \text{м}$ ;  $\varphi$  – угол поворота опорного сечения однопролетной балки с опорными узлами конечной жесткости, рад;

Погонная жесткость балки вычисляется по формуле:

$$i = \frac{E_6 \cdot I_6}{l_6} \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (2)$$

где  $E_6$  – модуль упругости балки,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ;  $I_6$  – момент инерции сечения балки,  $\text{м}^4$ ;  $l_6$  – пролет балки, м;

Изгибающий момент на опоре однопролетной балки с упруго-податливыми опорными узлами:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q \cdot l_6^2}{12 \cdot (2i / C + 1)} \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (3)$$

где  $q$  – равномерно распределенная нагрузка на балку,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}}$ .

Изгибающий момент в середине пролета однопролетной балки с упругоподатливыми опорными узлами:

$$M_{\text{пр}} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q \cdot l^2}{12 \cdot (2 \cdot i / C + 1)} \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (4)$$

Для анализа напряженно деформированного состояния деревянной клееной балки была запроектирована конечно-элементная модель (рис. 1) в программном комплексе ANSYS с различными вариациями опорных узлов конечной жесткости (рис. 2).

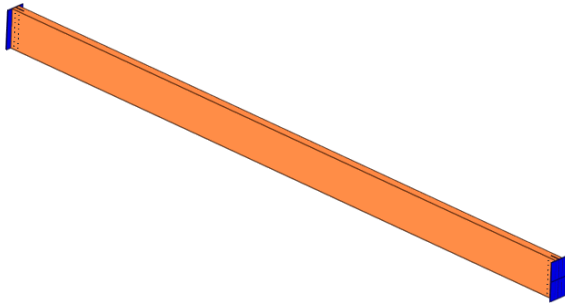


Рис. 1. Модель клееной деревянной балки с опорными узлами конечной жесткости

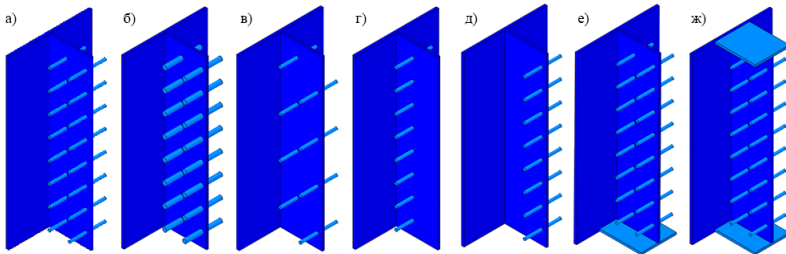


Рис. 2. Вариации рассмотренных опорных узлов конечной жесткости:  
*а* – два ряда нагелей с диаметром 16 мм; *б* – два ряда нагелей с диаметром 25 мм; *в* – шахматная расстановка нагелей диаметра 16 мм; *г* – один ряд нагелей диаметра 16 мм (ближе к торцевой пластине); *д* – один ряд нагелей диаметра 16 мм (дальше от торцевой пластины); *е* – два ряда нагелей диаметра 16 мм с нижней опорной пластиной; *ж* – два ряда нагелей диаметра 16 мм с нижней и верхней опорной пластиной

Тело балки – клееная древесина 2-го сорта с геометрическими размерами сечения  $17200(l) \times 1000(h) \times 215(b)$  мм. Крепление балки по торцам осуществляется через стальные нагели диаметром 16 (25) мм со стальными пластинами, имеющие Т-образную форму в плане. Торцевые пластины размера  $1000(h) \times 500(b) \times 16(s)$  мм. Перпендикулярные к торцевым пластины размера  $1000(h) \times 250(b) \times 12(s)$  мм. В рассмотренных вариантах с опорными нижними и верхними пластинами, последние имеют размеры  $250(h) \times 215(b) \times 12(s)$  мм.

Расчет производился для изгибаемой балки, при действии равномерно-распределённой нагрузки 23,14 кН/м. При моделировании контакта «древесина-сталь» и «сталь-сталь» в расчете учитывалась нелинейность, связанная с действием сил трения на поверхности контакта элементов.

Материалы конструкции моделировались путем параметризации их физических свойств.

Древесина задана как ортотропный материал со следующими характеристиками:

Модуль упругости по оси  $x$ ,  $E_x = 10\,000$  (МПа);

Модуль упругости по осям  $y$  и  $z$ ,  $E_y = E_z = 400$  (МПа);

Коэффициенты Пуассона  $\nu_{xy} = 0,45$ ,  $\nu_{xz} = \nu_{xy} = 0,018$ ;

Модуль сдвига  $G_x = G_y = G_z = 500$  (МПа).

Стальные элементы заданы как изотропный материал с учетом билинейного изотропного упрочнения:

Модуль упругости  $E = 206\,000$  (МПа);

Коэффициенты Пуассона  $\nu = 0,3$ ;

Модуль сдвига  $G = 79\,000$  (МПа);

Предел текучести  $\sigma_{ym} = 200$  (МПа);

Касательный модуль упругости  $E_{tg} = 1800$  (МПа).

В качестве конечных-элементов (КЭ) использовались элементы SOLID185 – для 3D моделирования твердых тел. Учет нелинейности на контакте соприкосновении элементов конструкции производился путем введения конечных элементов CONTA174 (контактная поверхность) и TARGET170 (целевая поверхность).

Контакт элементов «сталь-сталь» принят абсолютно жестким. Контакт элементов «древесина-сталь» принят конечно-жестким, через коэффициент трения покоя 0,6.

Крепление торцевых пластин с внешней стороны принимается абсолютно жестким на нижней половине пластины и по торцевым ребрам пластины.

По окончании расчета получены следующие результаты.

Прогиб конструкции (рис. 3, 4) при различных вариациях опорных узлов имеют один порядок с максимальной разницей между минимальным и максимальным значением прогиба 5 мм. Изгиб балки соответствует эпюре изгибающих усилий при жестком закреплении стержня на опорах. Максимальный прогиб наблюдаются у балки с одним рядом нагелей (далее от опорной пластины) диаметра 16 мм на опорных узлах. Минимальный прогиб наблюдаются у балки с двумя рядами нагелей диаметра 16 мм, с нижней и верхней опорной пластиной. Разница в прогибах между всеми моделями обусловлена деформацией опорного узла (рис. 5). Деформации опорного узла представляют собой сумму деформаций опорных пластин и нагелей в зоне действия растягивающих напряжений.

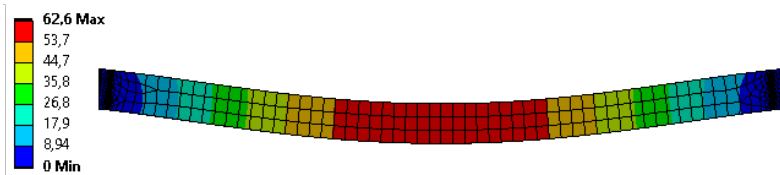


Рис. 3. Значения прогиба конструкции по результатам в ANSYS, для узлов с одним рядом нагелей диаметра 16 мм (далее от торцевой пластины), мм

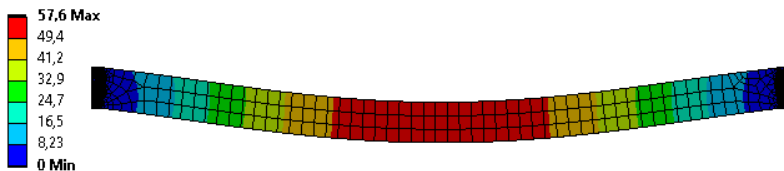


Рис. 4. Значения перемещений конструкции по результатам в ANSYS, для узлов с двумя рядами нагелей диаметра 16 мм с нижней и верхней опорной пластиной, мм

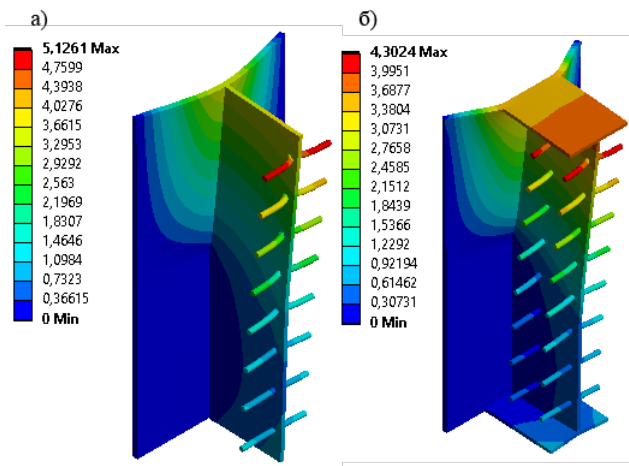


Рис. 5. Значения перемещений в узле конструкций по результатам в ANSYS, мм: *а* – для узла с одним рядом нагелей диаметра 16 мм (дальше от торцевой пластины), мм; *б* – для узла с двумя рядами нагелей диаметра 16 мм с нижней и верхней опорной пластиной, мм

По результатам расчета, в нагельных гнездах, в местах контакта стали с древесиной, наблюдаются зоны с высокими нормальными напряжениями (до 80 МПа), что свидетельствует о смятии древесины в нагельном гнезде. Изгибные напряжения выводились только из середины пролета балки (табл. 1), так как опорный узел имеет сложное напряженное состояние, тем самым результаты изгибных напряжений искажаются местными локальными напряжениями от смятия нагельного гнезда, изгиба нагеля и т.д.

Углы поворота опорных сечений деревянного тела балки приведены в сводной таблице 1. Дальнейший аналитический расчет по формулам 1–4 показал, что учет жесткости опорных узлов на основании углов поворота опорных сечений тела балки дает погрешность в 25 %.

Погрешность при расчете объясняется дополнительными линейными деформациями опорных стальных элементов, в частности, опорной пластины. Также при определении углов поворота в ANSYS, в качестве расчетной задавалась торцевая плоскость



Таблица сравнения результатов расчета, полученных в ANSYS и вычисленных аналитически

	Два ряда нагелей диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 25 мм	Шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (ближе к опорной пластине) диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (дальше от опорной пластины) диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней опорной пластиной, мм	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней и верхней опорными пластинами, мм
Угол поворота опоры по расчетам в ANSYS, град	0,30397	0,29675	0,32506	0,32006	0,34213	0,29495	0,2767
Изгибающий момент в середине пролета по расчетам в ANSYS, кН · м	455,1	450,1	471,9	467,6	476,6	451,5	439,7
Значение изгибающего момента в пролете, вычисленное аналитически, кН · м	350,5	349,1	354,4	353,6	357,6	348,8	345,3

	Два ряда нагелей диаметром 16 мм	22,98 %							
	Два ряда нагелей диаметром 25 мм	22,44 %							
	Шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм	24,90 %							
	Один ряд нагелей (ближе к опорной пластине) диаметром 16 мм	24,38 %							
	Один ряд нагелей (дальше от опорной пластины) диаметром 16 мм	24,97 %							
	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней опорной пластиной, мм	22,75 %							
	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней и верхней опорными пластинами, мм	21,47 %							
	Погрешность расчета изгибающего момента в середине пролета, при аналитическом расчете, в процентах								

тела балки. В ходе расчета выяснилось, что перемещения тела балки в сечении, где расположены нагеля, больше по значениям, чем перемещения торцевого участка деревянной балки. Таким образом, с увеличением перемещений увеличивается угол поворота. Конечная жесткость опорных узлов должна высчитываться из углов поворота опорных сечений в плоскости нагельного ряда и жесткости на основе суммы линейных перемещений стальных элементов конструкции по осям  $x$ ,  $y$  и  $z$ . Но высчитывать опорную жесткость при наличии множества параметров затруднительно.

На основании анализа результатов расчета, было предложено решение по определению угла поворота аналитическим методом. Угол поворота равен отношению длины дуги к радиусу:

$$\varphi = \frac{s}{r} \text{ рад}, \quad (5)$$

где  $s$  – длина дуги, мм;  $r$  – радиус, мм.

В нашем расчетном случае, радиус равен половине высоты сечения ( $h/2$ ) балки, а длину дуги, из-за малых значений поворота, можно принять равной прогибу (перемещению) нагеля в зоне действия наибольшего изгибающего момента (рис. 6).

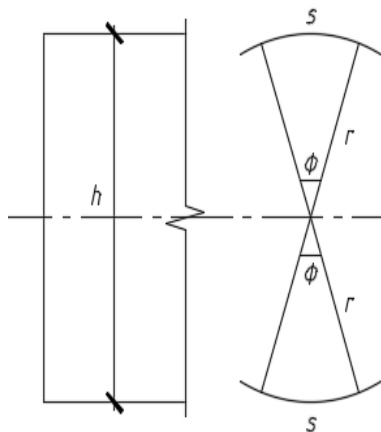


Рис. 6. К расчету угла поворота опорного сечения

В качестве расчетного случая, был рассмотрен наиболее неблагоприятный вариант конструкции опорного узла балки, где отсутствует опорная стальная пластина и контакт древесины со стальным ребром, что не препятствует повороту опорного сечения балки (рис. 7). Узел представляет собой стальную пластину с размерами  $1000(h) \times 250(b) \times 12(s)$  мм. Соединение стальной пластины с древесиной происходит через нагели диаметром 16 мм, расставленные в два вертикальных ряда. Пластины жестко закреплены на торце по вертикали.

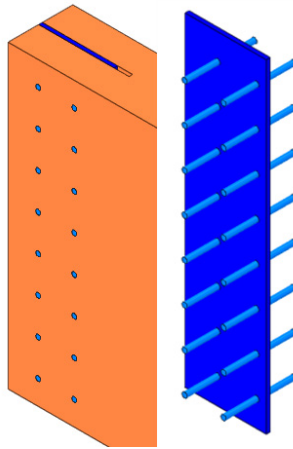


Рис. 7. Рассмотренный опорный узел клееной деревянной балки без опорной пластины с зазором между стальным ребром и древесиной.

Полученные значения изгибающих моментов, прогиба деревянной балки, изгиба нагеля и угла поворота опорного сечения представлены в таблице 2.

На основании полученных результатов был проведен аналитический расчет усилий в конструкции по формулам (1)–(4).

Нагели представляют собой два консольных свеса по обе стороны от стальной пластины. Соответственно прогиб нагеля вычисляется как для консольной балки с действующей равномерно распределенной нагрузкой.

Сводная таблица с результатами прогиба балки, изгиба нагеля, угла поворота опорного сечения и изгибающих моментов

	Характеристики, полученные при расчете деревянной клееной балки в ANSYS
Изгибающий момент на опоре, кН · м	444
Изгибающий момент в пролете, кН · м	423
Прогиб балки в середине пролета, мм	64,8
Углы поворота опорных сечений, град	0,384
Суммарные перемещения (прогиб) нагеля, мм	3,64

Нагрузка на нагель вычисляется из действующего в опорном сечении изгибающего момента (рис. 8):

$$N = \frac{M_{\text{оп}}}{2 \cdot h_{\text{наг}}} = \frac{373}{2 \cdot 840} = 222 \text{ кН}, \quad (6)$$

где  $h_{\text{наг}}$  – расстояние между наиболее нагруженным верхним и нижним рядом нагелей, мм;  $M_{\text{оп}}$  – изгибающий момент на опоре, в уровне верхнего горизонтального ряда нагелей, кН · м.

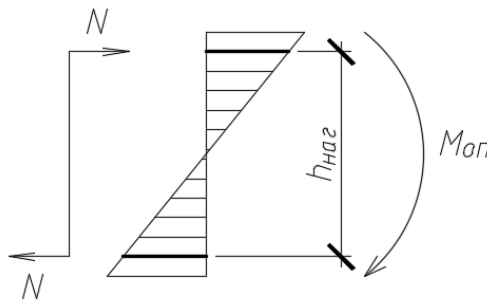


Рис. 8. К расчету нагрузки, действующей на нагель

Изгиб нагеля при действии равномерно распределенной нагрузки вычисляем по формуле:

$$f_{\text{наг}} = -\frac{N \cdot I_{\text{наг}}^4}{8 \cdot E_{\text{ст}} \cdot I_{\text{наг}}} = \frac{222 \cdot 101,5}{8 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 3217} = 4,44 \text{ мм}, \quad (7)$$

где  $E_{\text{ст}}$  – модуль упругости стали, кН/мм<sup>2</sup>;  $I_{\text{наг}}$  – момент инерции сечения нагеля, мм<sup>4</sup>;  $l_{\text{наг}}$  – длина полунагеля, мм.

Угол поворота сечения находится по формуле:

$$\varphi = \frac{f_{\text{наг}}}{h_{\text{наг}} / 2} = \frac{4,44}{840 / 2} = 0,01058 \text{ рад}. \quad (8)$$

Коэффициент жесткости:

$$C = \frac{M_{\text{ш}}}{\varphi} = \frac{855,72}{0,01058} = 8,08 \cdot 10^4 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{рад}}. \quad (9)$$

Погонная жесткость балки:

$$i = \frac{E_6 \cdot I_6}{l_6} = \frac{1 \cdot 10^7 \cdot 0,018}{17,2} = 1,042 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (10)$$

Изгибающий момент на опоре:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q \cdot l_6^2}{12 \cdot (2i / C + 1)} = \frac{23,14 \cdot 17,2}{12 \cdot (2 \cdot 1,042 \cdot 10^4 / 8,08 \cdot 10^4 + 1)} = 453,6 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (11)$$

Изгибающий момент в пролете:

$$M_{\text{пр}} = \frac{q \cdot l_6^2}{8} - \frac{q \cdot l_6^2}{12 \cdot (2 \cdot i / C + 1)} = \frac{23,14 \cdot 17,2}{8} - \frac{23,14 \cdot 17,2}{12 \cdot (2 \cdot 1,042 \cdot 10^4 / 8,08 \cdot 10^4 + 1)} = 402,1 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (12)$$

Погрешность расчета в определении изгибающего момента на опоре:

$$\frac{M_{\text{оп.А}} - M_{\text{оп.}}}{M_{\text{оп.А}}} = 2,2 \%, \quad (13)$$

где  $M_{\text{оп.А}}$  – изгибающий момент на опоре, вычисленный в ANSYS, кН·м.

Погрешность расчета в определении изгибающего момента в пролете:

$$\frac{M_{\text{пр.А}} - M_{\text{пр.}}}{M_{\text{пр.А}}} = 4,9 \%, \quad (14)$$

где  $M_{\text{пр.А}}$  – изгибающий момент в пролете, вычисленный в ANSYS, кН·м.

На основании полученных результатов можно сделать следующие выводы и рекомендации.

Формулы (1)–(4) дают результаты с большой сходимостью. Погрешность результатов изгибающих моментов, вычисленных аналитически и вычисленных в ANSYS для рассмотренной конструкции, составляет 2,2 % и 4,9 %.

Из рассмотренных семи вариаций опорных узлов, различия между минимальными и максимальными значениями перемещений составляют 5 мм, что говорит об практически одинаковой упругой податливости опорных узлов конструкции. Сами узлы не являются абсолютно жесткими, а значит учет упругой податливости необходим для наиболее точного расчета усилий.

Необходимо провести натурные испытания для определения достоверности результатов, полученных при расчете объемной модели в ANSYS и истинных значений жесткости опорных узлов.

Следует провести углубленное изучение механики работы конструкции с узлами конечной жесткости, а именно вывести формулы для учета упругой податливости узлов при нахождении перемещений конструкции.

Необходимо определить интенсивность и вид нагрузки на нагель, при расчете угла поворота аналитическим способом, так как прогиб нагеля вычислен с погрешностью.

## Литература

1. Васильков Б.С., Володин Н.М. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений. – М.: Стройиздат, 1985. – 144 с.
2. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция «СНиП II-25–80 Деревянные конструкции». Минстрой России, 2017. 97 с.
3. ГОСТ Р 56705-2015 Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения, 2015. 12 с.
4. Кашеварова Г.Г., Водяников М.А., Численное и экспериментальное моделирование жесткого стыка слоистых деревянных конструкций // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017.– № 2. – С. 84–92.
5. Шмидт А.Б., Эффективность конструкций, комбинированных из элементов различных материалов, объединенных связями, согласованными с НДС соединяемых элементов. : Международная конференция по физике материалов, строительным конструкциям и технологиям в строительстве, промышленном и производственном машиностроении (MPCPE 2020) 27–28 апреля 2020 года, Владимирский государственный университет имени Александра и Николая Столетовых, Владимир, Российская Федерация Цитирование / 2020 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.896 012034.



**УДК 624.011**

*Чан Куок Фонг,*  
аспирант  
*Павел Ниязович Пачулия,*  
аспирант  
*Денис Валерьевич Нижегородцев,*  
ассистент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: Tranqp125@gmail.com,*  
*pawel.pa4ulia@yandex.ru*

*Tran Quoc Phong,*  
postgraduate student  
*Pavel Niyazovich Pachuliya,*  
postgraduate student  
*Denis Valerievich Nizhegorodtsev,*  
assistant  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: Tranqp125@gmail.com,*  
*pawel.pa4ulia@yandex.ru*

## **АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НАГЕЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ «СТАЛЬ – ДЕРЕВО» ПО ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМ И ЧИСЛЕННЫМ ИССЛЕДОВАНИЯМ**

### **ANALYSIS OF THE STRESS-STRAIN STATE OF STEEL-WOOD DOWEL CONNECTIONS BASED ON EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES**

В Европе и России много дискуссий по поводу использования клееных деревянных конструкций в качестве строительного материала. С одной стороны, клееная деревянная конструкция обеспечивает отличные механические прочностные свойства, но с другой стороны, прочностные параметры менее изучены и стандартизированы для проектирования соединений с механическим креплением. В предыдущих исследованиях Чан Куок Фонг рассматривалась несущая способность и механизм разрушения деревянных конструкций типа соединения "сталь – дерево". Анализируя рабочий механизм элементов соединения (деревянные конструкции, самонарезающие нагели, стальные пластины), необходимо рассматривать и учитывать напряжение и деформацию деревянных элементов, а также механизм сдвига и изгиба каждого нагеля и деформацию стальных пластин в месте контакта с нагелями в структуре соединения. Численный расчет с помощью программы конечных элементов и экспериментальный метод проводится для анализа рабочего механизма соединения.

*Ключевые слова:* самонарезающие нагели, рабочие механизмы, стандартный Еврокод 05, деревянные конструкции из ЛВЛ, стальные пластины.

In Europe and Russia, there is a lot of discussion about the use of glued wooden structures as a building material. On the one hand, the glued wooden structure provides excellent mechanical strength properties, but on the other hand, the strength parameters are less studied and standardized for the design of connections with mechanical fastening. In previous studies, Tran Quoc Phong considered the load-bearing capacity and the mechanism of destruction of wooden structures such as the "steel – wood" connection. Analyzing the working mechanism of the connection elements (wooden structures, self-drilling dowels, steel plates), it is necessary to consider and take into account the stress and deformation of the wooden elements, as well as the mechanism of shear and bending of each dowel and the deformation of steel plates in the department of contact with dowels in the structure of the connection. Numerical calculation using the finite element program and an experimental method is carried out to analyze the working mechanism of the connection elements.

*Keywords:* self-drilling dowels, working mechanisms, standard Eurocode 05, LVL wooden structures, steel plates.

В исследованиях автора [13, 14] был произведён расчёт несущей способности и рассматривался механизм разрушения деревянных конструкций типа соединения «сталь – дерево». Следовательно, необходимые индивидуальный и общий анализы свойств и принципы работы элементов в структуре соединения, включают три объекта: деревянные конструкции из ЛВЛ, самонарезающие нагели, стальные пластины.

Деревянные конструкции и ЛВЛ – анизотропные материалы, их прочность различается в разных направлениях [1–3]; различаются пределы прочности при сжатии вдоль волокон, растяжении и изгибе. Исследование начальных напряжений и свойств анизотропии древесных материалов, их влияние на физико-механические и технологические свойства имеет важное научное и практическое значение. Механизм работы нагельного соединения различается в зависимости от использования разных типов деревянных конструкций [4–6].

