

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 694.143

DOI: 10.22227/1997-0935.2025.9.1313-1329

Численное исследование напряженно-деформированного состояния жесткого конькового узла деревянных конструкций с клееными шайбами

Филипп Сергеевич Школяр, Максим Олегович Стародубцев,
Михаил Александрович Сафошкин, Андрей Александрович Астахов
*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ);
г. Санкт-Петербург, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Чтобы придать большую жесткость деревянному пространственному каркасу здания, воспринимающему горизонтальные нагрузки от ветра, необходимо ввести в расчетную схему жесткие узлы. Недостаточность нормативной базы по расчету узлов с клееными соединениями приводит к разобщенности методик расчета, используемых инженерами-проектировщиками. Предложена методика конструирования и расчета конькового узла деревянных конструкций с клееными шайбами.

Материалы и методы. Выполнены инженерный расчет конькового узла и его элементов, моделирование и расчет рассматриваемого соединения, а также анализ возможности его применения на примере существующего здания, рассчитанного в ПК SCAD.

Результаты. Разработано конструктивное решение жесткого узла нового типа на основании применения клеиваемых в древесину стальных шайб. Проведены численно-теоретический анализ каждого элемента соединения на усилия, передаваемые соседними конструкциями; оценка численного порядка воспринимаемого предлагаемой конструкцией изгибающего момента. Несущая способность предлагаемого решения исключает податливость и повышает прочность всего соединения.

Выводы. Предлагаемый узел имеет меньший вес по сравнению с аналогичными на клеенных стержнях. Новая конструкция узла поможет проектировщикам расширить вариативность методов конструирования узлов, предложенных в нормативной базе, а также использовать новую конструкцию соединений взамен типовых решений. Рассматриваемый метод расчета узлового соединения способен улучшить надежность, повысить экономическую эффективность всей конструкции в целом. Возможность применения предлагаемого узла подтверждена методами численного моделирования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: стропильная конструкция, узловые соединения, жесткий узел, клеенные шайбы, несущая способность, деревянные конструкции, жесткий стык

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Школяр Ф.С., Стародубцев М.О., Сафошкин М.А., Астахов А.А. Численное исследование напряженно-деформированного состояния жесткого конькового узла деревянных конструкций с клееными шайбами // Вестник МГСУ. 2025. Т. 20. Вып. 9. С. 1313–1329. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.9.1313-1329

Автор, ответственный за переписку: Филипп Сергеевич Школяр, shkolyar.fs@gmail.com.

Numerical study of the stress-strain state of a rigid ridge assembly of wooden structures with glued washers

Filipp S. Shkoliar, Maxim O. Starodubcev, Mikhail A. Safoshkin, Andrey A. Astahov
Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU); St. Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. In order to give geometric immutability to load-bearing structures that accept horizontal loads from the wind, it is necessary to introduce rigid nodes into the design scheme. The insufficiency of the regulatory framework for calculating nodes with glued joints leads to a separation of calculations from company to company. This paper proposes a method for designing and calculating a ridge assembly of wooden structures with glued washers.

Materials and methods. Engineering calculation of the ridge node and its elements, modelling and calculation of the considered connection, as well as analysis of the possibility of its application on the example of an existing building, calculated in the SCAD software.

Results. A constructive solution for a new type of rigid assembly was developed based on the use of steel washers glued into wood. A numerical and theoretical analysis of each element of the joint for the forces transmitted by neighboring structures is carried out. Estimation of the numerical order of the bending moment perceived by the proposed design. The bearing capacity of the proposed solution eliminates ductility and increases the strength of the entire joint.

Conclusions. The proposed assembly is lighter than its counterpart on glued rods, and the lack of a regulatory framework for such structures forces designers to make standard decisions. The proposed method for calculating the nodal connection can improve reliability, as well as increase the economic efficiency of the entire structure. The possibility of using the proposed node has been confirmed by numerical modelling methods.

KEYWORDS: rafter structure, nodal joints, rigid assembly, glued washers, load-bearing capacity, wooden structures, rigid joint

FOR CITATION: Shkoliar F.S., Starodubcev M.O., Safoshkin M.A., Astahov A.A. Numerical study of the stress-strain state of a rigid ridge assembly of wooden structures with glued washers. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2025; 20(9):1313-1329. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.9.1313-1329 (rus.).

Corresponding author: Filipp S. Shkoliar, shkoliar.fs@gmail.com.