В этом исследовании использованы результаты предыдущего исследовательского эксперимента [13, 14], в котором использовались различные схемы соединения с применением самонарезающих нагелей с тремя стальными пластинами. Для анализа напряженно-деформированных элементов в соединении перемещения пластин относительно ЛВЛ контролируются с помощью тензорезисторов и электронного индикатора. Нагружение образцов

соединения проведено в соответствии с рекомендациями по испытанию соединений деревянных конструкций [12].

**Цель исследования:** анализ напряженно-деформированного состояния элементов соединения при варьировании схемами, затем определение несущей способности соединений в соответствующих структурах. Задачей исследования является сравнение и анализ прочности соединения с применением самонарезающих нагелей на растяжение результатов, полученных численным и экспериментальным методами.

Предлагается решение для нагельных соединений с помощью стальных пластин различных размеров, чтобы перераспределить напряжения на рабочую плоскость и увеличить несущую способность соединения.

**1. Анализ механизмов деревянных конструкций в соединении.** На основе теоретического анализа, приняты три различные схемы соединения. Выбрано три схемы соединения с различными стальными пластинами: С-01 ( $^{140}140^{140}$ ); С-02 ( $^{140}175^{140}$ ); С-03 ( $^{175}140^{175}$ ). Числа в скобках ( $^{140}140^{140}$ ) – глубина заделки стальных пластин в деревянную деталь в мм.

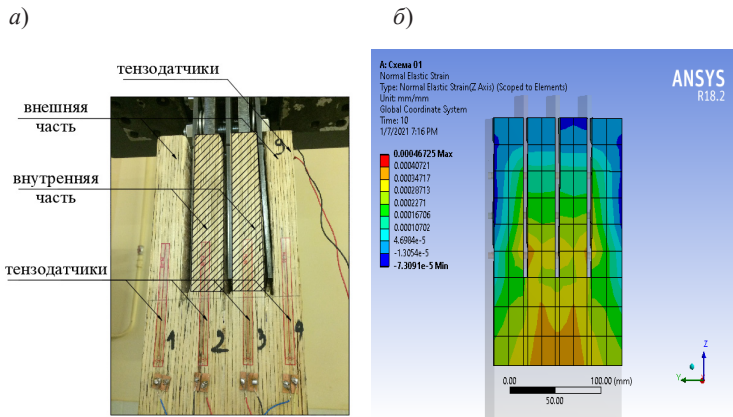
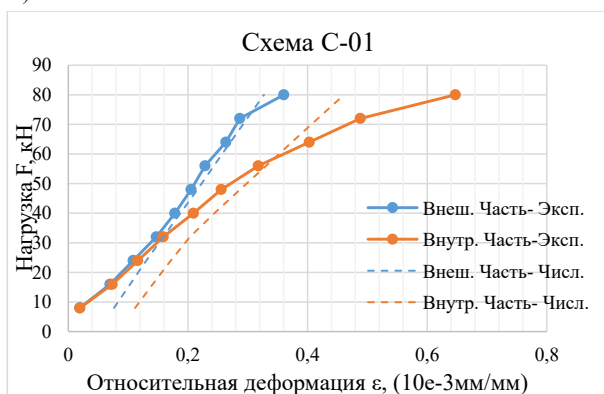


Рис. 1. *а* – расположение тензодатчиков на элементах деревянных конструкций; *б* – относительная деформация по данным численного анализа; 1, 2, 3, 4 – Расположение тензодатчиков параллельно волокну деревянных конструкций

На рис. 3 продемонстрирована схема С-01. Уменьшение рабочего сечения из-за сверления и пиления пазов в деревянных конструкциях влияет на их напряжение. Из структуры соединения автор сравнивает относительную деформацию внутренней и внешней деревянных частей. Полученные результаты измерений тензодатчиков в эксперименте [11, 15] и результаты численного анализа приведены в табл. 1 и на рис. 2.

а)



б)

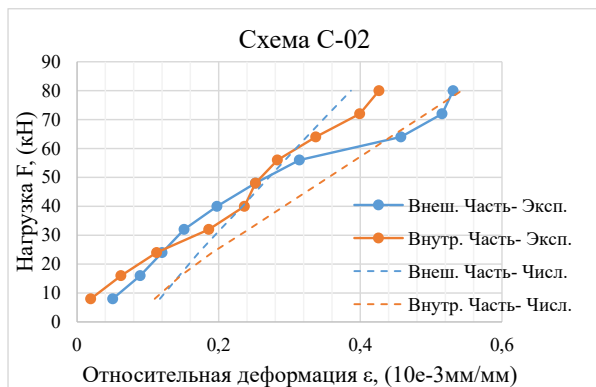


Рис. 2, начало. Зависимость «нагрузка – относительная деформация» соединений по результатам эксперимента и численного метода: а – схемы С-01; б – схемы С-02

Значения относительной деформации на различных схемах

Нагрузка (кН)	Схема С-01				Схема С-02			
	Внешняя часть		Внутренняя часть		Внешняя часть		Внутренняя часть	
	$\varepsilon_3$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_4$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_3$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_4$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_3$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_4$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_3$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)	$\varepsilon_4$ ( $10^{-3}$ мм/ мм)
8	0,0194	0,0763	0,0194	0,1117	0,0504	0,1170	0,0194	0,1096
16	0,0698	0,1033	0,0736	0,1412	0,0891	0,1443	0,0620	0,1464
24	0,1085	0,1304	0,1163	0,1712	0,1202	0,1720	0,1124	0,1908
32	0,1473	0,1588	0,1589	0,2035	0,1512	0,2023	0,1860	0,2422
40	0,1783	0,1873	0,2093	0,2444	0,1977	0,2337	0,2364	0,2922
48	0,2054	0,2160	0,2558	0,2871	0,2519	0,2635	0,2519	0,3426
56	0,2287	0,2436	0,3178	0,3309	0,3140	0,2937	0,2829	0,3925
64	0,2636	0,2712	0,4031	0,3738	0,4574	0,3243	0,3372	0,4427
72	0,2868	0,2992	0,4884	0,4173	0,5155	0,3551	0,3992	0,4930
80	0,3605	0,3272	0,6473	0,4610	0,5310	0,3867	0,4264	0,5431

Схема С-03				
Нагрузка (кН)	Внешняя часть		Внутренняя часть	
	$\varepsilon_3$ ( $10^{-3}$ мм/мм)	$\varepsilon_4$ ( $10^{-3}$ мм/мм)	$\varepsilon_5$ ( $10^{-3}$ мм/мм)	$\varepsilon_6$ ( $10^{-3}$ мм/мм)
10	0,0233	0,0736	0,0155	0,1324
20	0,0698	0,0994	0,0736	0,1862
30	0,0969	0,1251	0,1473	0,2407
40	0,1163	0,1506	0,2093	0,2956
50	0,1240	0,1758	0,2519	0,3510
60	0,1473	0,2022	0,2946	0,4057
70	0,1705	0,2300	0,3411	0,4604
80	0,2016	0,2575	0,3566	0,5143
90	0,2132	0,2847	0,3837	0,5681
100	0,2248	0,3117	0,3876	0,6219

Где  $\varepsilon_3$  – относительная деформация замеряется датчиком и рассчитывается по результатам эксперимента;  $\varepsilon_4$  – относительная деформация численного анализа в метод конечных элементов

в)

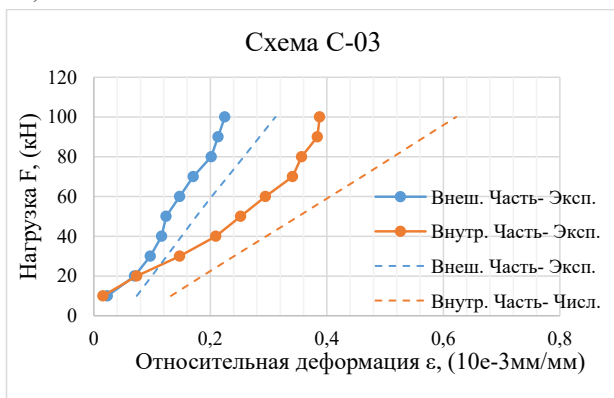


Рис. 2, окончание. Зависимость «нагрузка – относительная деформация» соединений по результатам эксперимента и численного метода: в – схемы С-03

Развитие относительной деформации различается между частями деревянных соединения. В схемах С-01 (внешняя  $\epsilon_s = 0,3605 \cdot 10^{-3}$  мм/мм; внутренняя  $\epsilon_s = 0,6473 \cdot 10^{-3}$  мм/мм) и С-03 (внешняя  $\epsilon_s = 0,2248 \cdot 10^{-3}$  мм/мм; внутренняя  $\epsilon_s = 0,3876 \cdot 10^{-3}$  мм/мм) полученные значения во внешней части меньше, чем значения во внутренней части. Это объясняется тем, что во внешней части нагель действует как консоль и происходит деформация изгиба на сечении. Нагрузка, напряжения и деформации в нагеле возрастают, поэтому напряжение и деформация в деревянной детали уменьшаются. Во внутренней части нагель действует как балка, и не появляется деформация изгиба на сечении, поэтому нагрузка полностью переносится с нагеля на деревянную конструкцию.

В схеме С-02 значения относительных деформаций во внешней части ( $\epsilon_s = 0,5310 \cdot 10^{-3}$  мм/мм) больше, чем значения во внутренней части ( $\epsilon_s = 0,4264 \cdot 10^{-3}$  мм/мм). Добавление средней стальной пластины с четырьмя рядами нагелей снижает нагрузку на каждое поперечное сечение. В то же время в четвертом ряду штифтов возникает деформация изгиба, что снижает напряжение и деформацию средних частей деревянных конструкций.

**2. Анализ механизмов нагелей в соединении с несколькими стальными пластинами.** В соединении нагель будет действовать как балка с распределенной нагрузкой от давления заделки (балка на упругом основании). Если нагель имеет сравнительно большой диаметр, он не будет изгибаться, в противном случае он будет деформироваться при изгибе, в конечном итоге создавая один или несколько пластичных шарниров. Таким образом, соединение работает оптимально, когда имеется максимальное количество шарниров по длине нагелей в соединении [9, 10].

Анализ механизмов работы одного нагеля в плоскости среза, при условии одновременной текучести деревянной конструкции и нагеля при соединении со стальными пластинами в зависимости от коэффициента гибкости [8]  $\lambda_{ef} = t / d$ .

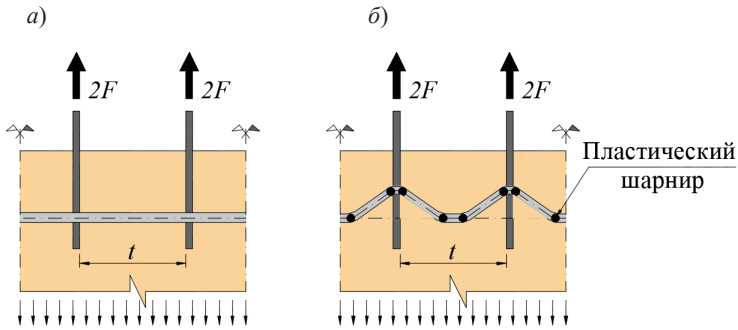


Рис. 3. Влияние условий опоры нагеля и коэффициента гибкости нагеля.

Определение коэффициента предела гибкости нагеля для соединений с несколькими стальными пластинами по формуле

$$\lambda_y = 4 \cdot \sqrt{\frac{M_u}{f_h \cdot d^3}}. \quad (1)$$

Небольшая деформация нагеля, деревянная конструкция при смятии вызывает смещение (рис. 3, а):

$$\lambda_{ef} < \lambda_y \rightarrow F = 0,5 f_h \cdot t \cdot d.$$



Нагели на изгибе, пластические шарниры соединения появляются по длине нагеля (рис. 3, б):

$$\lambda_{ef} > \lambda_y \rightarrow F = 2\sqrt{M_u \cdot f_h \cdot t},$$

где  $M_u$  – нормативный момент пластической деформации нагеля;  $F$  – несущая способность для одного нагеля на одной плоскости сдвига.

Механизм работы одного нагеля в плоскости среза, при условии одновременной пластичности деревянного элемента конструкции и нагеля при соединении со стальными пластинами, упомянуты в исследовании автора [14]. Появление и количество деформаций изгиба на нагеле (пластический шарнир) зависит от отношения диаметра нагеля к толщине деревянной части. Установлены различные схемы (С – 01; С – 02; С – 03) соединения с использованием рассредоточенного расположения стальных пластин для проведения экспериментов и численных анализов в программе конечных элементов [11].

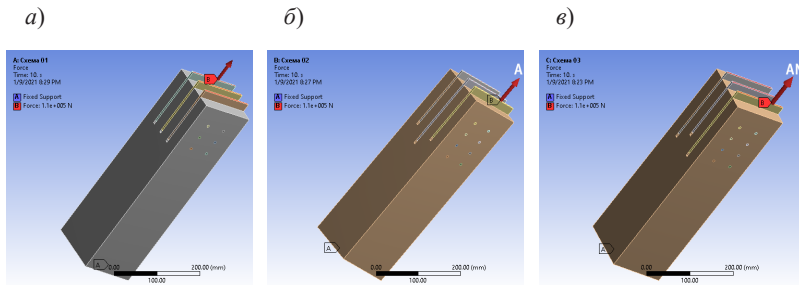


Рис. 4. Схемы соединения в численной модели:  
а) С-01; б) С-02; в) С-03

Значение гибкости рассчитывается:

$$\lambda_{ef} = t / d = 32 / 7 = 4,57 < \lambda_y = 4 \cdot \sqrt{\frac{M_u}{f_h \cdot d^3}} = 6,88.$$

На основе анализа напряжений по длине нагеля, можно определить положение и развитие пластического шарнира на нагеле во внутренней части деревянных конструкций. На схеме С-01, ряды нагелей имеют одинаковый рабочий механизм. Пластичные шарниры появляются на стыке, контактирующем с внешней деревянной частью (рис. 5).

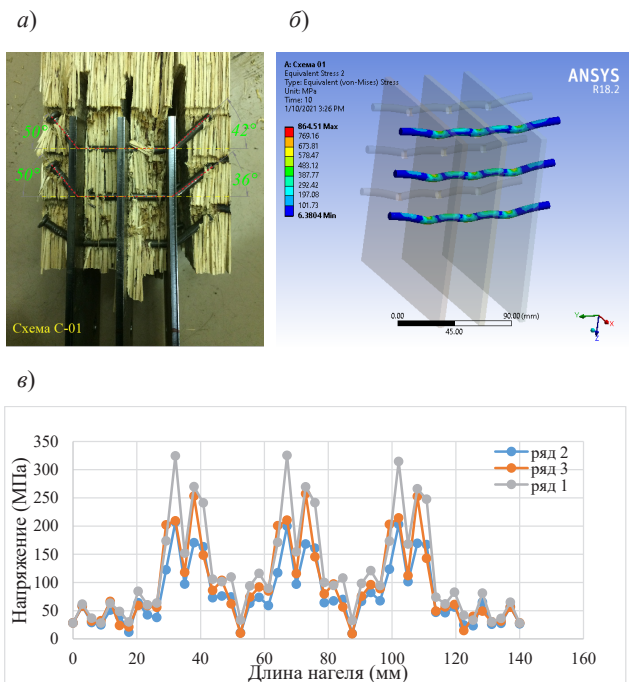


Рис. 5. Нагели в схеме С-01: *a* – деформации нагелей; *б* – напряжение по численному методу; *в* – распределение эквивалентных напряжений по длине нагеля (нагрузка  $F = 100$  кН)

На схемах С-02 и С-03 ряды нагелей имеют разные рабочие механизмы. На схеме С-02 средняя стальная пластина с четырьмя рядами нагелей будет нести большую нагрузку, поэтому прикладываемая к внешним сечениям нагрузка снижается, а хрупкое разрушение внешней деревянной части уменьшается (рис. 6).

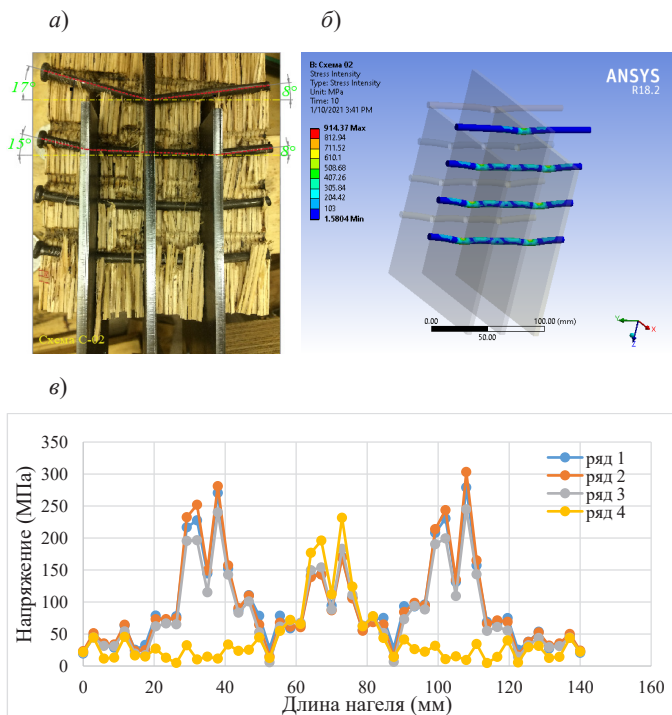
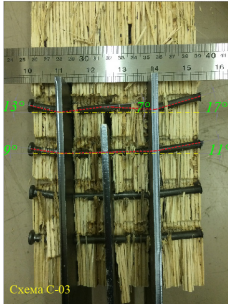


Рис. 6. Нагели в схеме С-02: *a* – деформации нагелей; *б* – напряжение по численному методу; *в* – распределение эквивалентных напряжений по длине нагеля (нагрузка  $F = 100$  кН)

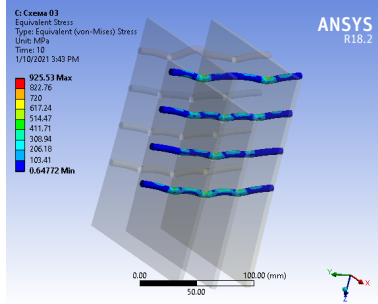
На схеме С-03 на внешние стальные пластины распределяется большая нагрузка, тем самым уменьшая хрупкое разрушение внутренних деревянных частей (см. рис. 7).

Кроме того, допустимое отклонение между просверленным отверстием в стальной пластине и диаметром нагеля влияет на напряженно-деформированное состояние пластин. Когда допуск равен нулю, то сопротивление от нагеля будет сопротивляться деформации отверстия на стальной пластине, тем самым уменьшая деформацию и сжимающее напряжение растяжения вокруг отверстия. Чем меньше допустимое отклонение, тем больше сопротивление растяжению по окружности отверстия.

а)



б)



в)

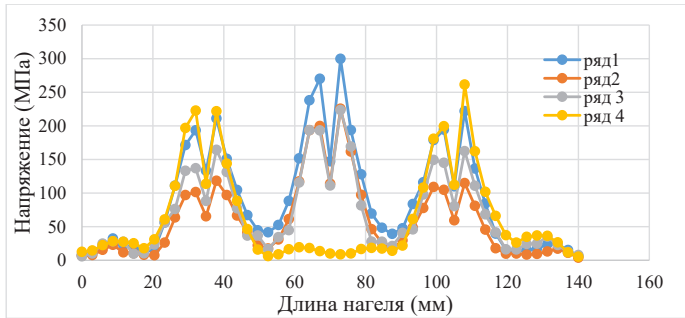


Рис. 7. Нагели в схеме С-03: а – деформации нагелей;  
 б – напряжение по численному методу; в – распределение  
 эквивалентных напряжений по длине нагеля (нагрузка  $F = 100$  кН)

## Выводы

В данном исследовании дан подробный анализ механизма работы элементов соединения с распределительными размерами стальных пластин.

Получены новые данные о напряженно-деформационном состоянии элементов соединения с применением самонарезающих нагелей с тремя стальными пластинами по методу конечных элементов ANSYS 18.2.

Был проведен анализ зависимости деформации, относительной деформации между элементами соединений, в которых большая деформация изгиба и большой угол изгиба нагелей уменьшают относительное напряжение деревянных конструкций в контактной части. Деформация стальных пластин влияет на общее смещение соединения.

Анализ напряженно-деформированного состояния соединений стальными нагелями деревянных конструкций подтвердил эффективность предлагаемых схем для соединений «сталь – дерево» с таким распределением напряжений, как показано на схемах С-02; С-03.

## Литература

1. Черных А.Г., Григорьев К.С., Коваль П.С., Данилов Е.В., Бакрышева В.В., Кашапов И.Т. К вопросу определения несущей способности нагельных соединений в конструкциях из бруса, клееного из однонаправленного шпона (LVL) // Современные проблемы науки и образования. 2012. № 4. С. 109.
2. Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С., Мамедов Ш.М. Обзор исследований, нормирования и применения LVL бруса в отечественной и зарубежной строительной практике // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 1 (78). С. 100–106.
3. Andrea Misconel, Marco Ballerini, Jan-Willem van de Kuilen. Steel to timber joints of beech LVL with very high strength steel dowels // World Conference on Timber Engineering. 2016 // Vienna University of Technology. (pp. 269–276).
4. Pedersen M. U. Dowel Type Timber Connections. Strength Modelling: Ph.D. thesis. Danmarks Tekniske Universitet, 2002. 165 p.
5. Hanhijärvi A., Kevarinmäki A. Timber Failure Mechanisms in High-Capacity Dowelled Connections of Timber to Steel: Experimental results and design // VTT Technical Research Centre of Finland. VTT Publications, No. 677. 2008. URL: <http://www.vtt.fi/inf/pdf/publications/2008/P677.pdf>
6. Quenneville P., Zarnani P. Proposal for the connection chapter of the New Zealand Design of Timber Structures. Unpublished, 2017
7. Johansen K. W. Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering, Bern. 1949. Publication No. 9. Pp. 249–262.
8. Alexander C. Schreyer Monotonic and cyclic behaviour of slender dowel – type fasteners in wood steel wood connections // The university of British Columbia, 2002
9. Muhammed, C. K. U., & Arya, R. Analytical Study on Flexural Behaviour of Glued Laminated Timber. International Journal of Innovative Research in

Science // Engineering and Technology, 2015. 4(4), 2485–2493. <https://doi.org/10.15680/IJRSET.2015.0404051>

10. Van de Kuilen I. J.-W. Leistungsfähigen Verbindungen für Holzbrücken – Holz-Holz und Holz-Stahl // Internationale Holzbrückentage. 2010. 18 p

11. ANSYS, Inc. Release 15.0 Documentation for ANSYS: ANSYS Mechanical APDL Theory Reference; ANSYS, Inc.: Canonsburg, PA, USA, 2013.

12. Жигачева Г.А., Авещиикова М.Г., Климова Л.М.. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций // Москва, 1981.

13. Черных А.Г., Чан Куок Фонг. Анализ несущей способности соединения с применением самонарезающих нагелей в различных моделях пластического разрушения // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 4 (81). С. 89–99.

14. Чан Куок Фонг. Анализ различных моделей разрушения соединений «сталь – дерево» с самонарезающими нагелями // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 5 (82). С. 72–81

15. С.И Рощина, Е.А. Смирнов, М.В. Грязнов Методические указания к лабораторным работам по конструкциям из дерева и пластмасс // Владимир 2010.

**УДК 691.11**

*Александр Григорьевич Черных,*  
д-р техн. наук  
*Илья Геннадьевич Домбровский,*  
магистрант  
*Евгений Олегович Парфентьев,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: chagrig@lan.spbgasu.ru,*  
*illidombrovskiy@gmail.com,*  
*e667278@yandex.ru*

*Alexander Grigorievich. Chernykh,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Ilya Gennadevich Dombrovskiy,*  
master's degree student  
*Evgeny Olegovich Parfentiev,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: chagrig@lan.spbgasu.ru,*  
*illidombrovskiy@gmail.com,*  
*e667278@yandex.ru*

**РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ПО СЕЧЕНИЮ  
СТВОЛА СОСНЫ И РАЦИОНАЛЬНОЕ  
РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ В КЛЕЁНЫХ  
БАЛКАХ**

**STRENGTH DISTRIBUTION OVER THE CROSS-SECTION  
OF THE PINE TRUNK AND RATIONAL DISTRIBUTION  
OF STRENGTH IN GLUED BEAMS**

Данная статья описывает процесс формирования ствола дерева. Описывает процесс образование новой древесины, рост дерева. Дерево представлено как преднапряжённая балка, которая обеспечивает несущую способность и удерживает дерево в вертикальном положении за счёт неравномерно распределённой прочности и благодаря наличию «тяговой» древесины. Представлены результаты опытного определения распределения прочности по сечению ствола. Опытным путём были получены показатели прочности при сжатии вдоль волокон, влажности, плотности. Цель – опытное определение упрочнённых зон в стволе дерева, опытное определение факторов, влияющих на прочность древесины в процессе роста дерева. Для исследования применялись: экспериментальный метод определения влажности, прочности на сжатие вдоль волокон и определения плотности. Представлены результаты предела прочности древесины на сжатие вдоль волокон, графики распределения прочности по сечению ствола, график распределения плотности по сечению ствола. Гипотеза подтверждается теоретическими исследованиями древесины в части распределения прочности по сечению. Определена качественная и количественная

оценка прочности при сжатии вдоль волокон Представлен расчёт 12-ти метровой балки и способ повышения несущей способности.

*Ключевые слова:* заболонь, распределение прочности, прочность на сжатие вдоль волокон, древесина, камбиальные клетки, ядровая зона.

This article describes the process of forming a tree trunk. Describes the process of the formation of new wood, the growth of a tree. The tree is presented as a prestressed beam, which fulfills its load-bearing capacity and keeps the tree in an upright position due to the unevenly distributed strength and due to the traction timber. The results of the experimental determination of the strength distribution over the section of the trunk are presented. Experimentally, indicators of compressive strength along the fibers, moisture, density were obtained. The goal is the experimental determination of the hardened zones in the tree trunk, the experimental determination of the factors affecting the strength of the wood. Methods – an experimental method for determining moisture content, compressive strength along the fibers, density. The results of the ultimate compressive strength of wood along the fibers, the graphs of the distribution of strength over the section of the trunk, the graph of the distribution of density along the section of the trunk are presented. The practical significance of this article is confirmed by theoretical studies of wood in terms of the distribution of strength over the section. Provides a qualitative and quantitative assessment of the compressive strength along the grain. The calculation of a 12-meter beam and a method for increasing the bearing capacity are presented.

*Keywords:* sapwood, strength distribution, compressive strength along fibers, wood, cambial cells, sapwood, heartwood zone.

Древесина имеет некоторое преимущество в сравнении с другими строительными материалами, такими как металл или железобетон. Древесина – это возобновляемый ресурс. Используя больше древесины в строительстве и промышленности, человечество уменьшает свой экологический след в природе. Наша забота об окружающей среде проявляется в использовании природным материалах в каждой сфере нашей жизни.

Современные технологии позволяют производить качественную обработку природных материалов с использованием их свойств в полной мере. Для строительства важными свойствами являются: прочность, пластичность, жёсткость, теплопроводность, огнестойкость.

## **Внутренние напряжения в древесине**

Рассматривая дерево как живой организм, следует отметить сложный процесс роста дерева. Внутренние процессы жизнедеятельности



формируют его и приспособливают к выживанию в неблагоприятной среде. На дерево действует ветровая нагрузка, нагрузка от собственного веса, иногда из-за конкуренции в лесном древостое на одной части дерева расположено больше веток чем на другой, все эти нагрузки воспринимаются стволом дерева, как несущей конструкцией. Чтобы выполнять свои функции в дереве заложен сложный процесс роста, который поддерживает ствол дерева в преднапряжённом состоянии.

Рост дерева происходит в камбиальном слое. Камбий с внешней стороны окружает луб (флоэма), в котором выполняется нисходящий поток сока. А с внутренней стороны – заболонь (ксилема), в котором происходит нисходящий поток сока. В весенний период при тёплой погоде в клетки начинает поступать влага, начинается первая фаза деления камбиального инициала, в которой образуется либо две клетки флоэмы, либо четыре клетки ксилемы (рис. 1 [1]). Вторая фаза роста – это рост растяжением. Вновь образованные клетки в начале этой фазы обладают пропластом и пропитанной влагой первичной оболочкой. Благодаря интенсивному осмотическому поглощению влаги клеткой, в клетке собирается вода. Вода в клетке создаёт благоприятную среду для работы пропласта, который синтезирует и откладывает внутри клетки новый материал первичной оболочки. Первая и вторая фаза деления клеток происходит не последовательно, а первая фаза сопутствует второй фазе [2].

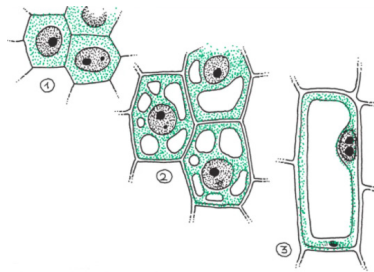


Рис. 1. Образование новой клетки камбия [1].

Рассматривая ствол дерева целиком, заметим, что деление и образование клеток происходит на периферии ствола, а в центре (в ядровой зоне) не происходит деления клеток. Благодаря

образованию новых клеток на периферии появляется «тяговая» древесина. Но так как в стволе наблюдается равновесие, можем утверждать, что величина растягивающих напряжений на периферии равна по модулю сжимающим напряжениям в центре сечения дерева. Ствол дерева по всей его высоте на периферии растягивается за счёт «тяговой» древесины, а в ядровой зоне уравнивает эти напряжения (рис. 2).

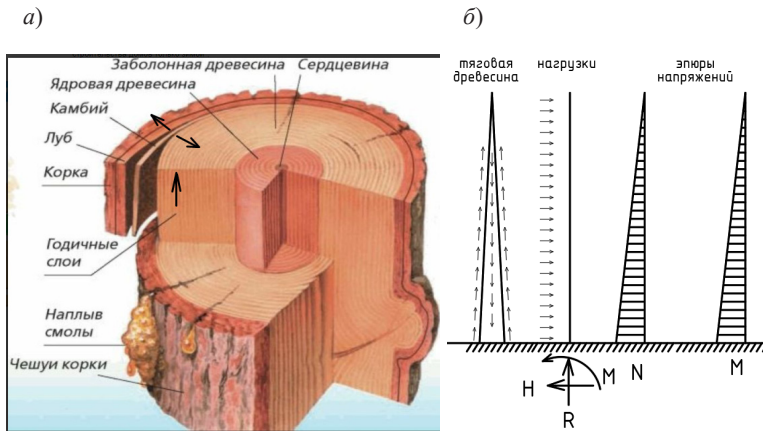


Рис. 2. Ствол дерева: а) строение ствола; б) преднапряжение ствола, нагрузки, эпюры усилий.

Рассматривая дерево как строительную конструкцию, мы видим пример, данный нам природой, какой должна быть балка, выполняющая свою несущую функцию. Если представить дерево как консольно закреплённую балку, то видно два важных параметра. Во-первых, оптимизация сечения: с увеличением нагрузки – увеличивается сечение. Видно утолщение ствола сверху вниз. Это обусловлено наибольшими внутренними напряжениями в стволе. Нормальные (продольные) усилия от собственного веса, достигают своего максимума в стволе дерева в зоне около корня. Изгибающий момент имеет своё наибольшее значение так же в зоне около корня. Во-вторых, преднапряжение повышает устойчивость при действии боковых нагрузок. В ответ возникшим внутренним

напряжениям в дереве наблюдается увеличение поперечного сечения в наиболее нагруженной части. Можно сделать вывод, что дерево формируется исходя из принципов механики и сопротивления материалов.

### Распределение тяговой древесины

Как было указано выше, в дереве наблюдаются растягивающие и сжимающие напряжения, равные по модулю. Данные напряжения можно определить математическим способом, представляя эти напряжения роста в виде параболоида второго порядка (1) [5].

$$\sigma = \frac{\sigma_R + \sigma_0}{R^2} (y^2 + z^2) - \sigma_0, \quad (1)$$

где  $\sigma_R, \sigma_0$  – напряжения на периферии и в центре сечения,  $y, z$  – координаты соответствующие внутренним напряжениям,  $R$  – радиус ствола дерева.

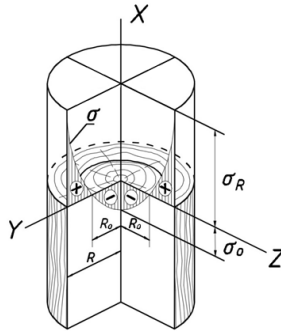


Рис. 3. Распределение начальных напряжений

Определить начальные напряжения можно опытным путём. Для этого нужно измерить показатели прогиба доски с двух сторон и можно рассчитать начальные напряжения по (2).

$$\sigma = \frac{2(y_1 - y_2)ES}{l^2}, \quad (2)$$

где  $u_1, u_2$ , – прогибы доски в середине пролета от собственного веса со стороны наружной и внутренней пластей соответственно;  $E$  – модуль упругости древесины при изгибе (по справочнику) [10];  $S, l$  – толщина и длина доски соответственно

Эпюра распределения начальных напряжений обуславливает коробление и кручение пиломатериалов при сушке [3], [4]. Стоит отметить, что искривление досок также зависит от влажности.

## **Распределение прочности по сечению**

Проведя испытания по определению тензора распределения прочности на сжатие по сечению было доказано, что ядровая зона имеет меньшую прочность чем заболонная зона.

Для испытания было выбрано бревно из сосны диаметром 350 мм. Распилено на доски в продольном направлении на 12 досок с размерами 22×260×2100 мм. Доски были высушены при комнатной температуре в течении 21 дня в штабеле по 2 доски в ряду с поперечными прокладками с расстояниями между ними от 60 до 70 см и придавленные грузом (30 кг). После сушки доски были построганы и распилены на рейки с размерами 20×20×2100 мм. Первый распил был выполнен по центру доски, так как доска изогнулась по пласти во время сушки. Затем распил был выполнен по порядку от заболонной части к ядровой зоне. Затем были отпилены образцы с размерами 20×20×30 мм по ГОСТ 16483.10-73 [7], [8].

В соответствии с ГОСТ 16483.0-89 «Древесина. Общие требования к физико-механическим испытаниям» [7] и ГОСТ 16483.10-73 «Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон» [8] испытаны 318 образцов (из 11 досок – 110 образцов, из 12 досок – 6 образцов). Из каждой доски было отобрано 30 образцов, в сумме было испытано три диска сечения. То есть бревно было распилено в горизонтальном направлении на 12 частей, а в вертикальном на 10 частей, таким образом диск ствола был представлен 120-ю образцами с сохранением положения каждого образца. Результаты испытания представлены в табл. 1 и на рис. 5. Цветом выделены значения полученные интерполяцией для построения графика.

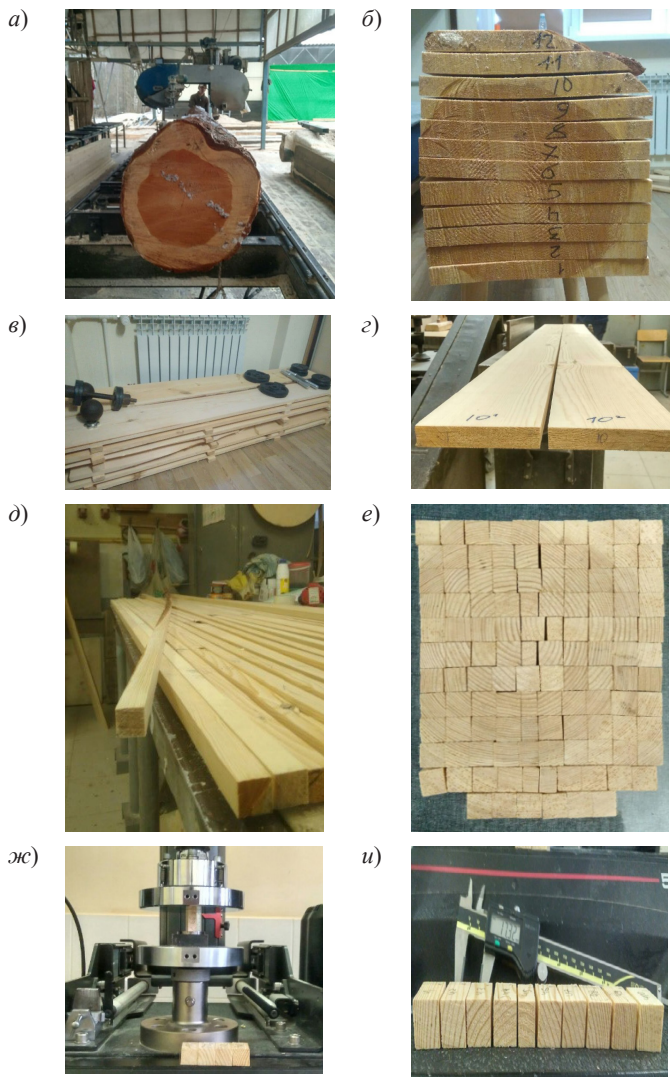


Рис. 4. Составляющие процесса получения образцов для испытания:  
 а) ствол дерева; б) доски с размерами 22×260×2100 мм;  
 в) процесс сушки; г) первый распил в продольном направлении;  
 д) рейки с размерами 20×20×2100 мм; е) сечение дерева из полученных образцов; ж) пресс для испытания; и) электронный штангенциркуль

Таблица 1

## Прочность при сжатии вдоль волокон, МПа

		Вертикальное расположение образца									
	п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	1	50,30	46,65	59,21	54,50	54,64	57,75	59,07	42,48	48,73	52,67
	2	57,42	58,38	48,69	42,06	45,51	48,39	53,00	57,53	46,62	52,50
	3	59,24	47,63	40,18	41,42	42,07	40,06	46,57	55,28	55,24	48,27
	4	48,31	37,95	39,69	34,66	31,62	37,67	38,27	46,48	54,66	48,59
	5	45,60	51,90	39,86	36,06	29,17	22,93	25,78	33,65	39,96	47,61
	6	44,81	51,37	41,42	38,13	35,54	27,72	30,73	33,04	47,31	51,64
	7	46,70	52,99	38,43	43,37	39,72	38,03	35,67	41,18	59,41	60,38
	8	56,88	45,29	38,28	39,71	37,24	36,53	43,64	54,62	51,46	49,52
	9	52,16	51,00	47,86	46,05	42,67	45,85	54,45	52,48	47,93	58,64
	10	61,28	48,72	50,87	54,20	52,07	52,35	49,00	51,51	54,56	52,35
	11	56,01	51,68	53,01	56,35	53,35	57,76	55,41	52,23	55,04	59,54
	12	52,09	52,09	49,43	47,80	48,42	49,48	50,49	50,49	50,50	50,50
		Горизонтальное расположение									

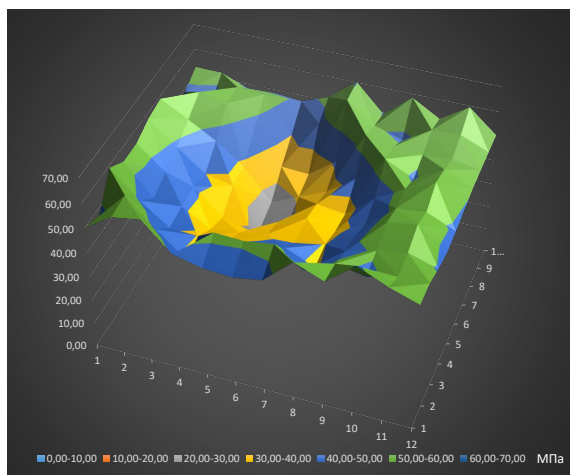


Рис. 5. Распределение прочности по сечению ствола

Влажность была измерена прямым измерением согласно ГОСТ 16483.7-71 [8]. Результаты представлены в табл. 2 и на рис. 6. Цветом выделены значения, полученные интерполяцией для построения графика.

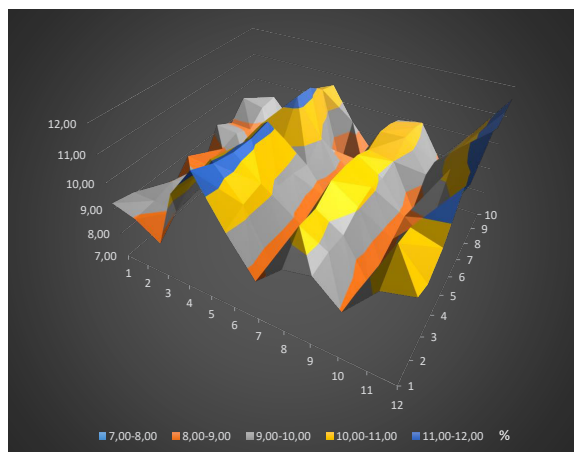


Рис. 6. Распределение влажности по сечению ствола

Таблица 2

## Влажность образцов, %

		Вертикальное положение образца									
	п/п	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Горизонтальное расположение	1	9,24	9,06	8,64	8,23	8,90	8,25	9,26	8,90	9,56	9,04
	2	8,98	9,07	9,25	9,06	8,81	8,98	9,17	8,87	9,37	9,43
	3	8,37	8,99	9,10	9,07	8,85	9,09	8,92	8,36	8,48	8,50
	4	10,62	10,50	10,70	9,42	10,41	10,50	10,15	10,25	9,88	10,22
	5	11,69	11,37	11,21	11,18	11,28	10,23	11,31	11,25	10,78	10,58
	6	10,04	10,34	10,46	9,80	9,71	9,49	10,10	9,11	7,91	9,32
	7	8,61	8,41	8,53	8,54	8,31	8,39	8,59	8,31	8,34	8,35
	8	9,54	10,35	10,27	10,64	10,59	10,46	10,15	10,34	10,18	9,89
	9	9,76	9,83	9,71	10,06	10,16	9,91	9,99	10,39	10,28	10,03
	10	8,92	8,76	8,29	8,33	8,55	8,78	8,41	9,26	9,22	8,75
	11	10,21	10,97	10,77	10,23	8,99	9,06	10,34	10,59	10,36	10,17
	12	10,50	10,06	10,50	11,75	11,23	11,51	11,87	11,50	11,60	11,60



Также из-за образования новых клеток на периферии плотность на периферии выше, чем в ядровой зоне. Результаты представлены в табл. 3 и на рис. 7. Цветом выделены значения, полученные интерполяцией для построения графика.

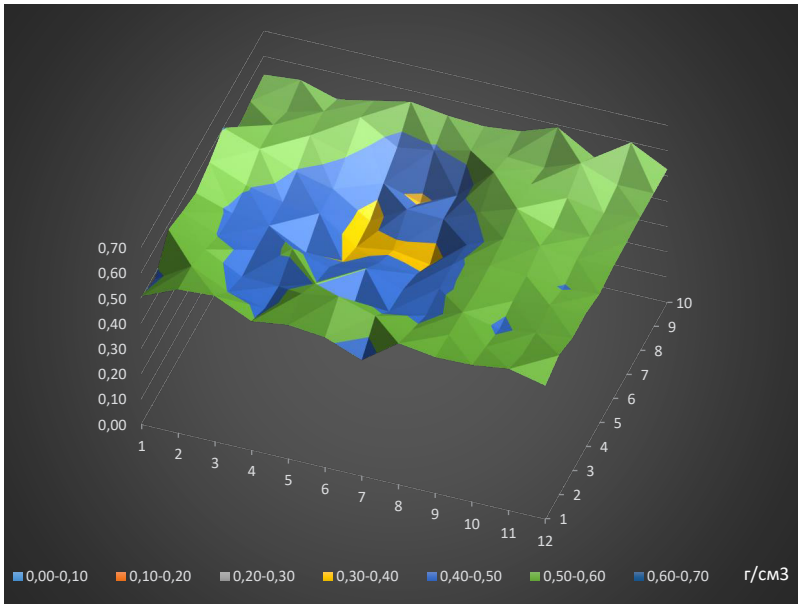


Рис. 7. Распределение плотности по сечению ствола

Было испытано на сжатие вдоль волокон 318 образцов. По результатам экспериментального исследования получен тензор прочности. Рассматривая ствол дерева, наблюдаем разность прочности по сечению. Суммируя исследование, можем сделать вывод:

1) Прочность по сечению ствола распределяется по форме гиперболоида, как и начальные напряжения.

2) Прочность на сжатие вдоль волокон в ядровой зоне сосны при влажности 9–11 % составляет от 30 до 40 МПа, а заболонной зоне от 60 до 65 МПа. То есть прочности на периферии сечения сосны больше на 30–35 %.

Таблица 3

Распределение прочности по сечению, г/см<sup>3</sup>

		Вертикальное расположение образца											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Горизонтальное расположение		1	0,51	0,48	0,58	0,55	0,53	0,56	0,60	0,50	0,52	0,53	
	2	0,57	0,57	0,54	0,50	0,49	0,50	0,50	0,55	0,55	0,51	0,54	
	3	0,58	0,50	0,46	0,47	0,47	0,47	0,47	0,50	0,55	0,54	0,50	
	4	0,51	0,47	0,46	0,51	0,40	0,46	0,46	0,46	0,50	0,56	0,53	
	5	0,53	0,56	0,50	0,47	0,40	0,36	0,36	0,37	0,42	0,47	0,56	
	6	0,51	0,58	0,44	0,50	0,43	0,38	0,38	0,45	0,38	0,49	0,54	
	7	0,46	0,54	0,46	0,45	0,42	0,36	0,36	0,45	0,44	0,53	0,53	
	8	0,56	0,52	0,48	0,49	0,49	0,47	0,47	0,51	0,57	0,53	0,54	
	9	0,54	0,53	0,53	0,52	0,52	0,53	0,53	0,55	0,55	0,53	0,59	
	10	0,54	0,52	0,49	0,51	0,51	0,54	0,54	0,51	0,54	0,58	0,51	
	11	0,56	0,52	0,51	0,53	0,50	0,52	0,52	0,51	0,51	0,53	0,60	
	12	0,53	0,55	0,53	0,53	0,51	0,52	0,52	0,52	0,53	0,53	0,53	

3) Уменьшение предела прочности в ядровой зоне вызвано следующими факторами:

- в ядровой зоне расположены мёртвые клетки древесины в которых содержатся отходы жизнедеятельности дерева,
  - плотность в ядровой зоне сосны меньше чем в заболонной примерно на 23 % за счёт уменьшения количества годичных слоёв.
- 4) Фактическая влажность древесины не влияет на её прочность.

### Значимость и рекомендации к применению

Данное исследование может быть применено при проектировании клеёных деревянных конструкций. Для повышения общей прочности балок предлагается использовать сортировку досок по плотности. Как было представлено выше с увеличением плотности увеличивается прочность. Также предлагается при изготовлении клеёных балок располагать более прочные доски в более нарядённых зонах. Это позволит увеличить прочность балки на 20–30 %.

### Практический расчёт. Увеличение несущей способности балки на $\approx 30 - 35 \%$

Для расчёта была взята клеёная изогнутая деревянная балка, расчётная схема, представленная на рис. 8. При расчёте было принято, что пролёт между балок 4 м. Был выполнен расчёт в расчётном комплексе ANSYS. Получен график распределения нормальных напряжения рис. 9. Схема усиления балки представлена на рис. 10. Параметры расчёта представлены в табл. 4.