ВВЕДЕНИЕ

Широкое внедрение древесины в строительстве обусловлено ее экологичностью, экономичностью и эстетической привлекательностью [1]. Древесина — это устойчивый, визуально привлекательный материал, который уже много лет применяется в строительных конструкциях будучи самым распространенным возобновляемым строительным ресурсом, предоставленным природой.

Использование деревянных конструкций по сравнению с железобетонными дает возможность сократить расход стали, а также способствует снижению веса здания или сооружения, что позволяет уменьшить расходы на транспортировку необходимых материалов на строительную площадку, что актуально в таких регионах, как Сибирь и Дальний Восток^{1,2}.

Узлы и соединения деревянных конструкций оказывают воздействие на работу всей конструкции, ее характеристики, надежность и экономичность. М.С. Золотов, Г.Н. Зубарев, Ю.М. Иванов, Л.М. Ковальчук, А.В. Калугин в своих исследованиях [2–7] описывают опыт применения стальных элементов в узлах и соединениях деревянных конструкций и выделяют деформационные характеристики как наиболее важный показатель, влияющий на жесткость и эксплуатационную надежность зданий и сооружений.

Ф.С. Школяр, А.С. Никитин и А.И. Зацепина в статье [8] приводят результаты испытаний образцов клееной древесины с вклеенным в каждый образец арматурным стержнем периодического профиля. Для испытуемых образцов получены значения полных деформаций для каждой ступени нагружения и вычислены значения сопротивления древесины и податливости для каждого образца.

¹ Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных, пластмассовых конструкций в строительстве и на транспорте : мат. III Междунар. науч.-техн. конф. Самара, 2005.

² Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс : мат. 12 Междунар. симпозиума. Одесса, 2007.

В России деревянные конструкции распространены в области частного строительства, однако большая часть таких конструкций не рассчитывается, а возводится по опыту уже построенных зданий, нормативная база также требует обновления для повышения эффективности подобных конструкций. Особенное внимание следует уделять узловым соединениям как наиболее ответственным элементам конструкции.

Стоит отметить, что разрушение деревянных конструкций происходило в результате недостаточной сдвиговой прочности строительной конструкции, выполненной из клееной древесины. Г.Н. Зубарев и С.Б. Турковский [9–11] занимались изучением новых соединений деревянных конструкций с применением вклеенных стержней, установленных под углом 30–45° к направлению волокон, что позволило повысить сдвиговую прочность соединений деревянных конструкций.

Вопрос устройства жестких узлов соединения деревянных конструкций рассматривают как российские, так и зарубежные ученые.

T. Shchelokova в своей работе [12] отмечает, что в армированных деревянных балках деформации на 15–20 % меньше, чем в неармированных деревянных ригелях. Также автор указывает на значительное влияние пороков древесины на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции.

R. Jockwer, D. Caprio и A. Jorissen [13] исследуют взаимосвязь расстояния между крепежными элементами и значениями деформаций деревянных конструкций.

В статье [14] представлены наиболее важные геометрические параметры узловых соединений деревянных балок. К таким параметрам авторы отнесли высоту и ширину балки, относительную высоту соединения, ширину и высоту соединения.

Рассматривается армирование клееных балок в растянутой зоне гладкими и ребристыми стержнями [15]. Такие конструкции имеют большую прочность (на 20 %) по сравнению с неармированными деревянными конструкциями.

В работе [16] исследуется взаимосвязь структуры годовых колец древесины как на локальное по-

ведение материала, так и на глобальную прочность при сжатии перпендикулярно волокнам.

М. Steilner и Н. J. Blaß [17] отмечают, что момент текучести крепежа является одним из важнейших параметров в соединениях деревянных конструкций, выполненных с помощью металлических элементов соединений.

С. Franke, N. Magnière [18] рассматривают преимущества модели, описанной в Eurocode 5 по сравнению с SIA 265, однако подчеркивают, что данная модель оптимизирована только для хвойных пород древесины.

М. Schweigler, Т. K. Bader, G. Hochreiner, R. Lemaitre [19] анализируют соединения деревянных конструкций на стальных стержнях. Авторы описывают многоэтапный подход к параметризации нелинейного и неоднородного поведения подобных узлов.

Н. J. Blaß, F. Colling [20] приводят испытания, согласно результатам которых можно сделать вывод о завышении несущей способности узловых соединений деревянных конструкций по методике DIN 1052:1988. Расхождение составляет порядка 10–25 %.

С. Franke и N. Magnière [21] указывают на значительные расхождения результатов оценки прочности древесины по американским, европейским и международным стандартам.