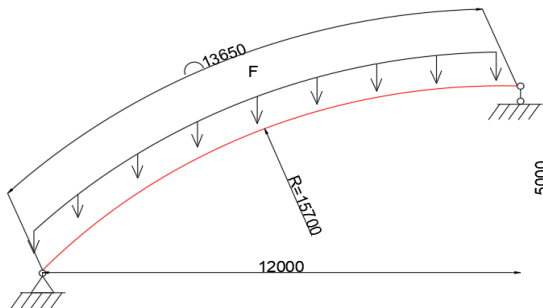


Рис. 8. Расчётная схема балки

### Параметры расчёта

Параметр		Значение	Ед. изм.
Пролёт		4,00	м
Длина балки		13,50	м
Расчётная нагрузка		500,00	гк/м <sup>2</sup>
Сечение:	A	0,40	м
	B	0,25	м
Площадь усиления		2,08	м <sup>2</sup>
Общая площадь балки		5,40	м <sup>2</sup>
Итого		61,46	%

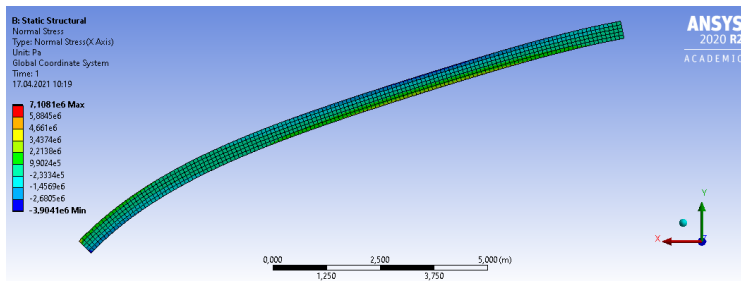


Рис. 9. Распределение нормальных напряжений в балке

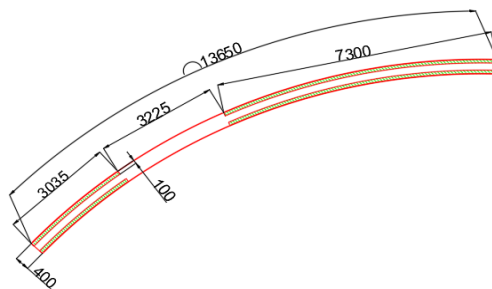


Рис. 10. Схема предлагаемого усиления балки

## Вывод

Повышение прочности на периферии сечения ствола дерева обусловлено увеличением напряжений в этой части. Несущую способность клеёной балки можно выполнять таким же образом как в живом дереве, располагая более прочные ламели на периферии сечения. Доски, полученные из одного дерева, имеют разные значения прочности от 35 до 65 МПа, разность составляет  $\approx 30\text{--}35\%$ . Располагая доски, полученные из дерева в той же части (на периферии или в центре сечения), балка будет в полной мере схожа с живым деревом, что позволит рационально использовать показатель прочности. Для повышения прочности балки  $\approx$  на  $30\text{--}35\%$  необходимо усилить  $\approx 61\%$  всего объёма балки. Усиление балки нужно выполнять в соответствии с тензором распределением внутренних напряжений.

## Литература

1. Физика древесины: учебное пособие – Кострома: Изд-во КГТУ, 2009. – 75 с.
2. Леонтьев Л.Л. Строение древесины: Учебное пособие по курсу «Древесиноведение с основами лесного товароведения» (специальности 060802, 07200, 260400, 553700, 560900). СПб.: СПбЛТА, 2002. 84 с.
3. Глухих В.Н. Природные особенности древесины / В.Н. Глухих А.Л. Акопян, А.Ю. Охлопкова. СПб: Издательство Политехнического университета, 2018. – 392 с.
4. Глухих В.Н. Кюринина С.Е. Богданова А.А. Влияние начальных напряжений в древесине на прочность и формоустойчивость деревянных конструкций // CYBERLENINKA – 9 с.
5. Акопян А.Л., Глухих В.Н. Способ определения начальных напряжений в пиломатериалах.
6. Черных А.Г. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учеб. пособие / А.Г. Черных, П.С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш.М. Мамедов; СПбГАСУ. – СПб., 2019. – 116 с.
7. ГОСТ 16483.0-89 Древесина общие требования к физико-механическим испытаниям.
8. ГОСТ 16483.10-73 Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон.
9. ГОСТ 3808.1-2019 Пиломатериалы и заготовки хвойных пород. Атмосферная сушка и хранение.
10. Н.Л. Леонтьева «Влияние влажности на физико-механические свойства древесины М.: ГЛБИ. – 1962. – 115 с.

**УДК 69.059.4**

*Александр Григорьевич Черных,*

д-р техн. наук, профессор,

заведующий кафедрой

*Дмитрий Игоревич Корольков,*

аспирант

*Анастасия Станиславовна Пакина,*

магистрант

(Санкт-Петербургский

государственный

архитектурно-строительный

университет)

*E-mail: ag1825831mail.ru,*

*korol9520@yandex.ru,*

*nasty.a.p.72@rambler.ru*

*Alexander Grigorievich Chernykh,*

Dr. Sci. Tech., Professor,

Head of department

*Dmitry Igorevich Korolkov,*

postgraduate student

*Anastasia Stanislavovna Pakina,*

master's degree student

(Saint Petersburg

State University

of Architecture and

Civil Engineering)

*E-mail: ag1825831mail.ru,*

*korol9520@yandex.ru,*

*nasty.a.p.72@rambler.ru*

**ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ОСТАТОЧНОГО  
РЕСУРСА ЗДАНИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ  
ТЕХНОЛОГИИ ИНФОРМАЦИОННОГО  
МОДЕЛИРОВАНИЯ**

**EVALUATION OF THE RESULTS OF CALCULATION  
OF THE RESIDUAL LIFE OF A BUILDING USING  
INFORMATION MODELING TECHNOLOGY**

В данной статье приведены результаты расчета остаточного ресурса строительных конструкций по разработанной авторами методике. Для этого создана эксплуатационная модель каркасного деревянного пятиэтажного жилого дома при помощи технологии информационного моделирования. Установлено, что благодаря применению на одной модели нескольких алгоритмов оценки остаточного срока службы объекта (различными существующими методами и методиками) происходит своевременное прогнозирование перехода здания в другую категорию технического состояния, что обеспечивает безопасность жизненного цикла здания. Основная цель данного исследования – это повышение эффективности и качества обследования зданий и сооружений в области технической эксплуатации в строительной сфере Российской Федерации.

*Ключевые слова:* технология информационного моделирования, здания и сооружения, эксплуатация, остаточный ресурс.

This article presents the results of calculating the residual life of building structures according to the methodology developed by the authors. For this, an

operational model of a five-story wooden frame residential building was created using information modeling technology. It has been established that due to the use of several algorithms for assessing the residual service life of an object (using various existing methods and techniques) on one model, a timely prediction of the transition of a building to another category of technical condition occurs, which ensures the safety of the building's life cycle. The main goal of this study is to improve the efficiency and quality of inspection of buildings and structures in the field of technical operation in the construction sector of the Russian Federation.

*Keywords:* information modeling technology, buildings and structures, operation, residual operating life.

Одна из главных задач строительной отрасли России на данный момент времени – это обеспечение безопасной и надежной эксплуатации зданий и сооружений. Под безопасностью следует понимать прогнозирование и исключение аварийных состояний объектов. Обрушение здания происходит вследствие повреждений критического характера в несущих конструкциях [0]. Своевременное принятие мер по устранению дефектов и таких повреждений позволит снизить риски непредвиденного отказа здания. Этот важный вопрос безопасности жизненного цикла здания возможно решить с помощью оценки остаточного ресурса. **Остаточный ресурс** (*residual operating life*) – «это суммарная наработка объекта от момента контроля его технического состояния до момента достижения предельного состояния» в соответствии с ГОСТ 27.002-2015 [1]. Однако следует отметить, что в настоящее время [2] расчет остаточного ресурса происходит без использования технологии информационного моделирования – ТИМ. Но в то же время понятие технологии информационного моделирования в строительстве уже внедрено на законодательном уровне Российской Федерации в соответствии с такими нормативными документами, как Градостроительный кодекс [3], ГОСТ Р 57563-2017 [4] и др. **Информационная модель объекта строительства** – это совокупность представленных в электронном виде документов, графических и неграфических данных по объекту строительства, размещаемая в соответствии с установленными правилами в среде общих данных, представляющая собой единый достоверный источник информации по объекту на всех или отдельных стадиях его жизненного цикла» по [4].

Прежде всего для осуществления расчета остаточного ресурса в среде ТИМ требуется **эксплуатационная информационная модель** [5]. Она представляет из себя электронный «двойника» эксплуатируемого здания. Все фактические решения строительства, отклонения от проекта данного объекта, исполнительные схемы и съемки вносятся в модель. Эксплуатационные характеристики можно включить или извлечь из модели (категорию технического состояния (износ), срок эксплуатации на момент обследования и т. д.), которые указаны в свойствах типа или экземпляра информационной модели.

В данной статье ниже описаны результаты апробации методики расчета остаточного ресурса строительных конструкций [6] на цифровой информационной модели здания каркасного пятиэтажного жилого дома, выполненного из деревянных конструкций. Уникальные строительные свойства древесины обуславливают области ее эффективного использования. Малая плотность сухой древесины при сравнительно большой прочности и жесткости вдоль волокон позволяет применять деревянные конструкции в покрытиях общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий.

Расчет остаточного ресурса выполняется с использованием средства визуального программирования *Dynamo, Autodesk Revit 2020* для следующих строительных конструкций: несущих клееных колонн, перекрытий и стен, выполненных из *CLT*-панелей. Сама методика подробно рассмотрена в статье [6], её основные этапы:

**1. Первый этап.** Отбор элементов строительных конструкций для расчета остаточного ресурса. Разделение производится на основании объема проведенного обследования. Если проведено выборочное инструментальное обследование и/или визуальное обследование, то необходимо выполнять укрупненный расчет, если выполнено инструментальное обследование всех строительных конструкций – поэлементный расчет.

**2. Второй этап.** Выбор методов и методик оценки остаточного ресурса. Если расчет проводится укрупненно, то рекомендуется использовать методики, которые используют абстрактные величины (методика по нормальному распределению,



модифицированная по экспоненциальному распределению, по их возрасту (фактическому или хронологическому), оценка остаточного ресурса по уравнениям регрессии. Если расчет ведется поэлементно, то необходимо применять методы, которые используют объективные величины, например, прочность на сжатие, толщина элемента и др.

**3. Третий этап.** Расчёт остаточного ресурса по нескольким методам сразу, оценка полученного ряда значений и назначение окончательной величины.

В данной статье приведены результаты расчета по четырём основным методам оценки остаточного ресурса со следующими достоинствами и недостатками (табл. 1).

Таблица 1

**Методы, используемые при оценке остаточного ресурса**

Методы / методики		Достоинства					Недостатки
		Универсальность	Учет отказов по общей причине*	Дифференциальный подход при расчете	Простота получения исходных данных	Простота расчета	Субъективность
1	Методика расчета остаточного ресурса строительных конструкций по их возрасту (фактическому или хронологическому) [7]	v	v	v	v	v	v
2	Модифицированная методика с применением экспоненциального распределения [8]	v	v	v	v	v	v

Методы / методики		Достоинства					Недостатки
		Универсальность	Учет отказов по общей причине*	Дифференциальный подход при расчете	Простота получения исходных данных	Простота расчета	Субъективность
3	Упрощенная оценка остаточного ресурса с применением нормального распределения (распределения Гаусса) [9]	v**	–	v	v	–	v
4	Оценка остаточного ресурса с использованием уравнений регрессии [9]	v	–		–	v	v

*Примечания*

Знак «v» означает наличие данного признака в методе.

\* Отказы по общей причине – это отказы элементов, появляющиеся из-за отказа одного элемента, а также из-за внутреннего или внешнего независимого воздействия на объект (землетрясение, экстремальные температуры и т.д.).

\*\* Не применим к металлическим конструкциям. После издания ВСН 53-86(р) [10] почти никаких исследований по определению зависимости физического износа от возраста конструкций не проводились.

Для расчета остаточного ресурса строительных конструкций по каждому из указанных в табл. 1 методов в информационную модель предварительно внесены необходимые параметры проекта (срок службы, коэффициенты значимости, физический износ и т. д.) – табл. 2.

Пример параметров, созданных в проекте

№ п/п	Обозначение	Параметр	Описание	Формула
1	$\lambda$	Постоянная физического износа	Рассчитываемый параметр на основе относительной надежности и срока эксплуатации конструкции (объекта)	$\lambda = \frac{-In\gamma}{t_{\phi}} + \lambda_c \quad (1)$
2	$\lambda_c$	Поправочный коэффициент к постоянной физической износа	Задается в зависимости от величины отказов по общей причине*	—
3	$\alpha$	Коэффициент значимости	Принимается по [0]. В случае отсутствия конкретных данных коэффициент значимости принимается: для плит и панелей перекрытия и покрытия $\alpha = 2$ , для балок $\alpha = 4$ и т. д.	—
4	$t_{\phi}$	Срок эксплуатации, лет	Фиксируется на основании результатов обследования объекта	—

№ п/п	Обозначение	Параметр	Описание	Формула
5	$T$	Остаточный ресурс, лет	Результат расчета остаточного ресурса по модифицированному методу [8] (по экспоненциальному распределению)	$T = \frac{0,16}{\lambda}$ (2)
6	$\gamma$	Относительная надежность	Задается на основании заключения о техническом состоянии строительных конструкций по [0]	–

*\*Примечание.* Отказы по общей причине – это отказы элементов, появляющиеся из-за отказа одного элемента, а также из-за внутреннего или внешнего независимого воздействия на объект (землетрясение, экстремальные температуры и т. д.).

Также разработаны индивидуальные скрипты расчета, общий вид одного из них приведен на рис. 1–3. В результате последовательного соединения узлов (готовых узлов *Dynamo*) и запуска такого алгоритма получается значение остаточного ресурса той или иной конструкции. Общая логика построения скриптов:

1. Выделение категории конструкций, необходимой для расчета, из эксплуатационной информационной модели (создание списка элементов категории конкретной строительной конструкции).
2. Извлечение из модели данных, необходимых для оценки остаточного ресурса. Установка связей между формулой расчета и входными данными.
3. Получение результатов, их запись в определённый параметр модели (например, параметр «Остаточный ресурс перекрытия»).

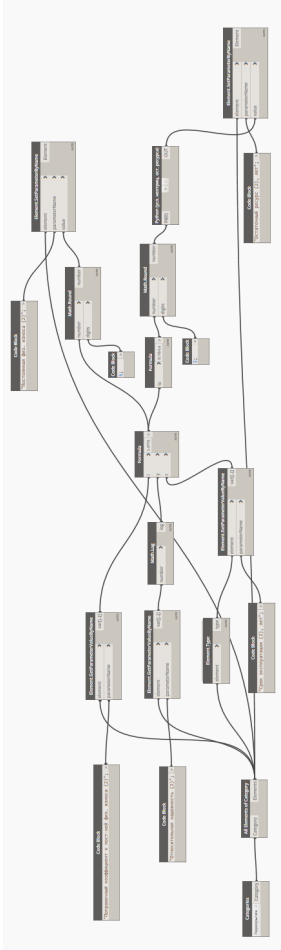


Рис. 1. Общий вид алгоритма расчета остаточного ресурса, созданный в Dymalo

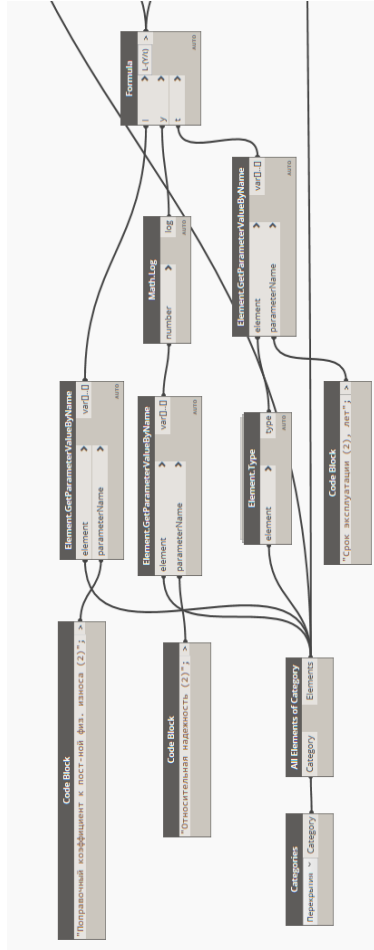


Рис. 2. Первая часть алгоритма расчета остаточного ресурса

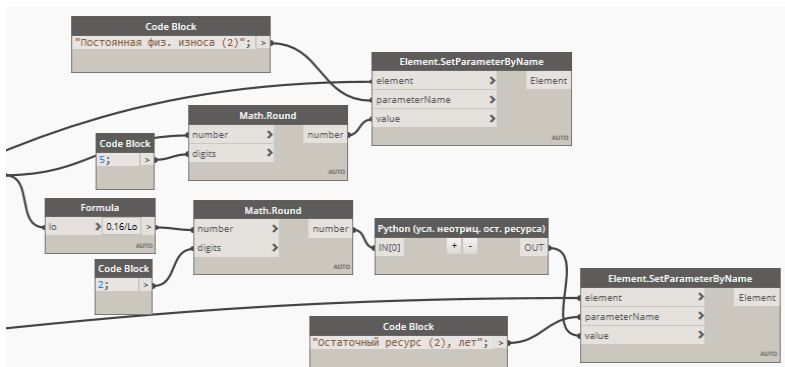


Рис. 3. Вторая часть алгоритма расчета остаточного ресурса

По итогам расчета остаточного ресурса строительных конструкций по каждому методу сформированы сводные табл. 2 и 3. Полученные отклонения значения остаточного ресурса от среднего значения, превышающие 10–15 % можно объяснить субъективностью исходных данных, либо неточностью введения уравнения регрессии (в случае метода № 3). Диаграммы изменения величины остаточного ресурса в зависимости от выбранного метода расчета приведены на рис. 2–4.

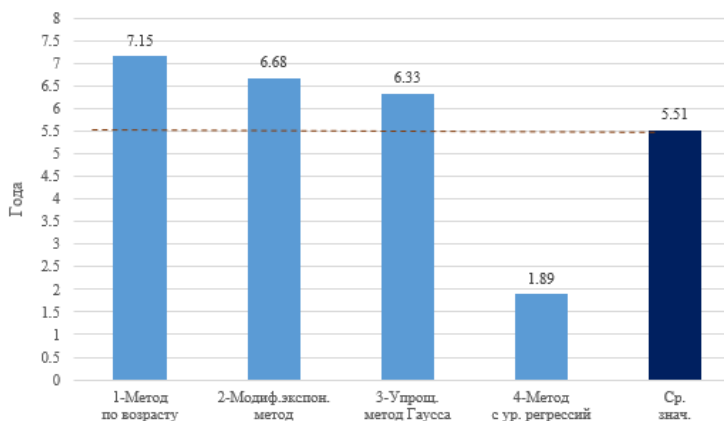


Рис. 4. Диаграмма изменения величины остаточного ресурса в зависимости от выбранного метода расчета для колонн

Сводная таблица результатов оценки остаточного ресурса строительных конструкций

Позиция	Марка	Количество конструкций	Срок эксплуатации, лет	Величина остаточного ресурса (в годах) элементов по методу				Среднее значение остат. ресурса, лет	Отклонение (в процентах) значения остаточного ресурса от среднего значения в соответствии с методом			
				1	2	3	4		1	2	3	4
<b>Результаты расчета остаточного ресурса – колонн</b>												
1	К1	40	6	7,15	6,68	6,33	1,89	5,51	-29,7	-21,2	-14,8	65,7
<b>Результаты расчета остаточного ресурса – стен</b>												
2	С1	40	6	4,05	4,71	3,81	3,16	3,93	-3	-19,8	3,1	19,6
<b>Результаты расчета остаточного ресурса – перекрытий</b>												
3	П1	30	6	6,38	3,11	6,16	5,9	5,39	-18,4	42,3	-14,3	-9,5

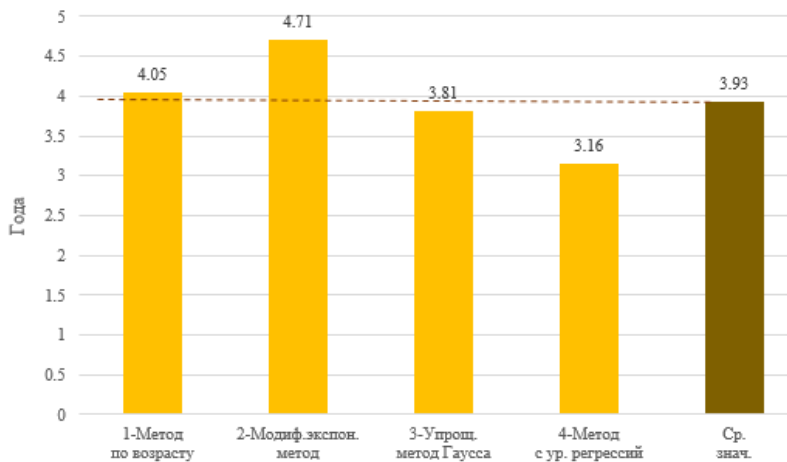


Рис. 5. Диаграмма изменения величины остаточного ресурса в зависимости от выбранного метода расчета для стен

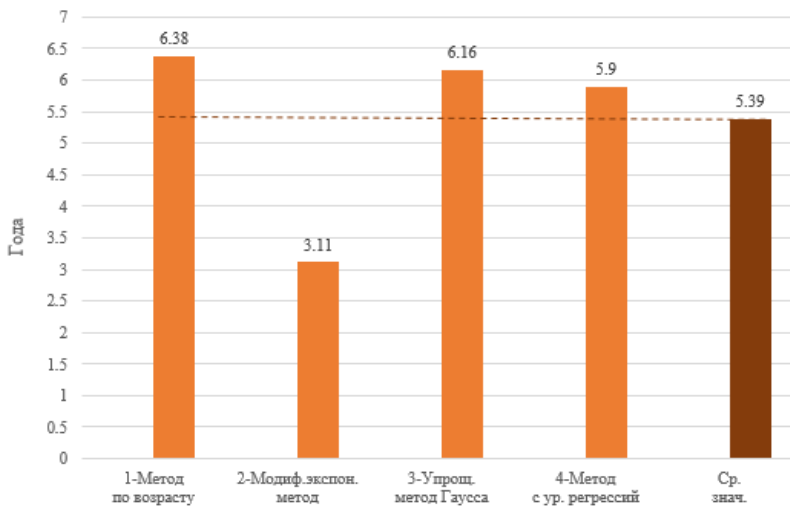
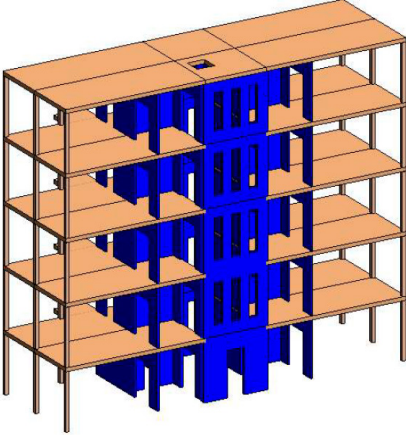
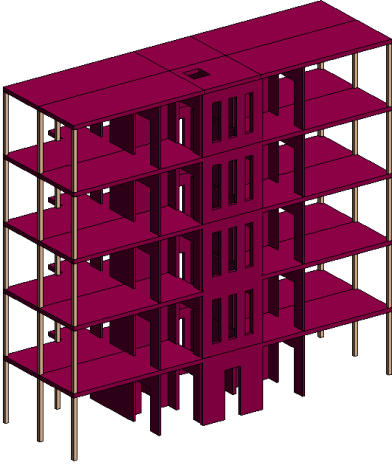
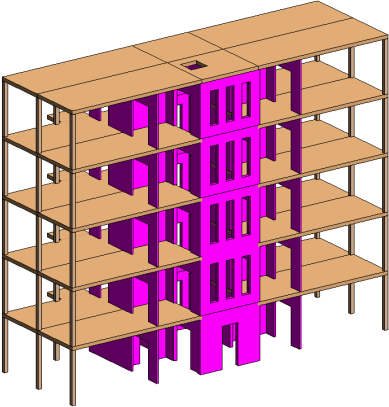
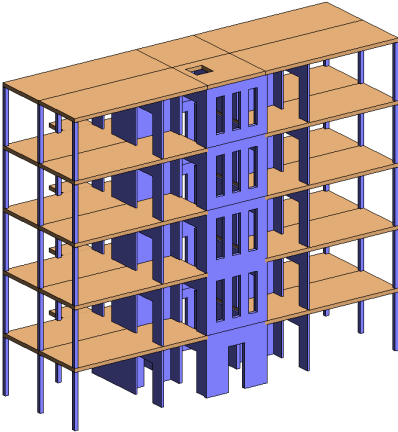


Рис. 6. Диаграмма изменения величины остаточного ресурса в зависимости от выбранного метода расчета для перекрытий



**Визуальные результаты оценки остаточного ресурса  
строительных конструкций**

№ п/п	Рассматриваемые методы и методики	3D виды с визуальным отслеживанием конструкций, остаточный ресурс которых менее 5-ти лет (выделены цветом)
1	Методика расчета остаточного ресурса строительных конструкций по их возрасту (фактическому или хронологическому) [7]	 <p>A 3D perspective view of a multi-story building's structural frame. The frame consists of vertical columns and horizontal beams. The top floor slab is highlighted in a light orange color. The vertical columns and the beams supporting the top slab are highlighted in a bright blue color, indicating they have a remaining service life of less than 5 years according to the methodology described in row 1.</p>
2	Модифицированная методика с применением экспоненциального распределения [8]	 <p>A 3D perspective view of a multi-story building's structural frame, similar to the one in row 1. The top floor slab is highlighted in a light maroon color. The vertical columns and the beams supporting the top slab are highlighted in a darker maroon color, indicating they have a remaining service life of less than 5 years according to the modified methodology described in row 2.</p>

№ п/п	Рассматриваемые методы и методики	3D виды с визуальным отслеживанием конструкций, остаточный ресурс которых менее 5-ти лет (выделены цветом)
3	Упрощенная оценка остаточного ресурса с применением нормального распределения (распределения Гаусса) [9]	
4	Оценка остаточного ресурса с использованием уравнений регрессии [9]	

Таким образом, разработанная методика расчета остаточного ресурса с применением технологии информационного моделирования позволяет повысить качество современного обследования и эксплуатации зданий и сооружений. Оценка остаточного ресурса строительных конструкций предложенным способом (например,

средствами визуального программирования) доказывает целесообразность и возможность ускорения процесса рутинных расчетов.

Важно отметить, что после применения на одной эксплуатационной информационной модели нескольких подобных алгоритмов расчета (при условии наличия верных исходных данных) остаточного срока службы объекта (различными методами) происходит своевременное прогнозирование перехода здания в другую категорию технического состояния, что обеспечивает безопасность жизненного цикла здания. После анализа полученных результатов можно составить оптимальный график распределения времени (бюджета) между последующими капитальными ремонтами.

## Литература

1. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам. М., 2001.
2. ГОСТ 27.002-2015. Надежность в технике (ССНТ). Термины и определения. М., Стандартинформ, 2016.
3. Орехов С. Е., Корольков Д. И., Пакина А. С. Информационные технологии при оценке остаточного ресурса зданий // Роль молодых ученых и исследователей в решении актуальных задач АПК: материалы международной научно-практической конференции молодых ученых и обучающихся. – Ч. II / СПбГАУ. – СПб., 2020. С.116-118.
4. «Градостроительный кодекс Российской Федерации» от 29.12.2004 N 190-ФЗ (ред. от 30.12.2020) (с изм. и доп., вступ. в силу с 10.01.2021). URL: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_51040/06616d8bc3e2a55716e03b389946a91b9c4554b6/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/06616d8bc3e2a55716e03b389946a91b9c4554b6/) (дата обращения: 17.04.2021).
5. ГОСТ Р 57563-2017/ISO/TS 12911:2012. Моделирование информационное в строительстве. Основные положения по разработке стандартов информационного моделирования зданий и сооружений. М., Стандартинформ, 2017.
6. ГОСТ Р 10.0.01-2018. Система стандартов информационного моделирования зданий и сооружений. Термины и определения. М., Стандартинформ, 2019.
7. Черных А.Г., Корольков Д.И., Пакина А.С. Алгоритм остаточного ресурса строительных конструкций при создании информационной модели здания или сооружения // BIM-моделирование в задачах строительства и архитектуры. Материалы III Международной научно-практической конференции / СПбГАСУ. – СПб., 2020. С.174-180.
8. Корольков Д.И., Корольков Д.Д. Методика расчета остаточного ресурса строительных конструкций по их возрасту (фактическому или хронологическому) // Вестник Евразийской науки, 2019 №3, <https://esj.today/PDF/19SAVN319.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

9. Гаврильев И.М., Корольков Д.И., Гравит М.В. Модифицированная методика расчета остаточного ресурса с использованием экспоненциального распределения // Вестник Евразийской науки. 2019. Т. 11, № 2. URL: <https://esj.today/PDF/49SAVN219.pdf> (дата обращения: 03.02.2021).

10. Корольков Д.И. Остаточный ресурс строительных конструкций зданий и сооружений // Выпускная квалификационная работа магистра – СПб, 2019. – С. 124.

11. ВСН 53-86(р) Правила оценки физического износа жилых зданий. М., 1988.

#### **УДК 691.112**

*Юрий Николаевич Казаков,*  
д-р техн. наук, профессор  
*Аи́зма Александровна Жаргалова,*  
магистрант  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: kazakov@spbgasu.ru*  
*aigmaz@yandex.ru,*

*Yuri Nikolaevich Kazakov,*  
Dr. Sci. Tech., Professor  
*Aigma Aleksandrovna Zhargalova,*  
master's degree student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: kazakov@spbgasu.ru,*  
*aigmaz@yandex.ru*

## **ПРЕИМУЩЕСТВА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ БЕЗУСАДОЧНОГО CLT-БРУСА**

### **ADVANTAGES OF USING A NON-SHRINK CLT-TIMBER**

Актуальность деревянного домостроения с каждым годом возрастает. Это связано как с очевидными преимуществами дерева как материала, так и с появлением новых технологий и подходов. Деревянные дома не теряют свою популярность столетиями. Наибольшую популярность в России занимает строительство деревянных домов из клееного бруса. Основными ключевыми преимущественными показателями домов из клееного бруса являются экологичность, прочность, теплоизоляция, износостойкость деревянного дома, а также изысканный дизайн и аромат внутри помещения. В современном мире, когда люди начали уделять внимание экологии, строительство брусовых домов удовлетворяет понятию «экологичное строительство».

Наряду с преимуществами, строительство домов из клееного бруса имеет и ряд недостатков. Одним из существенных недостатков древесины,

как строительного материала, является изменение геометрических размеров готовых элементов конструкций при колебании температуры и влажности в период эксплуатации. Особенно наглядно это проявляется при возведении самонесущих ограждающих конструкций из бруса, в том числе и из клееного.

*Ключевые слова:* деревянное домостроение, клееный брус, беззащадный CLT-брус, технология.

The significance of the wooden house construction is growing every year. It is connected with the obvious advantages of wood as a material as well as the development of new technologies and approaches. Wooden houses have been widely spread for hundreds of years. In Russia, the most popular material for house construction is glued laminated timber (glulam). The key advantages of the glulam houses are sustainability, durability, thermal insulation, consistency of the performance along with an exquisite design, and a wonderful smell inside the house. In today's context, when people have directed their attention to ecology, timber house construction complies with the idea of "green construction."

Apart from all the advantages, glulam house construction has some drawbacks. One of the major drawbacks of wood as a building material is the dimensional changes of the units at temperature and humidity fluctuation during the operational cycle. It is clearly seen in self-supporting fencing constructions made of timber, including glulam timber.

*Keywords:* wooden house construction, glued timber, non-shrinkable CLT-timber, technology.

## **Введение**

1. Активное развитие деревянного домостроения обусловлено многими факторами и имеет многовековую историю. Дерево – это легкий, экологически чистый, очень прочный, возобновляемый источник сырья. На изготовление материала и изделий из дерева требуются минимальные энергозатраты. Древесина имеет высокие теплозащитные свойства, небольшую плотность. Поэтому, по сравнению со строительством домов из бетона и кирпича, затраты на деревянное домостроение ниже на 20–30 %. Примером повышенного внимания со стороны руководства Российской Федерации к деревянному домостроению является план мероприятий по поддержке и развитию спроса на продукцию деревянного домостроения, разработанный Министерством строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, № 25934-ХМ108 от 12.08.2016 г., по итогам заседания

Государственного совета Российской Федерации от 17.05.2016 г. № Пр-1138ГС. Правительство Российской Федерации нацелено на постоянное повышение качества строительства зданий и сооружений в соответствии с законодательством [Долговечность;

2. Высокая прочность.
3. Экологическая безопасность.
4. Быстрые сроки строительства.
5. Устойчивость к биологическому разрушению.
6. Высокий уровень пожароустойчивости.
7. Малый удельный вес материала.
8. Красивый внешний вид.
9. Возможность экономии на внутренней и внешней отделке.
10. Высокая энергоэффективность.

Однако, наряду с преимуществами, имеются и недостатки. Одним из существенных недостатков древесины, как строительного материала, является изменение геометрических размеров готовых элементов конструкций при колебании температуры и влажности в период эксплуатации. Особенно наглядно это проявляется при возведении самонесущих ограждающих конструкций из бруса, в том числе и из клееного. В домах из клееного бруса среднее расчетное значение усадки составляет примерно 1,5–2 % из них на усадку в результате усушки бруса приходится 1 %, то есть при высоте наружной стены 4 метра, мауэрлат опускается примерно на 6 см, это довольно существенная величина для совместной работы конструкции дома в целом.

Процесс усадки бруса неизбежен, поэтому при строительстве и эксплуатации, приводит к таким трудностям как:

– на этапе проектирования необходимо разрабатывать узлы опирания несущих элементов кровли, а также узлы отделочных покрытий с учетом усадки (рис. 1).

– при монтаже дома из клееного бруса, необходимо использовать большое количество крепежных элементов специальных конструкций, скользящие опоры, винтовые опоры и т. д. (рис. 2).

– ограничения в архитектурных решениях. Как правило, при строительстве дома из клееного бруса применение более сложных разноуровневых форм деревянных конструкций достаточно тяжело. На сегодняшний день, финский производитель HONKA,

при строительстве здания со сложной архитектурой кровли, первый этаж строят из клееного бруса, а весь второй этаж стараются сделать каркасным с обшивкой имитацией бруса.

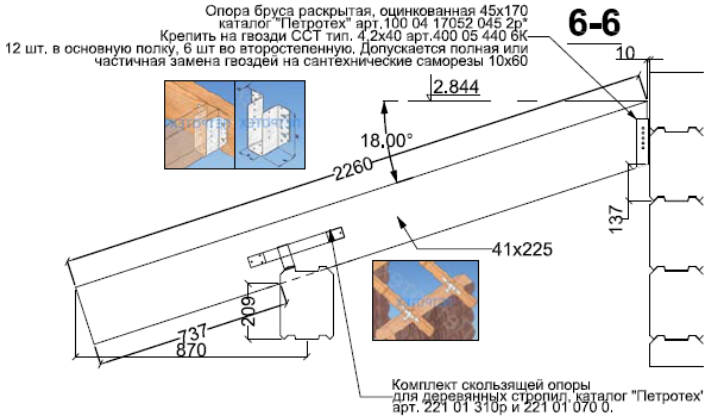


Рис. 1. Узел крепления стропильной системы к брусовому дому

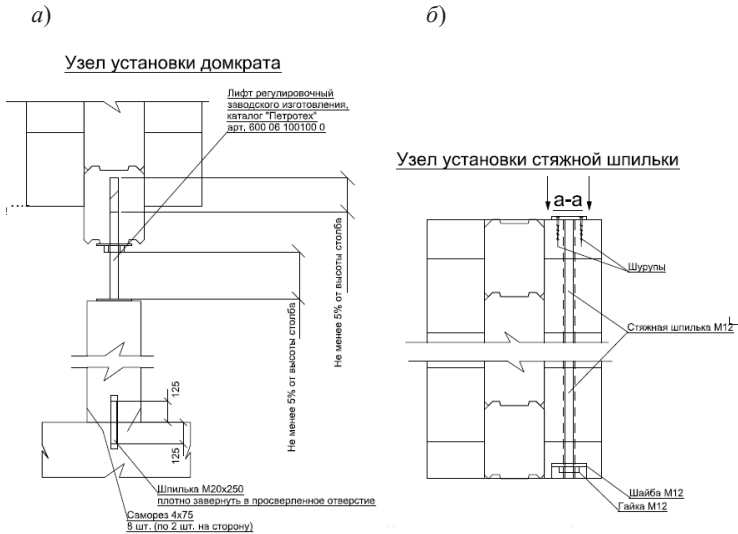


Рис. 2. Узлы крепления для учета усадки:

а) узел установки домкрата; б) узел установки стяжной шпильки

– дополнительные сложности в случае соединения брусочной части дома с безусловными конструкциями (бетон, кирпич, каркас).

– необходимости в регулярном обслуживании и регулировке при эксплуатации дома. Опыт компаний, специализирующихся на обслуживании домов из клееного бруса показывает, что многие российские производители до сих пор не вполне освоили методику проектирования и строительства домов из бруса с точки зрения необходимости компенсации процесса усадки конструкции (рис. 3).



Рис. 3. Неравномерная усадка дома из клееного бруса:

а) щель между ригелем и стеной, б) щель в ярусах, в) деформация простенка

Вышеперечисленные проблемы существенно затрудняют реализацию проектов с использованием клееного бруса и нередко подрывают к нему доверие как к полноценному строительному материалу. Учитывая тот факт, что порядка 60 % от всего объема производства клееных деревянных конструкций в России приходится именно на стеновой брус, развитие этого направления имеет крайне важное значение для всей отрасли в целом.

На сегодняшний день, на строительном рынке появилось интересное решение по снижению эффекта усадки бруса – безусловный CLT-брус.

Это клееный брус, в котором часть ламелей ориентированы в одном направлении (горизонтальном), оставшаяся часть – ориентированы в вертикальном направлении.





Рис. 4. Безусадочный брус *TM Rovaniemi* [5]

Основные преимущества безусадочного бруса:

1. Стены здания не дают усадки. Следовательно, технологические решения при проектировании и при сборке дома становятся проще и надежнее. Сокращается срок сборки здания и последующей отделки.
2. Появляются новые архитектурные возможности для комбинирования с другими материалами: бетон, стекло, полимер.
3. Значительно повышается надежность и устойчивость строения.
4. Увеличивается энергоэффективность здания и его пожароустойчивость.
5. Безусадочный брус может использоваться вместе с обычным брусом, в первую очередь на фронтонах и в сочетании с цоколем для предотвращения деформации конструкций из обычного бруса.
6. Практически не подвержен усушке (в любом направлении).
7. Высокий показатель жесткости и прочности.
8. Не трескается.
9. Практически не подвержен биоразрушению.
10. Строение из безусадочного бруса не нуждается в ежегодной регулировке.

Наряду с CLT панелями безусадочный клееный брус имеет высокие показатели и, возможно, все производители бруса перейдут на данную технологию.

Для обеспечения высокой эксплуатационной надёжности рекомендуется:

1. Обеспечить дополнительную гарантированную изоляцию между венцами в зоне опирания центральных ламелей межвенцовым уплотнителем, типа «Вилатерм», в тех случаях, когда центральная ламель сделана из вертикальных слоев, т. к. крайние ламели все равно будут высыхать, особенно внутри помещения.

2. При сборке дома использовать корректный профиль для обеспечения нормальной «монтажной» усадки.

3. Использовать при монтаже стропильной системы скользящую опору. Производители безусадочного CLT-бруса говорят о том, что при монтаже стропильной системы, можно не использовать скользящую опору, т.к. брус «не садится». Однако, использование данной опоры, на наш взгляд, необходимо, т. к. кроме самого деревянного домокомплекта, может дать осадку и фундамент.

## **Выводы**

Таким образом, технология производства безусадочного CLT-бруса, практически «покрывает» все недостатки клееного бруса. Такой брус уступает стеновым панелям из CLT по целому ряду параметров, но учитывая, что для производства стенового бруса достаточно более простого оборудования чем для плит CLT, технология изготовления брусковых домов будет востребована еще длительное время, особенно в таких странах как Россия, где полностью отсутствует собственное производство деревообрабатывающего оборудования, а стоимость современных линий для выпуска высокотехнологичных продуктов такова, что с учетом кредитной нагрузки окупить их практически нереально.

## **Литература**

1. Распоряжение правительства Российской Федерации от 21 июня 2010 года N 1047-р [Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил, в результате применения, которых на обязательной основе

обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. URL: <https://www.garant.ru/products/ipo/prime/doc/12076728/> (дата обращения – 01.04.2021 г.).

2. Развитие деревянного домостроения в Российской Федерации: Материалы к российско – финскому семинару. – Хельсинки, 2001. – 90 с.

3. Кирютина С.Е. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Совершенствование технологии и повышение эксплуатационной надежности деревянных стеновых конструкций из клееного бруса. Санкт-Петербург, 2017. 149 с.

4. В России зафиксировали рекорд по строительству деревянного жилья. URL: <https://npadd.ru/novosti/v-rossii-zafiksirovali-rekord-po-stroitelstvu-derevyannogo-zhilya/> (дата обращения 03.04.2021).

5. Безусадочный брус. URL: <https://www.rovaniemi.ru/post/bezusadochnyy-brus-rovaniemi-smartlog> (дата обращения 04.04.2021 г.).

6. EN 338:2003 Structural timber – Strength classes. Древесина конструкционная. Классы прочности.

7. EN 408:2003 Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties. Деревянные конструкции. Древесина конструкционная цельная и клееная многослойная. Определение некоторых физических и механических свойств.

## УДК 694.4

*Дмитрий Андреевич Животов,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Валерий Валерьевич Латута,*  
канд. техн. наук, доцент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: d.zhivotov@mail.ru,*  
*latuta@mail.ru*

*Dmitrii Andreevich Zhivotov,*  
PhD of Sci. Ec., Associate Professor  
*Valeri Valerievich Latuta,*  
PhD in Sci. Ec., Associate Professor  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: d.zhivotov@mail.ru,*  
*latuta@mail.ru*

## ТЕХНОЛОГИИ ВОЗВЕДЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ. ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

### TECHNOLOGIES FOR THE CONSTRUCTION OF MULTI- STOREY WOODEN BUILDINGS. FOREIGN EXPERIENCE

Использование деревянных конструкций в качестве легкодоступного самовозобновляющегося строительного материала имеет многовековую историю. Однако в период роста индустриального строительства, повсеместного применения конструкций из железобетона и металла при наличии огромных возможностей деревянных конструкций в их использовании наступил спад. Это было обусловлено наличием серьезных недостатков деревянных конструкций, таких, как невысокая долговечность, низкая несущая способность, сложность в эксплуатации, проблемы, связанные с обеспечением противопожарной безопасности.

Новый импульс в строительстве с применением деревянных конструкций был получен в связи с появлением современных защитных и антисептических материалов, а также с активным развитием технологий создания мощных клееных элементов, дающих возможность шире использовать деревянные конструкции в качестве несущих.

*Ключевые слова:* пространственная конструкция, многоэтажное деревянное здание, каркас, CLT, LVL.

The use of wooden structures as an easily accessible self-renewing building material has a long history. However, during the growth of industrial construction, the widespread use of structures made of reinforced concrete and metal, with the huge possibilities of wooden structures in their use, there was a decline. This was due to the presence of serious disadvantages of wooden structures, such as low durability, low load-bearing capacity, complexity in operation, problems associated with ensuring fire safety.

A new impetus in the construction with the use of wooden structures was received in connection with the appearance of modern protective and antiseptic materials, as well as with the active development of technologies for creating powerful glued elements that make it possible to use wooden structures more widely as load-bearing structures.

*Keywords:* spatial structure, multi-storey wooden building, frame, CLT, LVL.

К наиболее распространенным конструктивным системам несущих конструкций зданий из деревянных конструкций относятся стеновые (бескаркасные), каркасные, каркасно-стеновые, ствольные, ствольно-стеновые, каркасно-ствольные.

Здания из деревянных конструкций подразделяются на сборного и построечного исполнения и выполняются по следующим конструктивным схемам:

- сборные несущие и ограждающие конструкции;
- построечный каркас (колонны и балки), наружные и внутренние стены сборные.

В жилищном домостроении основным является вариант деревянного каркаса с устройством связей и эффективными ограждающими конструкциями.

Деревянный каркас может быть трех типов:

- с несущими продольными стенами;
- с несущими поперечными стенами;
- с перекрытиями на несущих колоннах.

Плиты перекрытий во всех конструктивных системах рассматриваются как горизонтальные диски, передающие несущим элементам вертикальные и горизонтальные нагрузки [1].

Для жилых зданий наиболее эффективны стеновые системы с поперечными или продольными несущими стенами (рис. 1).

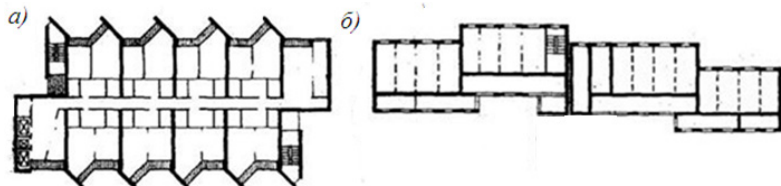


Рис. 1. Стеновые конструктивные системы зданий:  
а– с поперечными несущими стенами;  
б– с продольными несущими стенами

В зависимости от размеров плит перекрытий конструктивные системы делятся на малопролетные (до 3 м), среднепролетные (до 6 м) и большепролетные (больше 6 м). В жилищном строительстве применяются мало- и среднепролетные системы. Пролетный шаг – 7,2 м и более применяют в основном при возведении многоэтажных зданий [2].

В зданиях с поперечными несущими стенами горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно этим стенам, воспринимаются: отдельными диафрагмами жесткости, расположенными в продольном направлении здания; рамами, образуемыми благодаря связевому соединению поперечных стен и плит перекрытий; радиальными поперечными стенами при сложной форме плана здания [3].

В зданиях с продольными несущими стенами горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно этим стенам, воспринимаются поперечными стенами лестничных клеток, торцевыми и межсекционными стенами.

Конструктивные системы могут быть регулярными и нерегулярными.

К регулярным относятся системы с одинаковыми размерами стен по всей высоте дома и одинаковым расположением проемов.

К нерегулярным относятся системы с вертикальными и горизонтальными конструкциями разных типов и размеров (например, на первом этаже – колонны, на вышележащих этажах – стены, расширяющиеся или сужающиеся по высоте, разные их высоты и т. п.).

Выбор той или иной конструктивной системы здания осуществляется на основе статических расчетов и зависит от геологических и грунтовых условий стройплощадки, этажности здания, применяемых материалов и т. п. Что безусловно сказывается на выборе машин и механизмов, особенно башенных кранов [4].

В некоторых странах деревянные многоэтажные дома давно заслуженно занимают рыночную нишу в жилищной строительстве. Государственная программа «Деревянная Европа» набирает обороты и позиционируется на востребованность продукции из древесины и материалов на ее основе. Значительная часть завершенной и новой застройки притягивает любопытные и восторженные взоры обывателей и специалистов [5].

По состоянию на сегодня в мире построено большое количество многоэтажных зданий из древесины или материалов на ее основе, вот некоторые из них:

– 14-этажный жилой дом в городе Берген (Норвегия) (рис. 2) с конца 2015 года введен в эксплуатацию жилой комплекс Treet Bergen. Здание возведено из 48 модулей высокой заводской готовности (в них уже были смонтированы инженерные коммуникации и выполнена отделка). Высокое качество сборки и точность подгонки элементов каркаса и стеновых ограждений обеспечили практически нулевое отклонение конструкций по вертикали (не более 3 мм). Согласно программному расчету каркаса здания, высота которого составила 51 м, выявлен своеобразный недостаток модифицированной древесины – ее легкость. С целью увеличения устойчивости и сопротивляемости ветровым нагрузкам в конструкцию здания дополнительно были включены железобетонные плиты, разделяющие группы модулей на несколько секторов [6].