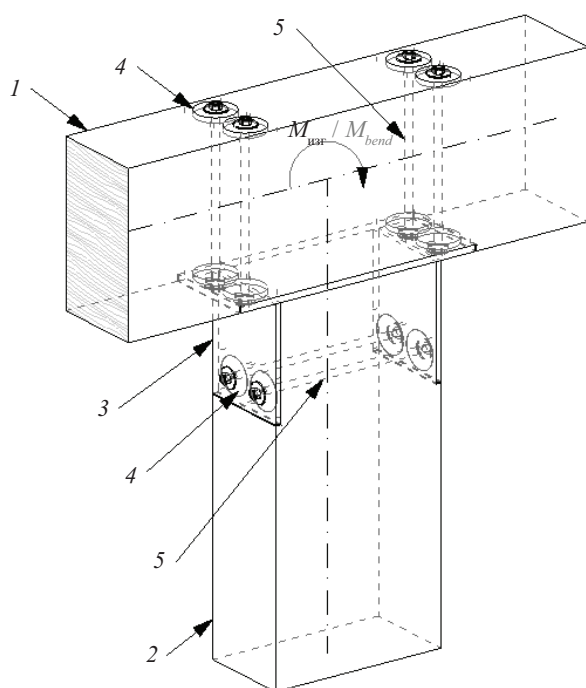


Рис. 1. Общий вид жесткого узла с применением клеенных шайб: 1 — несущая балка конькового прогона; 2 — стойка; 3 — металлическая деталь сопряжения; 4 — клеиваемые шайбы; 5 — конструктивные стяжные шпильки

Fig. 1. General view of a rigid assembly using glued washers: 1 — bearing girder of a ridge girder; 2 — rack; 3 — metal coupling part; 4 — washers to be glued; 5 — structural tie pins

Таким образом, проанализировав отечественную и зарубежную литературу, посвященную использованию в узловых соединениях деревянных конструкций металлических изделий, можно сделать вывод о том, что данная тема является актуальной. Недостаточность нормативной базы по расчету подобных узлов приводит к разобщенности расчетов от компании к компании.

В настоящей статье предложена методика конструирования и расчета конькового узла деревянных конструкций с клееными шайбами.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Применяются теоретические методы исследования, а также методы численного моделирования. Цель исследования — предложить конструкцию узлового соединения на клеенных шайбах, а также метод расчета предлагаемого узла; провести анализ возможности применения предлагаемого решения на практике.

Для достижения поставленной цели решался ряд задач:

- 1) установить общую конструкцию и составляющие элементы узлового соединения;
- 2) выполнить расчеты несущей способности составляющих элементов узла;
- 3) рассчитать общую несущую способность предлагаемого узла;
- 4) произвести анализ возможности применения узла на клеенных шайбах на практике.

1. Общий вид и исходные условия для разработки конструкции жесткого узла

Общий вид рассматриваемой конструкции жесткого соединения несущих элементов стропильной системы представлен на рис. 1. Подробная расчетная схема показана на рис. 2, а ее расчет представлен далее.

Так как рассматриваемый узел должен считаться жестким, помимо отсутствия неупругих деформаций при малых усилиях, все составляющие его элементы необходимо рассчитать на усилия от изгибающих моментов в стыкуемых элементах. Особенно важно восприятие растягивающей составляющей пары сил, полученной от разложения изгибающего момента на компоненты.

В стойке оптимальное расположение стальных клеиваемых шайб находится в области, соответствующей направлению передачи растягивающих нагрузок строго вдоль волокон древесины на расстоянии, максимально удаленном от сжимающей составляющей приложенного момента. Это связано с тем, что древесина обладает наибольшей прочностью при воздействии местных нагрузок на сжатие и раскалывание вдоль волокон.