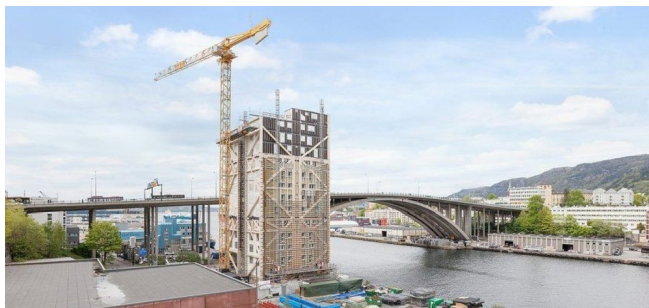


Рис. 2. 14-этажный жилой дом в городе Берген

– 17-этажное студенческое общежитие «Brock Commons» в городе Ванкувер (Канада) высотой 53 метра (рис. 3). Прямоугольное в плане здание, каркас выполнен из LVL бруса с перекрытиями и ограждающими конструкциями из панелей CLT. Жесткость соединений деревянных колонн и балок обеспечивается наличием стальных коннекторов. Здание высотой 53 м разделено на несколько ядер железобетонными плитами, увеличивающими вес всей конструкции и придающими ей дополнительную жесткость [6].



Рис. 3. 17-этажное студенческое общежитие «Brock Commons» в городе Ванкувер

– 10-этажный жилой дом в городе Мельбурне (Австралия) (рис. 4). Жилой дом «Forté» запроектирован и построен с учетом требований самых современных «зеленых» норм. В том числе – смонтирована система сбора и очистки дождевой воды, установлены тепловые насосы, энергосберегающее светодиодное освещение. Владельцами здания получен сертификат по международной программе «Green Star» с высшей оценкой в 5 звезд [6].



Рис. 4. 10-этажный жилой дом в городе Мельбурне



– 14-этажный деревянный многоквартирный дом высотой 48 метров возведен в городе Йёнсуу (Финляндия) (рис. 5). Стены собраны из клееного шпона LVL (Laminated Veneer Lumber) – LVL брус, а перекрытия – из перекрестно склеенных плит (CLT). Деревянные элементы соединены стальными стержнями. Изначально в здании планировалось также устройство центрального железобетонного ядра, но впоследствии разработчики проекта отказались от него в пользу более технологичного и экологичного композитного материала [5].



Рис. 5. 14-этажный деревянный дом в городе Йёнсуу

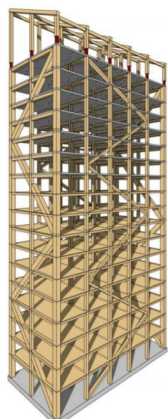
– на сегодняшний день «Mjøstårnet Tower» в городе Брумундал (Норвегия) (рис. 6) официально признано самым высоким деревянным зданием в мире. Высота башни – 85,4 метра, 18 этажей, площадь 11 300 м<sup>2</sup>. Древесина теперь признана конструкционным материалом, пригодным для высотного строительства. Чтобы получить титул самое «высокое деревянное здание», вертикальные, боковые элементы и система перекрытий должны быть из дерева. При этом допускается напольная система из бетонных плит поверх деревянных балок.



Рис. 6. 18-этажный деревянный дом в городе Брумунддал

Фундамент «Mjøstårnet» заложили весной 2017 года. Конструкции завершили в конце сентября 2018 года. Отель открылся 1 марта 2019 года.

Основные характеристики здания представлены на рис. 7.



- Клееный брус в балках, ригелях и связях
- CLT в лестничных клетках и лифтовых шахтах
- ЛВЛ и клееный брус для перекрытий по технологии Trä8
- Бетонные плиты для верхних 7 этажей
- Размеры фундаментной плиты 6x36м<sup>2</sup>
- Высота от фундамента до верхнего этажа 68 м
- Общая высота 81 м (18 этажей)
- Сваи-стойки длиной 56 м от поверхности земли

Рис. 7. Основные характеристики здания

Раздел проекта «Конструктивные решения» деревянного каркаса выполнен компанией Moelven [6].

Основная несущая способность здания складывается из совместной работы ферм вдоль фасадов, а также из внутреннего каркаса здания (колонны и балки). Фермы воспринимают основные усилия в горизонтальном и вертикальном направлении и придают зданию необходимую жесткость. CLT панели использовались для восприятия нагрузок трех лифтов и двух лестничных шахт. CLT панели не обеспечивают горизонтальную устойчивость здания.

Объект «Mjøstårnet» имеет много общего с 14-этажным деревянным зданием «Treet» в Бергене, который был завершен в декабре 2015 года. Два наиболее существенных отличия заключаются в том, что здание в «Mjøstårnet» на 30 м выше, и что строительные модули, использованные в «Treet», были заменены сборными элементами пола и стен. Строительные модули ограничивают габариты помещений, и это было несовместимо со смешанными функциями, необходимыми для объекта «Mjøstårnet».

Большие сборные фасадные элементы крепятся снаружи здания, состоят из деревянных сэндвич панелей и составляют оболочку здания. Эти элементы поставляются с паро- и теплоизоляцией, и уже закрепленными внешними панелями. Навесные наружные стеновые панели не способствуют общей жесткости здания. Всего их насчитывалось около 2600 м<sup>2</sup>.

Площадь здания составляет около 17×37 м<sup>2</sup>. Огромная железобетонная фундаментная плита опирается на сваи, которые вбивались в нижележащие грунты. Спроектированное свайное поле воспринимает и силы сжатия и растяжения.

Самые большие осевые усилия происходят в четырех угловых колоннах. Максимальная сила сжатия колонн составляла 11500 кН, и максимальное растягивающее усилие составляет 5500 кН. Поперечное сечение крайних колонн составляет 1485×625 мм<sup>2</sup>. Обычное внутреннее поперечное сечение колонн составляет 725×810 мм<sup>2</sup> и 625×630 мм<sup>2</sup> соответственно.

Этажи со 2 до 11 являются сборными деревянными перекрытиями строительной системы Trä8 [7].

Этажи с 12 по 18 выполнены из бетонных полов толщиной 300 мм. Бетонные полы выполнены из сборного элемента,

который выступает в качестве опалубки для заливки на месте верхней части. Конструктивная замена дерева на бетон в верхней части здания означает, что здание будет тяжелее к вершине, с целью уменьшения амплитуды колебаний. Данное здание узкое в своем поперечном направлении, поэтому лишняя масса необходима, чтобы обеспечить комфортное нахождение людей на верхних этажах. Бетонные перекрытия тоже позволяют получить высокие акустические характеристики в апартаментах. Каждый этаж действует как диафрагма. Клееные балки, поддерживающие деревянные полы имеют сечение  $395 \times 585 \text{ мм}^2$  и  $395 \times 675 \text{ мм}^2$  соответственно. Клееные балки, поддерживающие бетонные перекрытия имеют сечение  $625 \times 585 \text{ мм}^2$  и  $625 \times 720 \text{ мм}^2$ . Самая большая диагональная связь имеет сечение  $625 \times 990 \text{ мм}^2$ .

Максимальный расчетный горизонтальный прогиб в верхней части здания составляет 140 мм.

На крыше здания располагается квартира и пергола, чтобы придать зданию особый архитектурный вид. Пергола представляет собой большую деревянную конструкцию, которая крепится к бетонному перекрытию сверху.

Высота здания составляла более 81 м до его архитектурной вершины, высота до самого высокого занятого этажа составляет 68 м. Шахты лестниц и лифтов из CLT-панелей имеют высоту 74 м.

Все клееные элементы соединяются с помощью прорезных стальных пластин и дюбелей. Это соединение имеет большую несущую способность, которое обычно используется в мостах и больших зданиях. Конструкционная древесина в таких соединениях находится на внутренней стороне фасада и стеклянных элементов. Это обеспечивает защиту древесины от дождя и солнца, повышает долговечность и снижает затраты на техническое обслуживание. Такое техническое решение позволяет клееному брусу свободно дышать изнутри.

В постройке инженеры задействовали крупногабаритный клееный брус (Glulam) – из него изготовлены несущие колонны, балки и раскосы. Центральное ядро, в котором располагается шахта лифта, а также лестницы и перекрытия между этажами выполнены из поперечно-клееной древесины (CLT). Без бетона не обошлось:

до 12 этажа деревянные балки покрыты ламинированным шпоном и 50 мм слоем бетона – для лучшей акустики и снижения вибрации. С 12 уровня по 18 плиты полностью бетонные. Это решение, во-первых, поддерживает необходимую высоту, а во-вторых, помогает противостоять ветровой нагрузке [8].

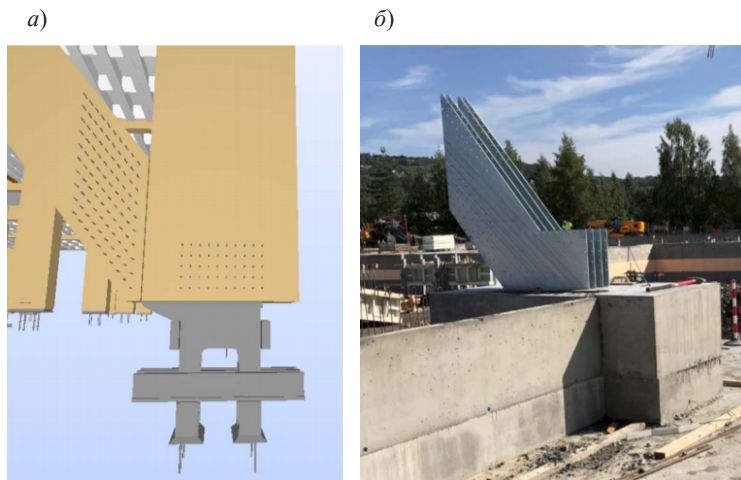


Рис. 8. Закладная деталь каркаса:  
*а* – закладная деталь в BIM; *б* – фактическая закладная деталь

Клееный брус в здании был изготовлен компанией Moelven Limtre. Необработанная норвежская ель является основной породой, используемой для изготовления конструкционной древесины. Открытая древесина в перголе сделана из пропитанной шотландской сосны.

По мнению авторов статьи столь широкое и бурное развитие многоэтажного деревянного строительства несомненно останется в тренде и продолжится по всему миру, в том числе и в России.

## Литература

1. Юдина А.Ф. Технологические процессы в строительстве / А.Ф. Юдина, В. В. Верстов, Г.М. Бадьин. – М.: Издательский центр «Академия», 2-е изд., стер. 2014. – 304 с.

2. Теличенко В.И. Технология возведения зданий и сооружений: Учеб. для строит. Вузов / В.И.Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лапидус. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2004, – 446с.
3. Юдина А.Ф. Строительство жилых и общественных зданий и сооружений / А. Ф. Юдина. – 5-е изд., испр., – М.: Издательский центр «Академия», 2019. – 384 с.
4. Поляков В.И. Машины грузоподъемные для строительного-монтажных работ: Справочное пособие по строительным машинам / В.И. Поляков, М.Д. Полосин. – М.: Стройиздат, 1993. – 244 с.
5. А.Г. Черных, П.С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш. М. Мамедов. Обзор исследований, нормирования и применения LVL бруса в отечественной и зарубежной строительной практике // Вестник гражданских инженеров. 2020. № 1(78). С. 100–106.
6. Возведение многоэтажных зданий <https://maistro.ru/articles/building/mногоetazhное-derevyанное-stroitelstvo> (по состоянию на 19.04.2021).
7. Технология возведения деревянных перекрытий Trä8 [https://www.nacka.se/4a586f/globalassets/arbete-foretagande/dokument/foretagande/nyheter-foretagande/halvdagsseminarium/johan-ahlen\\_moelven-toreboda\\_byggaitra\\_170901.pdf](https://www.nacka.se/4a586f/globalassets/arbete-foretagande/dokument/foretagande/nyheter-foretagande/halvdagsseminarium/johan-ahlen_moelven-toreboda_byggaitra_170901.pdf) (по состоянию на 19.04.2021).
8. Технология возведения 18-ти этажного здания в городе Бурмендал (Норвегия) [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/mjostarnet/mjostarnet---construction-of-an-81-m-tall-timber-building\\_presentation.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/mjostarnet/mjostarnet---construction-of-an-81-m-tall-timber-building_presentation.pdf) (по состоянию на 19.04.2021).

## УДК 694.4

*Дмитрий Андреевич Животов,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Юрий Иванович Тилинин,*  
канд. техн. наук, доцент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: d.zhivotov@mail.ru,*  
*tilsp@inbox.ru*

*Dmitrii Andreevich Zhivotov,*  
PhD in Sci. Ec., Associate Professor  
*Yuri Ivanovich Tilinin,*  
PhD in Sci. Ec., Associate Professor  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: d.zhivotov@mail.ru,*  
*tilsp@inbox.ru*

## **ВОЗВЕДЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ КУПОЛОВ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ И ПЛАСТИКА**

### **CONSTRUCTION OF GEODESIC DOMES MADE OF WOOD AND PLASTIC**

Оптимизация и эффективное использование материала постоянно является одной из задач, стоящей перед проектировщиком при реализации концепции строительства объекта капитального строительства. Одновременно с этой задачей необходимо решать вопросы со скоростью строительства, что позволяет сократить стоимость и сроки, не потеряв в качестве конечного продукта. Последнее реализуемо при максимально технологичной последовательности операций, механизированной сборке, унификацией и типизацией собираемых узлов и элементов. Авторы статьи анализировали опыт проектирования и строительства объектов различного очертания и конфигурации, применяемого материала, технологий, оборудования, оснастки и приспособлений. Геодезический купол по мнению авторов статьи обладает преимуществами позволяющими сочетать в себе всё вышеуказанное.

А вот такие вопросы, как из какого материала изготавливать такие конструкции, чем производить их защиту по действующим пожарным требованиям и нормам, как выполнять крепление отдельных элементов для повышения и технологичности сборки здания, по мнению авторов статьи, остаются актуальными и требуют дальнейшего изучения и обсуждения.

*Ключевые слова:* геодезический купол, металл, бетон, дерево, стеклопластик, пространственная конструкция, LVL, CLT.

Optimization and efficient use of the material is constantly one of the tasks facing the designer when implementing the concept of construction of a capital construction object. At the same time, it is necessary to solve problems with the speed of

construction, which allows you to reduce the cost and time without losing the quality of the final product. The latter is implemented with the most technologically advanced sequence of operations, mechanized assembly, unification and typing of the assembled components and elements. The authors of the article analyzed the experience of designing and building objects of various shapes and configurations, the materials used, technologies, equipment, tools and devices. Geodesic dome according to the authors of the article has the advantages that allow you to combine all of the above.

But such questions as how to make such structures from what material, how to protect them according to the current fire requirements and standards, how to mount individual elements to improve the processability of building assembly, according to the authors of the article, remain relevant and require further study and discussion.

*Keywords:* geodesic dome, metal, concrete, wood, fiberglass, spatial structure, LVL, CLT.

Геодезический купол – обладает сферической формой, позволяющей минимизировать, как возникающие усилия в элементах здания от снеговой и ветровой нагрузки, так и позволяет перекрывать большие пролеты без устройства внутренних стен и перегородок. Автором, сформулированного научным и инженерным принципа построения каркаса такого здания, был американский архитектор Р. Б. Фуллер. Он предложил использовать форму земного шара, как прототипа такого здания в 1950-х годах. Векторное разбиение пространства – разделение целого на более мелкие составные части (элементы) является основным принципом построения [1].

В 1951 году Р. Б. Фуллер построил купол с функцией общественного пространства на международной торговой выставке в Кабуле. Сооружение состояло из алюминиевых труб диаметром тридцать метров и площадью основания восемь тысяч квадратных футов. Сборка купола проводилась местными рабочими, плохо понимающими по-английски. Поэтому каждый элемент имел маркировку в виде цветовой маркера. Восхищенные отзывы посетителей данного павильона свидетельствуют об огромном интересе не только простых посетителей, но и опытных инженеров. В 1958 году построили геодезический купол для ботанического сада в Сент-Луисе, где планировалось собрать основные виды растительности тропических джунглей. Выставочный павильон США в Москве и «Экспо-67» в Монреале исполнили в конструкциях геодезического купола в 1959 и 1967 годах соответственно [2; 3].



Минимальный вес несущих конструкций может совмещаться с максимальным объёмом помещений при использовании геодезического купола. Подобные большепролетные конструкции позволяют создавать объекты капитального строительства различного назначения, начиная от общественно-деловых пространств, концертных залов, спортивных и производственных объектов [3].

Построение зданий подобного очертания выполняется на опорном кольце, выполненном из сборного или монолитного железобетона, размещаемого на уровне земли или отметке верха цокольного этажа. Решетка геодезического купола имеет различные очертания, наиболее часто применяемым является форма треугольника, как геометрически неизменяемой фигуры.

Пример сборки геодезического купола показан на рис. 1.



Рис. 1. Геодезический купол. Фото Rubner Holzbau

Геодезический купол может иметь пролеты до 150 метров, причем более длинный пролет купола, пропорционален к изменению его размера. Элементы, из которых собирается подобное сооружение изготавливаются из пиломатериала (металлических стержней, пластмассовых трубок), изготовленных на основании детализировочных чертежей, имеющих конкретную и точную длину, и соединенных друг с другом под определенными углами [4].

Авторами статьи в рамках подготовки материала проанализированы основные преимущества и недостатки конструкции геодезического купола. К плюсам стоит отнести большую несущую способность, которая возрастает с размерами купола, что обеспечивается за счёт распределения нагрузки на большее количество стержней [6]. Здания и сооружения создаются из лёгких элементов (стержней) ручным способом с привлечением комплексной бригады. В таких случаях, структуры до пятидесяти метров монтируются без тяжелых грузоподъемных механизмов. Малый вес элементов и всего здания в целом дает возможность существенно снизить затраты на работы нулевого цикла. Конструктивно-технологическими особенностями при монтаже элементов структуры купола являются промаркированные стержни и узлы, что обеспечивает возможность оптимизации сроков и затрат строительства [7]. Существуют различные технологии монтажа таких конструкций – методом наращивания, подращивания, как отдельными элементами, так и целыми секциями. Идеальная аэродинамическая форма влияет на высокую устойчивость таких зданий в сейсмических, ветреных и ураганных районах крайнего Севера и арктической зоне Российской Федерации [8].

Недостатками геодезических куполов, по мнению авторов статьи, можно указать необходимость учёта треугольной структуры верхней и нижней поверхности кровли зданий. Современные строительные материалы обладают прямоугольными формами (фанера, стекла, плитный утеплитель и гидроизоляция, листовой прокат), а для покрытия граней купола их приходится обрабатывать, создавая треугольную форму. Остатки в виде обрезков существенно влияют на стоимость конечного продукта, ведь использовать в дело удастся не все. Это приводит к увеличению стоимости и трудоемкости строительства подобных зданий [7].

Пространственные конструкции в виде геодезических куполов применяются из различных материалов. Наиболее широко распространены здания из металла. Однако, имеет место успешный опыт строительства купольных зданий малого пролета, что позволяет создавать узловые соединения различных вариантов, начиная с подгонкой стержней, работающих в упор без металлических соединителей, так и различные виды металлических коннекторов,

позволяющих зафиксировать и передать нагрузки на нижерасположенные элементы.

Элементы соединяющие стержни в узлах, вне зависимости от материала несущих элементов, в основном применяются из стали. На рис. 2 приведены некоторые запатентованные узловые решения.

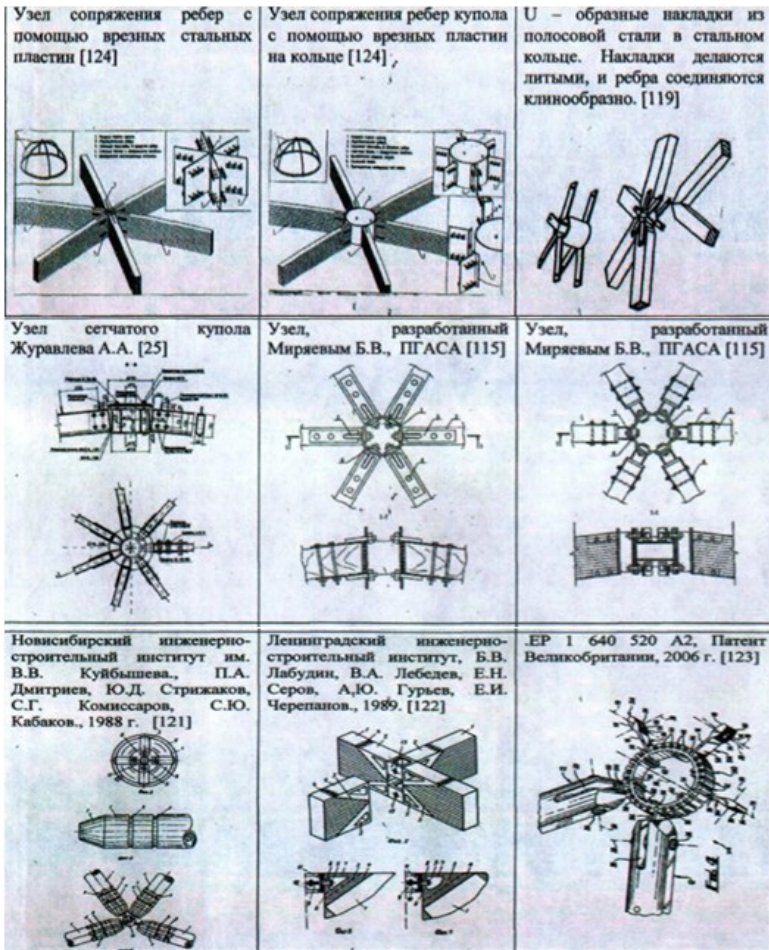


Рис. 2. Узловые элементы пространственных стержневых систем

Указанные на рис. 2 схемы свидетельствуют о сложности их изготовления, что повышает требования к высокой точности изготовления изделий и качеству продукции, низкой скорости сборки, высокой трудоемкости и материалоемкости продукции. В химически агрессивных средах, согласно действующего законодательства и опыта, необходимо закладывать обработку металлических элементов, с целью исключения появления коррозии и продления срока жизненного цикла здания. Одним из типовых решений является омоноличивание узла, что увеличивает вес конструкции, трудоемкость и, как следствие, стоимость объекта капитального строительства в целом.

Особенностью геодезических куполов, авторы отмечают их сетчатую треугольную структуру, где минимальные размеры элементов, соединяющих две точки на криволинейной поверхности. Разбивка по подобному принципу позволяет добиться эффективного заполнения пространства с сохранением наиболее полного использования структурной прочности материалов. Технологии возведения таких зданий отличаются применяемыми механизмами и оборудованием. Треугольные ячеистые элементы сходятся от основания к вершине купола, что влияет на изменение в каждом ряду длин стержней, их углов наклона относительно узловых соединений, различным количеством крепежных деталей.

Авторами статьи, на основании теоретически-практических методов и способов исследования, выполняется исследование конструктивно-технологических особенностей узловых соединений с применением древесины в виде строжней и высокопрочных стеклопластиков в узловых соединениях. Получен патент на полезную модель узла соединения несущих стержней для геодезических куполов и других пространственных сооружений [10].

Так же авторами статьи, по результатам выполненных расчетов и замеров, сделаны предположения о возможности повышения технологичности сборки геодезических куполов с применением деревянных панелей изогнутого очертания.

Предполагается получить ощутимый экономический, конструктивный и технологический эффект после выполнения теоретических и экспериментальных исследований по рассматриваемому вопросу.

## Литература

1. <http://domdomov.ru/lib/wall/geodesic/a8600.htm> (дата обращения: 19.04.2021)
2. LiveInternet (2020). R. Bucky Fuller. [online] Available at: <http://eldisblog.com/post198737504/> [Date accessed 19.04.2021].
3. Животов Д.А., Латута В.В. Изучение опыта возведения геодезических куполов. Материалы I Всероссийской межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, посвященной 80-летию основания кафедры «Строительное производство». Под общей редакцией А. Н. Гайдо. Изд. СПбГАСУ. 2020. 157-160 с.
4. <https://domavlad.ru/typy-domov/kupolnye.html> (дата обращения: 19.04.2021)
5. <https://canalizator-pro.ru/geodezicheskij-kupol.html> (дата обращения: 19.04.2021)
6. Guan, Y., Virgin, L. N. and Helm, D. (2018). Structural behavior of shallow geodesic lattice domes. *International Journal of Solids and Structures*, 155, pp. 225–239. DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2018.07.022
7. Животов Д. А., Тилинин Ю. И. Технология возведения деревянного геодезического купола с учетом результатов эксперимента. Военный институт (инженерно-технический) – структурное подразделение Федерального государственного казенного военного образовательного учреждения высшего образования «Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала армии А.В. Хрулева» Министерства обороны Российской Федерации. СПб. S10 (11). 2020. 27-36 с.
8. Использование пространственно-стержневых конструкций в арктических широтах // Царитова Н.Г., Соломка М.А. // *Евразийский Союз Ученых (ЕСУ) # 3 (60)*, 2019.
9. Черных, А.Г. Расчет элементов строительных конструкций, клееных из однонаправленного шпона (LVL): учеб. Пособие / А.Г. Черных, П.С. Коваль, Е.В. Данилов, Ш.М. Мамедов. – СПб: СПбГАСУ, 2019. – 125 с.
10. Bushin V.I., Zhivotov D.A. and Podolsky D.M. (2017). Assembly of bearing rods for geodesic dome and other spatial structures. Patent No. RU170483U.

**УДК 72.025.4**

*Мария Юрьевна Баранчук,*  
студент  
*Любовь Григорьевна*  
*Ворона-Сливинская,*  
д-р экон. наук, профессор  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: marvelmaria@mail.ru,*  
*Ly161@yandex.ru*

*Mariia Yurievna Baranchuk,*  
student  
*Lubov Gregorievna*  
*Vorona-Slivinskaya,*  
Dr. Sci. Ec., Professor  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: marvelmaria@mail.ru,*  
*Ly161@yandex.ru*

## **К ВОПРОСУ РЕСТАВРАЦИИ ПАМЯТНИКОВ ДЕРЕВЯННОГО ЗОДЧЕСТВА**

### **ON THE ISSUE OF RESTORATION OF MONUMENTS OF WOODEN ARCHITECTURE**

В данной статье изучается процесс реставрации и актуальность данного вида деятельности, необходимость ее проведения на территории Ленинградской области (ЛО). Рассматриваются основные проблемы, характерные для деревянных конструкций, и существующие конструктивные решения по восстановлению памятников архитектуры, применяемых в настоящее время. Также исследуются методики реставрации, ее основные задачи, применяемые методы на практике и выбор подхода к ведению восстановленных работ в зависимости от цели. Проводится анализ опасных участков конструкции и возможность их устранения, последствия. Описывается сложившаяся ситуация, связанная с текущим состоянием деревянных усадеб в черте области.

*Ключевые слова:* реставрация, русское зодчество, деревянное зодчество, методика реставрационных работ, древесина, охрана архитектурного наследия.

This article examines the process of restoration and the relevance of this type of activity, the need for its implementation on the territory of the Leningrad region. The main problems characteristic of wooden structures and the existing design solutions for the restoration of architectural monuments used at the present time are considered. It also examines the methods of restoration, its main tasks, the methods used in practice and the choice of approach to the management of restored works, depending on the purpose. The analysis of dangerous sections of the structure and

the possibility of their elimination, the consequences are carried out. The current situation related to the current state of wooden estates in the region is described.

*Keywords:* restoration, Russian architecture, wooden architecture, restoration technique, wood, protection of architectural heritage.

Деревянное зодчество – это неотъемлемая часть русской культуры, которая оказалась несправедливо забыта собственным народом. Время не пощадило архитектурное наследие: на данный момент в северной столице России располагается около сотни особняков и усадеб, которые доживают свой век. Суровая реальность такова, что на практике только с единицами провели работу. Среди построек бревенчатого типа в числе спасенных оказались такие объекты как дача Г. Г. Бертлинга, дача фрейлины А. Вырубовой. Они были восстановлены с применением действующих методов сравнительно недавно, в конце XX века и до наших времен.

На сегодняшний день на территории Российской Федерации (РФ) существует не такая большая разновидность реставрационных работ, поскольку опыт у нас небольшой и берет свое начало с первой половины XX века [2], а масштабность данный вид деятельности обрел только после Великой Отечественной войны. Вторая волна произошла уже в нашем столетии, когда стал подниматься интерес у общества к деревянным постройкам и активизировались инвесторы после долгого кризиса. Отличным примером такой работы может послужить особняк Гаусвальд (см. рис. 1 и 2).

Благодаря оперативному вмешательству со стороны КГИОП (Комитет по государственному контролю, использованию и охране памятников истории и культуры) г. Санкт-Петербурга и нового владельца получилось не только спасти архитектурный шедевр (сохранить исторический сруб – более 70 %, стропильную ферму – 80 %) [3], но и гармонично вписать его во внешнюю среду. Стоит отметить, что в ходе восстановления этого объекта, как и многих других, пришлось встретиться с достаточным списком препятствий, которые характерны именно для древесины [8].

К основным недостаткам дерева, в сравнении с другими видами строительных материалов, можно отнести: необходимость в специальном уходе за сооружением, особенно в условиях

повышенной влажности в ЛО (повышенный риск возникновения гниения, плесени, чрезмерной осадки из-за слабых грунтов и подземных вод), проведении регулярных работ, способствующих поддержанию существующего состояния и защите от внешних факторов. Из виду нельзя также упускать и характерные болезни древесины: образование трещин (различают метиковые, морозные, отлупные и трещины от усушки; нарушение присутствует как в срубе, так и в отдельных конструктивных или декоративных элементах), червоточин (повреждения, представляющие собой ходы, «проеденные» насекомыми-древоточцами) (см. рис. 3), засмолки (скопление древесного сока из-за увечья инородным предметом; наблюдается потемнение окраса и снижение прочности, гигроскопичности).



Рис. 1 и 2. Особняк Гаусвальд до реставрации и после [3]





Рис. 3. Разрушение сруба

Однако со всеми вышеперечисленными недостатками можно бороться, на данный момент существует не так много, применяемых на территории РФ.

В настоящее время специалисты борются с трещинами, вызванными напряжением, колебаниями температурно-влажностного режима и условием содержания, активно применяют два главных метода: зачистка (мелкие трещины состругают, обеззараживают и затем зашпаклевают) и применение соответствующего герметика (только для глубоких трещин (см. рис. 4).; допустимо применение исключительно специального средства для дерева, поскольку обычный герметик может оказаться выдвинутым из трещины под действием постоянной нагрузки). Другим бедствием принято считать, как уже было сказано ранее, грибковые поражения и следы злосчастных насекомых: тут спасение только одно – использование антисептического средства, которое в большом объеме представлено на рынке сегодня и варьируется от степени повреждения.

Однако дефект не всегда бывает точечными, как показывает опыт. Порой из-за запустения «летит» вся конструкция подобно домино, такое, безусловно, нельзя допускать, а значит нужно

акцентировать внимание при содержании деревянных зданий на определенные места, которые больше остальных подвержены повреждениям.



Рис. 4. Заполнение герметиком глубокой трещины, вызванной усушкой сруба

Болезненными участками деревянных конструкций принято считать целый ряд видов разрушений, на которые стоит обратить особое внимание: вымывание фундаментов; нарушение гидроизоляции и попадание влаги внутрь сруба, крушение конструктивных соединений с течением времени (разрушение балок, стропильных и подстропильных сооружений, балок, воспринимающих постоянные нагрузки, биологическое разрушение древесины), повреждения креплений. Все вышеперечисленные травмы – это лишь малая часть, которую можно наблюдать даже при поверхностном осмотре деревянных усадеб Ленинградской области. На сегодняшний день существует несколько реставрационных работ, описанных в нормативных документах и применяемых на практике. Однако стоит пояснить сразу, что в «чистом» виде они редко применяются, обычно это сочетания нескольких видов работ в выбранном подходе реставрационного процесса, импровизация и авторские методики недопустимы.

Основные виды и подходы к ведению реставрационных работ, применимые к дереву, и краткое пояснение по поводу технологии можно видеть на табл. 1:

### Виды работ и подходы по сохранению памятников деревянного зодчества

	Целостный подход	Фрагментарный подход [6]
	<p>Сохранение и приведение здания или сооружения в первоначальный вид, в период его расцвета. Все детали, искажающие образ удаляются, восстанавливаются утраченные детали памятника.</p>	<p>Восстановление отдельных элементов, форма и облик которых достоверно задокументированы, отсутствует стилистическое единство конструкции, делают заключение о ценности поздних слов на месте. Сохранение всех поздних изменений и наслоений.</p>
Задача	<p>Консервация «Заморозка» текущего состояния сооружения посредством исключения влаги в конструкции</p>	<p>Противоаварийные работы</p> <p>Сохранение сооружения, которое находится в тяжелом состоянии, предотвращение дальнейшего обрушения</p>
		<p>Ремонт</p> <p>Восстановление несущей способности сооружения</p>
		<p>Реставрация</p> <p>Физическое сохранение памятника, выявление особенностей и ценностей памятника</p>

*Пояснение:* в любом из подходов объект изучается и рассматривается полностью, в обязательном порядке предусматриваются меры по защите подлинника, каждое решение о вмешательстве предварительно согласуется группой специалистов и никогда не принимается единолично.

Методы	<p>Просушивание</p> <p>Проветривание (открытие продухов)</p> <p>Изоляция сооружения от внешних факторов</p> <p>Защита оконных и дверных проемов с помощью армированной пленки</p>	<p>Установка подпирющих конструкций (стенки, стойки, балки, комплексные поддерживающие системы)</p> <p>Методы, применяемые при консервации</p>	<p>Переборка (замена элементов)</p> <p>Вывешивание (разгрузка от нагрузок без полного разбора)</p> <p>Лифтинг (подъем конструкции, изъятие поврежденного элемента и установка нового)</p>	<p>Применение всех методов при консервации с последующим проведением восстановительных работ отдельных элементов с применением изолирующих, лакокрасочных противогрибковых и других средств (фрагментарный подход)</p>
--------	---	--	---	--

*Примечание. Источник собственная разработка на основе данных [1; 5; 6; 7]*

Вместе с тем, практика показывает, что универсальной формулы для восстановления сооружений деревянного зодчества нет, каждое сооружение со своими «болячками» и требует комплексного лечения, индивидуального подхода, который поможет сохранить уникальный облик здания, неповторимые конструктивные и архитектурные решения, и, главное, красоту древесины с ее уникальным орнаментом и шармом [7].



Рис. 5. Деревянный дом известный как «Дача Маяковского» [4]

В настоящее время у общества появился интерес к деревянному зодчеству и запрос на его возрождение. Многие усадьбы все еще находятся в «тени», но активисты и просто неравнодушные люди обнаруживают объекты культурного наследия и приводят в разумный вид по мере своих возможностей, зачищая территории от мусора (организация «Открытый город» во второй половине 2020 года провела субботник в деревянной усадьбе в п. Левашово, называемой «Дачей Маяковского», см. рис. 5). Госорганы же, в свою очередь, продолжают продвигать программу «Аренда памятника за 1 рубль», но желающих оказалось не так много, сотни памятников продолжают стоять в забвение. На наш взгляд, необходимо пересмотреть данную программу или улучшить условия для привлечения инвесторов, которых катастрофически не хватает в области реставрации и восстановительных работ [8].

Подытожить хотелось бы следующей мыслью: несмотря на ряд недостатков в свойствах, многовековой опыт строительства и эксплуатации доказал, что дерево в качестве строительного материала является прочным, покладистым и сравнительно долговечным. Древесина обладает приличным списком достоинств, в который можно включить такие характеристики как: доступность, экологичность, малая теплопроводность, легкость обработки и невысокая стоимость. Необходимо лишь с заботой подходить к дальнейшему использованию и поддерживать в достойном состоянии то наследство, которое нам посчастливилось застать.

## Литература

1. Опыт реставрации памятников деревянного зодчества на примере объектов Пудожского района Карелии [Электронный ресурс] / Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/opyt-restavratsii-pamyatnikov-derevyannogo-zodchestva-na-primere-obektov-pudozhskogo-rayona-karelii/viewer> (дата обращения 3.04.2021).
2. Щенков А.С. Памятники архитектуры в дореволюционной России: Очерки истории архитектурной реставрации / Под общ. ред. Доктора архитектуры А.С. Щенкова; Сост. Указат. А.С. Щенков, А.Л. Баталов, Т.А. и В.А. Куликовы. – М.: ТЕРРА-Книжный клуб, 2002. – 528 с.: ил.
3. Дача Гаусвальд [Электронный ресурс] / Режим доступа: <https://www.citywalls.ru/house1603.html> (дата обращения 11. 04. 2021)
4. Деревянный дом [Электронный ресурс] / Режим доступа: <https://www.citywalls.ru/house24704.html> (дата обращения: 31.03.2021).
5. ГОСТ Р 57097-2016 Сохранение объектов культурного наследия. Памятники деревянного зодчества. Общие требования к производству работ (Переиздание) / Официальное издание. М.: Стандартинформ, 2019 год
6. В.В. Сидорова Реконструкция и реставрация объектов культурного наследия [Электронный ресурс] / Режим доступа: [https://kartaslov.ru/книги/В\\_В\\_Сидорова\\_Реконструкция\\_и\\_реставрация\\_объектов\\_культурного\\_наследия/2#:~:text=Фрагментарная%20реставрация%20принципиально%20противопоставлена%20целостной,называют%20«реставрацией%20на%20оптимальную%20дату»](https://kartaslov.ru/книги/В_В_Сидорова_Реконструкция_и_реставрация_объектов_культурного_наследия/2#:~:text=Фрагментарная%20реставрация%20принципиально%20противопоставлена%20целостной,называют%20«реставрацией%20на%20оптимальную%20дату») (дата обращения: 13.04.2021)
7. Mechanical stresses in building structures and dry friction-ways to improve the durability of architectural structures. Jing Z., Benin D., Snezhko V., Vorona-Slivinskaya L., Aksenov I. Journal of Advanced Research in Dynamical and Control Systems. 2020. Т. 12. № S2. С. 578–585.
8. Study of the protection of the architectural heritage of Russia. Voskresenskaya E., Vorona-Slivinskaya L., Kazakov Y. В сборнике: E3S Web of Conferences. Innovative Technologies in Environmental Science and Education, ITESE 2019. 2019. С. 03041.

## УДК 694

*Михаил Александрович Коновалов,*  
аспирант  
*Марина Викторовна Гравит,*  
канд. техн. наук, доцент  
*Дарья Евгеньевна Шабунина,*  
студент  
*Алексей Юрьевич Шчукин,*  
студент  
(Санкт-Петербургский  
политехнический университет  
Петра Великого)  
*E-mail: mikhail.konovarov.94@gmail.com, marina.gravit@mail.ru, d.shabunina00@gmail.com, 89834045064@mail.ru*

*Mikhail Alexandrovich Konovarov,*  
postgraduate student  
*Marina Viktorovna Gravit,*  
PhD in Sci. Tech., Associate Professor  
*Daria Evgenievna Shabunina,*  
student  
*Alexey Yurievich Shchukin,*  
student  
(Peter the Great  
St. Petersburg  
Polytechnic University)  
*E-mail: mikhail.konovarov.94@gmail.com, marina.gravit@mail.ru, d.shabunina00@gmail.com, 89834045064@mail.ru*

## **АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ЗАМЕНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕРЕВЯННЫЕ В МНОГОЭТАЖНОМ ОФИСНОМ ЗДАНИИ В Г. САНКТ-ПЕТЕРБУРГ**

### **ANALYSIS OF THE EFFECTIVENESS OF THE REPLACEMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH WOOD IN A MULTI-STORY OFFICE BUILDING IN ST. PETERSBURG**

В данной статье рассматривается принцип замены металлических и железобетонных несущих конструкций на деревянные для офисного здания, находящегося в г. Санкт-Петербург, в рамках двух альтернативных концепций. Для концепции № 1 все компоненты выполнены из древесины, кроме центрального ядра жесткости, крыши, элементов цокольной части здания. Для концепции №2 перекрытия, стены и колонны представлены деревянными элементами, а сечения балок выполнены из стали. В результате расчётов показано, что возможно применение деревянных конструкций в качестве основного несущего элемента и в комбинированном виде.

*Ключевые слова:* строительство, деревянные конструкции, железобетонные конструкции, металлические конструкции, несущие элементы, экологическое строительство.

In this article the principle of replacement of metal and reinforced concrete bearing structures by wooden ones for an office building located in St. Petersburg is considered within the framework of two alternative concepts. For concept №1, all components were made of wood, except for the central core, the roof, and the basement elements of the building. For concept № 2, the slabs, walls and columns were represented by wooden elements, while the beam sections were made of steel. As a result of calculations, it is shown that it is possible to use wooden structures as the main load-bearing element and in a combined form.

*Keywords:* construction, wooden structures, reinforced concrete structures, metal structures, load-bearing elements, ecological construction.

С конца прошлого тысячелетия в мировой практике строительства наметилась тенденция к возведению многоэтажных зданий, основными несущими конструкциями которых являются металлические и железобетонные элементы.

Основной задачей многоэтажного строительства из дерева является исключение общепринятых строительных материалов, при производстве которых происходят выбросы углекислого газа и других вредных веществ в атмосферу. Помимо этого, при выборе данной технологии возведения зданий, достигается снижение веса зданий, уменьшение объема строительных конструкций, трудозатрат и сокращение темпов строительства [1–5].

**Целью работы** является оценка эффективности внедрения деревянных конструкций в качестве основного несущего элемента и в комбинированном виде.

## **Исходные данные**

Проанализируем применяемые традиционные строительные материалы и современные материалы из дерева в несущих элементах конструкции многоэтажного здания на примере существующего 16 этажного здания бизнес-центра с размерами в плане 27×44 м (см. рис. 1), расположенного по адресу: Санкт-Петербург, Богатырский проспект, участок 1.

Рассматриваемое здание имеет следующие характеристики:

- степень огнестойкости здания – II [6];
- уровень ответственности здания – II [7];



- класс функциональной пожарной опасности – Ф 2.1; класс категория встроенных помещений – Ф 3.1 (магазин непродовольственных товаров), Ф 2.2 (выставочные залы), Ф 5.2 (автостоянка) [6];
- класс конструктивной пожарной опасности – С0 (здание выполнено из железобетона) [6];
- климатический район – ПВ; зона влажности – 1 (влажная) [8];
- продолжительность отопительного периода – 220 суток;
- нормативные требования по уровню шума – категория «Б» [9].



Рис. 1. Бизнес-центр с подземным паркингом

Расчет здания выполнен с помощью системы конечно-элементного анализа ЛИРА-САПР.

Основные несущие конструкции первого и второго этажа:

- внутренние стены 200 мм, колонны сечением 500×500 мм, 500×700 мм.

Основные несущие конструкции типового этажа:

- внутренние стены 200 мм, колонны сечением 500×500 мм.

Перекрытия и покрытие – монолитные железобетонные. Перекрытия имеют следующие толщины:

- над подвалом – 250 мм, перекрытия типовых этажей – 220 мм, покрытия в зоне эксплуатируемой кровли – 300 мм с капителями 500 мм.

### Прикладываемые нагрузки к расчётной схеме [10]:

• Полезная нагрузка в зоне торговых помещений принята из расчета 400 кг/м<sup>2</sup>.

• Нагрузка от пирога кровли принята 0,25 т/м<sup>2</sup>.

• Нагрузка в зоне автостоянки принята  $P = (0,5) \cdot 1,2 + 0,1 \times 1,2 = 0,72$  т/м<sup>2</sup>.

• Полная расчетная нагрузка на покрытие автостоянки принята из расчета 1,344 т/м<sup>2</sup>.

Собственный вес учитывался автоматически, расчетный объемный вес бетона принят 2,5 т/м<sup>3</sup>.

Вертикальные нагрузки приняты согласно [11].

Таблица 1

#### Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> перекрытия типового этажа

Нагрузки и воздействия	Нормативная величина нагрузки, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная величина нагрузки, кПа
<b>1. Постоянная</b> Нагрузка от собственного веса плиты: • толщина плиты 0,22 м • усредненная плотность железобетона 2500 кг/м <sup>3</sup>	5,5	1,1	6,05
<i>Итого:</i>	$g^n = 5,5$		$g^p = 6,05$
<b>2. Длительная</b> Нагрузка от веса перегородок:	0,5 (50)	1,1	0,55 (55)
<b>3. Кратковременная</b> Полезная нагрузка	2,00	1,2	2,40
<i>Итого:</i>	$g^n = 2,5$		$p^p = 2,95$
<b>4. Полная нагрузка</b>	$g^n + p^n = 8,5$		$g^p + p^p = 9$

*Примечание:* в скобках величины приведены в кг/м<sup>2</sup>.

На покрытия автостоянки учтена нагрузка от пожарной техники из расчета 16т на ось автомобиля (48 т общая нагрузка).

Снеговые нагрузки приняты согласно [11]. Расчетное значение снеговой нагрузки принято 0,18 т/м<sup>2</sup>. В зоне снеговых мешков  $\mu = 2,5$ .

Расчет ветровых нагрузок произведен согласно [11].

## Результаты и обсуждение

Анализ перемещений здания представлен на рис. 2.

Рассмотрим 2 альтернативные концепции с 8-го по 16-ый этаж. Размеры и тип колонн, балок и плит перекрытия, используемых в подвале и с 1-го по 7-ой этаж включительно, оставляем как в эталонном здании и рассматриваться в проекте не будут.

При разработке перекрытия в верхней части здания применяем кассетные полы из-за их меньшей высоты по сравнению с деревянными композитными полами. При разработке концепций применены два варианта балок: LVL и металлические двутавры в связи с более низкой высотой по сравнению с балками из клееной древесины.

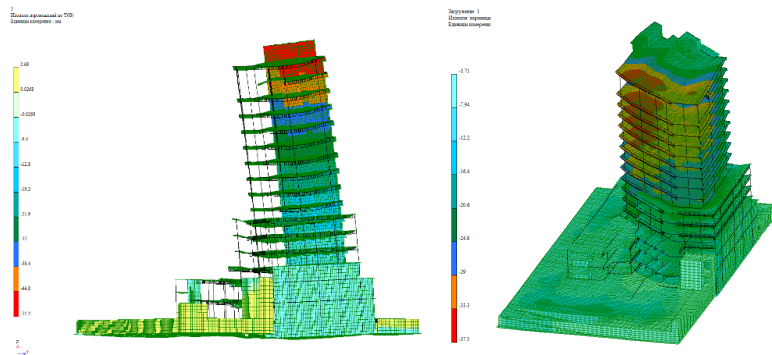


Рис. 2. Максимальные вертикальные перемещения, мм (слева), максимальные горизонтальные перемещения по оси Y от сочетания нагрузок, мм (справа)

Все компоненты разработаны для степени огнестойкости II (требуемые пределы огнестойкости – R90). Для компонентов древесины размеры при необходимости увеличены, а для стальных компонентов на открытых сторонах добавлены дополнительные гипсовые плиты в качестве огнезащиты.

Для оптимизации компонентов и понимания изменения размера для разных компонентов по всему зданию, размеры рассчитаны для десятого, тринадцатого и шестнадцатого этажа здания. В табл. 2 представлены нагрузки и коэффициенты, используемые в расчетах [10].

Таблица 2

**Нагрузки, действующие на компоненты здания**

Тип нагрузки	Нормативная величина нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка
<b>Длительная</b> Ограждающие конструкции по краю здания Перегородки	7,5 кН/м	1,1	8,25 кН/м
	0,5 кПа	1,1	0,55 кПа
<b>Кратковременные</b> Нормативная нагрузка для офисов	2 кПа	1,2	2,4 кПа
<b>Особые</b> Снеговая	1,8 кПа	1,25	2,25 кПа

*Примечание:*

- 1) при расчетах также учитывался собственный вес конструкции.
- 2) крыша эталонного здания имеет средний удельный вес  $P_{кр} = 1,2$  кПа.

**Концепция 1.** Для концепции № 1 все компоненты выполнены из древесины, кроме центрального ядра жесткости, крыши, элементов цокольной части.

Изменение макета выполнено в соответствии с архитектурными чертежами (рис. 3).

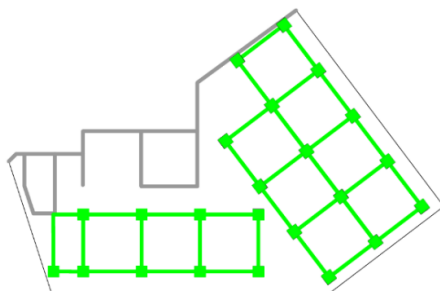


Рис. 3. Планы этажей Концепции 1  
(зеленый цвет – дерево, серый – бетон)

Таблица 3

**Материалы для разных элементов конструкции,  
используемые в Концепции 1**

Составляющие конструкции здания	Применяемый материал
Центральное ядро жесткости	Бетон В30
Крыша	Металлоконструкция
Перекрытия	Древесина (Кассетный пол)
Балки	Древесина (LVL)
Колонны	Древесина (Клееная древесина)
Стены	Древесина (CLT панели)

Размеры балок и колонн представлены в табл. 4 и табл. 5.

Таблица 4

**Необходимые размеры балок в Концепции 1, включая огнезащиту**

Этажи	Размер сечения	Длина	Грузовая площадь	Максимальный момент кН/м	Коэф. использования
8–16 этаж	650×225	6	36	65	82 %

## Необходимые размеры колонн в концепции 1, включая огнезащиту

Этажи	Размер сечения	Расчетная нагрузка, кН	Коэф. использования
8–10 этаж	570×570	1700	69 %
11–13 этаж	445×380	895	96 %
14–16 этаж	380×365	104	89 %

**Концепция 2.** Для концепции 2 стальные балки использовались вместо деревянных балок (см. рис. 4). Выбор материалов приведен в табл. 6. Необходимые размеры стальных балок представлены в табл. 7. Каждая балка защищена одной гипсокартонной плитой на открытых сторонах.

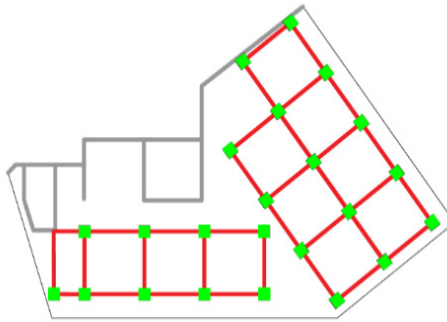


Рис. 4. Планы этажей Концепции 2  
(зеленый цвет – дерево, серый – бетон, красный – сталь)

## Материалы для разных элементов конструкции, используемые в Концепции 2

Составляющие конструкции здания	Применяемый материал
Центральное ядро жесткости	Бетон В30
Крыша	Металлоконструкция

Окончание табл. 6

Составляющие конструкции здания	Применяемый материал
Перекрытия	Древесина (Кассетный пол)
Балки	Стальные балки двутаврового сечения
Колонны	Клесная древесина Т30
Стены	Древесина (CLT панели)

Необходимые размеры стальных балок представлены в табл. 7. Каждая балка защищена одной гипсокартонной плитой на открытых сторонах.

Таблица 7

**Необходимые размеры балок в концепции 2, включая огнезащиту**

Этажи	Размер сечения	Длина	Грузовая площадь	Максимальный момент кН/м	Коэф. использования
8–16 этаж	Д40 400×155	6	36	75	70 %

В табл. 8 представлены необходимые размеры колонн.

Таблица 8

**Необходимые размеры колонн в концепции 2, включая огнезащиту**

Этажи	Размер сечения	Расчетная нагрузка кН	Коэф. использования
8–10 этаж	570×570	1630	66 %
11–13 этаж	445×380	857	92 %
14–16 этаж	380×365	108	90 %

**Концепция 1.** Расчет спроектированных концепций осуществлялся с помощью Autodesk Robot Structural.

При данных расчетах здание нагружено ветровой составляющей помимо собственного веса и полезной нагрузкой [11].

Следует отметить, что общая деформация здания, верхняя часть которого состоит только из древесины, составляет 2,6 см. (см. рис. 5).

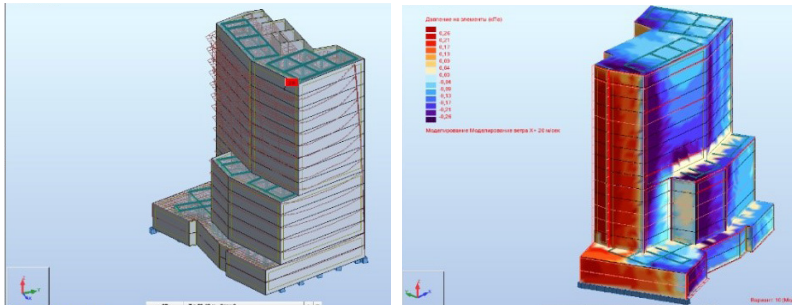


Рис. 5. Расчет несущей способности здания (слева), расчет деформаций и перемещений (справа)

**В концепции 2** вместо деревянных балок использовались стальные балки двутаврового сечения. Расчеты показали, что, используя стальные балки, нагрузка на колонны уменьшилась, но не значительно, около 3 %, от общей нагрузки, приходящей на колонны.

В табл. 9 приводится сравнение двух альтернативных концепций и конструктивной системы эталонного здания.

Элементы, представленные в табл. 9, разработаны с учетом требуемой огнестойкости, размеры огнезащиты включены в значения.

Таблица 9

**Итоговая сводная таблица всех элементов с необходимыми размерами и материалами для разных концепций**

Несущий элемент	Эталонное здание	Концепция № 1	Концепция № 2
<b>Перекрытие</b>	Кассетный пол	Кассетный пол	Кассетный пол



Несущий элемент	Эталонное здание	Концепция № 1	Концепция № 2
<b>Балки</b>	<b>Ж/Б</b>	<b>Клееный древесина</b>	<b>Стальной двутавр</b>
<i>Балки (основные)</i>		650×225	Д40
<b>Колонны</b>	<b>Ж/Б</b>	<b>Клееный древесина</b>	<b>Клееный древесина</b>
<i>8–10 этаж</i>	500×500	570×570	570×570
<i>11–13 этаж</i>	500×500	445×380	445×380
<i>14–16 этаж</i>	500×500	380×365	380×365

### Заключение

В табл. 10 представлен вес отдельных элементов конструкции и их различия по отношению к эталонному зданию.

Таблица 10

**Вес отдельных членов и их различия по отношению к эталонному зданию в процентах (в скобках приведен процент разницы от эталонного здания)**

Несущий элемент	Эталонное здание, кН	Концепция 1, кН	Концепция 2, кН
Перекрытие	32324	9145 (–28,29 %)	9145 (–28,29 %)
Кровля	784	784	784
Колонны	3712 (0 %)	1003 (–27,02 %)	1003 (–27,02 %)
Балки	–	1707	831
Стены			
Ядро жесткости	12658	12658	12658
Общий вес (кН)	49478	25297	24421

Несущий элемент	Эталонное здание, кН	Концепция 1, кН	Концепция 2, кН
Общий вес (т)	4947,8	2529,7	2442,1
Процентное сопоставление веса несущего каркаса	0 % (49478 кН)	-51,13%	-49,36%

Таким образом, использование деревянных элементов в несущей конструкции исследуемого здания будет более эффективным и рациональным вариантом. Важно отметить, что возможен вариант как внедрения древесины в качестве основного несущего элемента (концепция 1), так и не в значительной степени (концепция 2). Главным преимуществом деревянных конструкций является возможность строительства зданий при дефиците традиционных материалов, что позволяет уменьшить дополнительные затраты на доставку и возведения зданий в отдаленных районах.

## Литература

1. Терех М.Д., Бабушкина А.В. Анализ объемно-планировочных решений подземного паркинга // Неделя науки СПбПУ материалы научной конференции с международным участием, Инженерно-строительный институт. В 3 ч.. отв. ред. Н. Д. Беляев, В.В. Елистратов. 2019. – С.237–239.
2. Щеголева Э.В. Экологическое строительство с применением древесины в качестве основного строительного материала // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета: изд-во Воронежский государственный архитектурно-строительный ун-т, 2017. № 3. С. 142–149.
3. Ширманов В.В. Строительство экологически безопасных, энергоэффективных, быстровозводимых деревянных зданий // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2014. №8. С. 38–40.
4. Овсянников С.И., Богданов И., Федоренко А. Экологические аспекты деревянного домостроения // Труды конференции БГТУ, 2015. С. 236–241.
5. Toppinen A., Röhr A., Pätäri S., Lähtinen K., Toivonen R. The future of wooden multistory construction in the forest bioeconomy – A Delphi study from Finland and Sweden. Journal of Forest Economics. Elsevier. 2017. pp. 1–8.
6. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности: Федеральный закон №123 от 22.07.2008. – Введ. 11.07.2008. – М.: Изд-во стандартов, 2008. – 115 с.

7. Надежность строительных конструкций и оснований: ГОСТ 27751-2014. – Введ. 01.07.2015. – М.: Изд-во стандартов, 2015. – 17 с.
8. Строительная климатология: Свод правил 131.13330.2018. – Введ. 29.05.2019. – М.: Изд-во стандартов, 2019. – 169 с.
9. Защита от шума: Свод правил 51.13330.2011. – Введ. 20.05.2011. – М.: Изд-во стандартов, 2011. – 46 с.
10. Нагрузки и воздействия: Свод правил 20.13330.2016. – Введ. 04.06.2017. – М.: Изд-во стандартов, 2017. – 95 с.
11. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: Свод правил 52-101-2003. – Введ. 01.03.2004. – М.: Изд-во стандартов, 2004. – 59 с.

#### **УДК 699.88**

*Надежда Игоревна Дмитриенко,*  
студент  
(Санкт-Петербургский  
государственный  
архитектурно-строительный  
университет)  
*E-mail: ni.dmitrienko@yandex.ru*

*Nadezhda Igorevna Dmitrienko,*  
student  
(Saint Petersburg  
State University  
of Architecture and  
Civil Engineering)  
*E-mail: ni.dmitrienko@yandex.ru*

## **УЧЕТ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ ПРИ ТЕХНИЧЕСКОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ОБЪЕКТОВ ДЕРЕВЯННОГО ДОМОСТРОЕНИЯ**

### **CONSIDERATION OF SEISMIC HAZARD DURING TECHNICAL MAINTENANCE SURVEY OF OBJECTS OF WOODEN HOUSING CONSTRUCTION**

В данной статье рассматривается актуальный вопрос разработки методики учета сейсмической опасности при обследовании объектов деревянного домостроения. На основе зарубежного опыта проведен анализ поведения деревянных конструкций во время землетрясений. Рассмотрены основные положения существующих методик и нормативной документации по техническому обследованию зданий, выявлены их недостатки, предложены пути их устранения для получения более качественной и правдоподобной оценки сейсмостойкости зданий. Обоснована необходимость осуществления разработки методики для всех сейсмически опасных регионов на территории Российской

Федерации для выявления угроз от сейсмических воздействий и предотвращения разрушительных последствий.

*Ключевые слова:* деревянные конструкции, обследование зданий и сооружений, сейсмическая опасность, интенсивность землетрясения, поверочные расчеты.

This article deals with the actual issue of developing a methodology for accounting for seismic hazard in the survey of objects of wooden housing construction. On the basis of foreign experience, the analysis of the behavior of wooden structures during earthquakes is carried out. The main provisions of the existing methods and normative documentation for the technical inspection of buildings are reviewed, their shortcomings are identified, and ways to eliminate them are proposed to obtain a better and more plausible assessment of the earthquake resistance of buildings. It is necessary to develop a methodology for all seismically dangerous regions on the territory of the Russian Federation in order to identify threats from seismic impacts and prevent destructive consequences.

*Keywords:* wooden structures, survey of buildings and structures, seismic hazard, earthquake intensity, verification calculations.

Землетрясения несут наибольший ущерб по сравнению со всеми другими стихийными бедствиями. Предотвратить последующее стихийное бедствие, безусловно, невозможно. Однако, благодаря быстрому развитию науки о моделировании и сейсмологическим исследованиям, вполне возможно смягчить последствия после катастрофы. Землетрясение представляет собой цепочку последовательных событий, где первое – это сейсмическая опасность, которая играет важную роль и неизбежна по своей сути, за ней следует уязвимость здания, затем характеристики конструкции, которые приводят к сейсмическому риску и повреждению зданий и вызывают, соответственно, потери и травмы жителей. Первое событие запускает следующее, а затем следующее, но улучшение или устранение ключевого фактора (например, методичный подход к оценке сейсмостойкости и усилению зданий) предотвращает или минимизирует разрушительные последствия. Поскольку невозможно изменить сейсмическую опасность для снижения риска, следует сделать акцент на изучении оценки и снижения уязвимости как меры уменьшения ущерба и потерь.

В данной статье рассматриваются современные подходы учета сейсмической опасности объектов деревянного домостроения. Древесина с исторических времен была одним из наиболее часто

используемых материалов в строительстве. В ходе развития различных видов современных строительных материалов в домостроительной отрасли количество деревянных конструкций уменьшилось, но, несмотря на это, деревянное строительство продолжало развиваться. Конструкции из дерева предпочитают во многих странах из-за их эстетических характеристик, низкой стоимости, доступности и простоты изготовления. Наиболее важным критерием при оценке конструктивных систем здания является их безопасность в случае аварийной ситуации. Здания, расположенные в регионах, где есть риски землетрясений, подвержены различным опасностям в зависимости от множества факторов, таких как: почвенные условия, плотность застройки района, конструктивных свойств здания и т. д.

Обращаясь к опыту стран, которые находятся в сейсмической зоне и часто подвергаются землетрясениям, некоторые из которых приводят к большим человеческим жертвам и разрушениям зданий и сооружений, рассмотрим турецкую катастрофу Мраморного землетрясения, произошедшую 17 августа 1999 года. Согласно исследованиям, в центре землетрясения было много традиционных зданий, в том числе и деревянных, в которых были некоторые важные недостатки, такие как отсутствие качественного строительства и обслуживания. По статистике большинство деревянных каркасных зданий показали высокую сейсмостойкость, когда здания с железобетонным каркасом были сильно повреждены по ряду причин, таких как отсутствие надлежащего проектирования и правильных строительных технологий. Согласно результатам, полученным в трех поселениях Гельджюк, 11,1 % из 2685 зданий с железобетонным каркасом были сильно повреждены или рухнули в то время, как только 1,7 % из 1315 традиционных зданий были сильно повреждены или рухнули после Мраморного землетрясения. Увеличение использования систем с железобетонным каркасом не только способствовало исчезновению традиционных строительных технологий, но и привело к ужасающим результатам, главным образом, из-за недостатка знаний о материале. Результаты исследования также напомнили властям о традиционных строительных системах, в основном системы с деревянным каркасом, поскольку они значительно лучше ведут себя во время землетрясений. (см. рис. 1)



Рис. 1. Разрушения во время землетрясения 1999 года

Более 45%, а именно, 68,6 миллиона человек из всего населения РФ проживает в районах с наибольшей степенью сейсмической опасности. При этом стоит отметить, что в районах с различной степенью сейсмической опасности проживает более 80%. Наблюдая за сейсмической ситуацией в стране можно проследить, что число сейсмоопасных регионов увеличилось за последние 50 лет (см. рис. 2), интенсивность землетрясений в сейсмических опасных районах также стала выше на 1-2 балла [1]. Учитывая текущие обстоятельства, важно, как можно быстрее предпринять меры к оценке сейсмических свойств и сейсмостойкости различных типов деревянных каркасных систем, чтобы уменьшить ущерб от стихийных бедствий и сохранить архитектурное наследие городов.

Методика мониторинга физического состояния объектов деревянного домостроения не определена федеральными нормативными документами по техническому обследованию зданий и сооружений. Это усложняет работу инженеров при оценке влияния сейсмической активности в сложных, с точки зрения сеймики, районах. Следующее, что следует учесть – это то, что большинство существующих зданий не удовлетворяют требованиям современных норм проектирования. Повсеместное применение ЭВМ значительно повлияло на теорию расчета зданий и сооружений [1].



Рис. 2. Карта сейсмического районирования территории РФ

Возможным решением проблемы могло стать создание методики для выявления угроз от сейсмических воздействий, подкрепленную местными нормативами. Данный документ содержал бы информацию, определяющую сейсмостойкость рассматриваемых объектов, и составлялся бы с учетом особенностей региона.

Обследование зданий на территории Российской Федерации осуществляется по ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» [2], где говорится том, что обследование зданий, работающих в неблагоприятных районах, осуществляется не реже одного раза в 5 лет. Проектирование зданий в сейсмически опасных районах производится согласно СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» [3]. Только для Дальнего Востока (Сахалинская область, Республика Саха, Камчатский край) на сегодняшний момент существуют местные методики. В существующих документах помимо основных этапов, которые осуществляются при обследовании зданий, а именно: 1) подготовка к проведению обследования; 2) предварительное (визуальное) обследование; 3) детальное (инструментальное) обследование, производится проверка на наличие конструкторских антисейсмических мероприятий. Следует обратить внимание на то, что в них не производится оценка

эффективности данных мероприятий, также антисейсмические мероприятия имеют ограничения по интенсивности землетрясений.

Основными задачами и рекомендациями для составления методики являются:

1. Оценка эффективности антисейсмических мероприятий.
2. Осуществляя обследование конструкций, в том числе и деревянных, необходимо производить соответствующий расчет, чтобы корректно определить сейсмическую опасность. При оценке сейсмостойкости зданий важно учитывать физическую и геометрическую нелинейность, следовательно, можно сделать вывод, что нелинейный динамический метод будет самым эффективным.
3. При расчетах необходимо учитывать поведение грунта при землетрясениях, поскольку последние исследования в этой области показывают различия в поведении различных его типов. Однако, ни одна из существующих местных методик этого не делает.
4. Учет возможного резонанса, возникающего между собственной частотой колебаний здания и частотой землетрясения, поэтому в методику также следует включить исследования объектов на колебания.

Деревянные конструкции более безопасный вид сооружения с точки зрения сейсмостойкости. Существующие методики учета сейсмической опасности при обследовании имеют значительное количество недостатков, устранение которых необходимо для получения более качественной и правдоподобной оценки.

## Литература

1. Д.И. Корольков Современное состояние методики определения сейсмической опасности при техническом обследовании зданий и сооружений // Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия: материалы Междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 29-30 ноября 2018 г. / редкол.: О.Е. Сысоев (отв.ред.) [и др.]. – Комсомольск-на-Амуре: ФГБОУ ВО «КНАГУ», 2019. – С. 231–236.;
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. [Электронный ресурс] – URL: <https://docs.cntd.ru/document/573647543> (дата обращения: 28.03.2021);
3. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. [Электронный ресурс] – URL: <https://docs.cntd.ru/document/1200111003> (дата обращения 28.03.2021).



## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Данилов Е. В., Коваль П. С., Миронова С. И.</i> Определение деформируемости конструкций из ЛВЛ с когтевыми шайбами типа «Bulldog» .....	5
<i>Кузьмина Е. В., Черных А. Г.</i> Сравнительный анализ видов соединения CLT-панелей.....	13
<i>Черных А. Г., Клёван В. И., Игнатович А. В., Мухаммедов М. М.</i> Экспериментальные исследования металлодеревянных балок двутаврового сечения со стальной гофрированной стенкой.....	26
<i>Черных А. Г., Казакевич Т. Н., Груничев В. С., Кучко В. А.</i> Унификация клеёных деревянных конструкций.....	38
<i>Бызов В. Е.</i> Морфологический анализ и оценка комплекса систем оборудования для изготовления элементов строительных конструкций.....	47
<i>Галютдинов А. В., Черных А. Г., Глухих В. Н., Фурман Е. А.</i> Разработка методики расчета и расстановки пружинных силовых компенсаторов в срубовых конструкциях деревянного домостроения .....	57
<i>Гоцадзе А. Г., Васин Е. Е., Шабикова Е. Г.</i> Алгоритм расчета зданий из CLT для Российской Федерации.....	67
<i>Гоцадзе А. Г., Андреев Д. М.</i> Анализ прочностных и теплотехнических характеристик композитной дерево-пенопластовой панели крыши .....	79
<i>Данилов Е. В., Исупова Т. А., Волков А. Е.</i> Разработка методики расчета соединения из LVL с применением когтевых шайб по второй группе предельных состояний.....	87
<i>Зинович П. М., Черных А. Г., Нижегородцев Д. В.</i> Влияние поперечной силы на среднюю опору балки при двухпролетном нагружении .....	96
<i>Казакевич Т. Н., Миронова С. И., Коваль П. С., Васильев А. О.</i> Оценка работоспособности клеёных несущих конструкций каплевидного купола атриума многофункционального комплекса, меры по повышению эксплуатационной надежности.....	112

<i>Черных А. Г., Каменев И. В.</i> Математическая модель исследования прочности цилиндрических панелей из клееной древесины.....	121
<i>Коваль П. С., Данилов Е. В., Казакевич Т. Н.</i> Исследование работы предварительно напряженных многослойных деревоплит при изгибе .....	130
<i>Мамедов Ш. М., Ма Бо, Хэ Вэньтин, Магомедов Р. А.</i> Анализ напряженно-деформированного состояния в узлах сопряжения деревянных конструкций башни Дуогун .....	140
<i>Мамедов Ш. М., Ма Бо, Хэ Вэньтин, Магомедов Р. А.</i> Анализ напряженно-деформированного состояния балочной конструкции бамбукового моста и разработка рекомендаций по его усилению .....	148
<i>Москов С. А., Черных А. Г., Глухих В. Н.</i> Расчет несущей способности соединения деревянных конструкций с МЗП на металлических накладках.....	156
<i>Миронова С. И., Руденя О. М.</i> Анализ состояния многоквартирных домов послевоенной постройки в городе Калининград.....	163
<i>Москалев М. Б., Горюнов М. В.</i> Анализ демпфирования, динамичности и времени регулирования металлодеревянных конструкции в условиях прогрессирующего обрушения при воздействии затяжек .....	168
<i>Хатин А. В., Махиев Б. Е.</i> Сейсмоусиление зданий существующей застройки с надстройкой мансардных этажей из древесины .....	180
<i>Хусаинов А. Н.</i> Разработка методики расчета клееных деревянных балок с опорными узлами конечной жесткости.....	186
<i>Чан Куок Фонг, Пачулия П. Н., Нижегородцев Д. В.</i> Анализ напряженно-деформированного состояния нагельных соединений «сталь-дерево» по экспериментальным и численным исследованиям .....	200

<i>Черных А. Г., Домбровский И. Г., Парфентьев Е. О.</i> Распределение прочности по сечению ствола сосны и рациональное распределение прочности в клеёных балках .....	214
<i>Черных А. Г., Корольков Д. И., Пакина А. С.</i> Оценка результатов расчета остаточного ресурса здания с применением технологии информационного моделирования .....	229
<i>Кзаков Ю. Н., Жаргалова А. А.</i> Преимущества использования безусадочного CLT-бруса .....	243
<i>Животов Д. А., Латута В. В.</i> Технологии возведения многоэтажных деревянных зданий. Зарубежный опыт .....	251
<i>Животов Д. А., Тилинин Ю. А.</i> Возведение геодезических куполов из древесины и пластика .....	262
<i>Баранчук М. Ю., Ворона-Сливинская Л. Г.</i> К вопросу реставрации памятников деревянного зодчества .....	269
<i>Коновалов М. А., Гравит М. В., Шабунина Д. Е., Щукин А. Ю.</i> Анализ эффективности замены железобетонных конструкций на деревянные в многоэтажном офисном здании в г. Санкт-Петербург .....	278
<i>Дмитриенко Н. И.</i> Учет сейсмической опасности при техническом обследовании объектов деревянного домостроения .....	290

Научное издание

## **ИННОВАЦИИ В ДЕРЕВЯННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Материалы 11-й Международной  
научно-практической конференции  
22–23 апреля 2021 года

Компьютерная верстка *М. В. Смирновой*

Подписано к печати 03.06.2021. Формат 60×84  $\frac{1}{16}$ . Бум. офсетная.

Усл. печ. л. 17,38. Тираж 300 экз. Заказ 57. «С» 28.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.  
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.

Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А.

ДЛЯ ЗАПИСЕЙ