Проведем численно-теоретическое обоснование допустимых нагрузок, рассматривая каждый элемент по отдельности. Важной особенностью

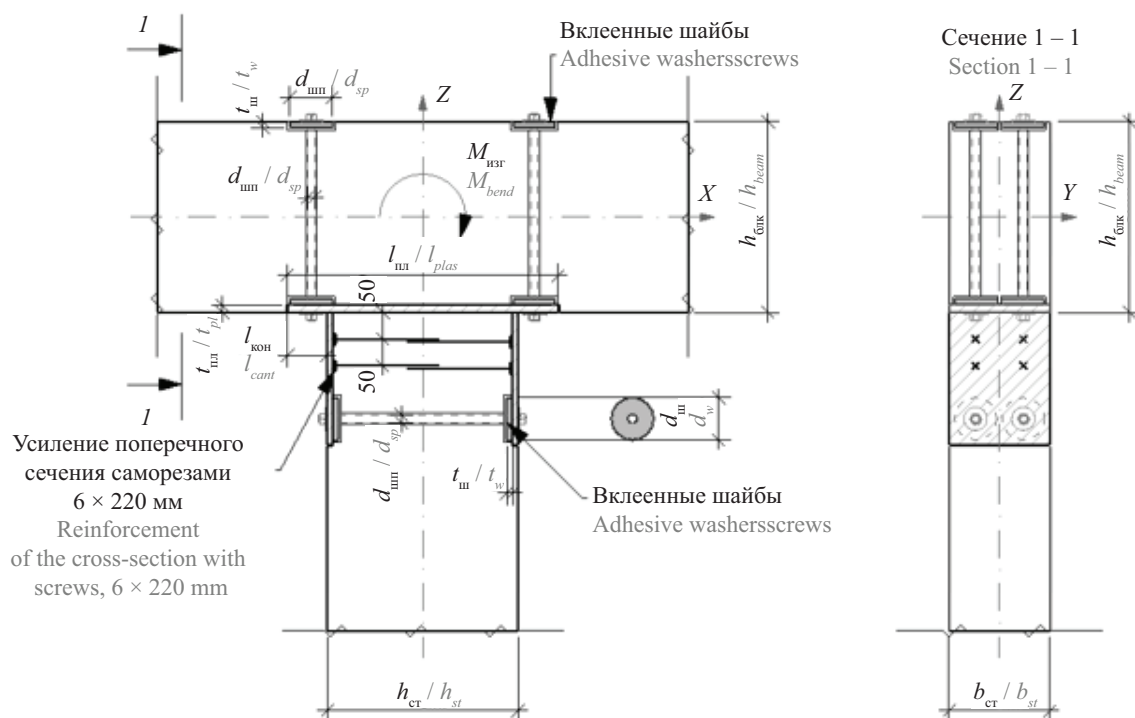


Рис. 2. Конструктивные элементы жесткого узлового соединения

Fig. 2. Structural elements of a rigid nodal connection

данного расчета является его обратный порядок, который предполагает оценку усилий, воспринимаемых соединением, и выбор равнопрочных составляющих.

Конструкция узлового соединения предусматривает возможность сборки готовых стыкуемых элементов непосредственно на строительной площадке с помощью индивидуальной металлической детали. В балке и стойке должны быть установлены стальные шайбы, которые предварительно вклеиваются в заводских условиях. Наличие этих шайб необходимо для устранения податливости соединения в целом. В стойке шайбы выполняют функцию, предотвращающую раскалывание и смятие древесины, действуя вдоль волокон, а в балке — для равномерного распределения усилий, возникающих при местном смятии древесины под шайбами поперек волокон.

В этом случае стяжные шпильки подобно традиционным нагелям не участвуют в процессе работы и не контактируют с древесиной благодаря увеличенным сквозным отверстиям. Такие условия позволяют шпилькам действовать непосредственно на чистом срезе между металлом индивидуальной детали и вклеенными стальными шайбами, что существенно повышает прочность конструкции.

2. Расчет опорных шайб в верхней плоскости балки

Чтобы уменьшить общую податливость соединения между балкой и колонной введем вклеенные шайбы, располагая их попарно в верхней и ниж-

ней плоскостях балки. Для дальнейшего расчета на смятие древесины под шайбами, возникающего при передаче усилий через вертикальные стяжные шпильки, определим площадь контакта шайб с древесиной, при этом не учитывая работу самого клевого соединения по боковым кромкам шайб:

$$S_{ш} = \pi \cdot r_{ш}^2 - \pi \cdot r_{отв}^2; \quad (1)$$

$$S_{ш} = 3,14 \cdot 4^2 - 3,14 \cdot 0,9^2 = 50,24 - 2,54 = 47,70 \text{ см}^2.$$

Расчетную несущую способность древесины, работающую на смятие под шайбами, найдем по формуле:

$$T = R_{см90} \cdot F_{см}. \quad (2)$$

Местное расчетное сопротивление древесины смятию при угле смятия 90° поперек волокон в соединениях под шайбами определим по формуле:

$$R_{см90} = R_{см90}^A \cdot m_{дл} \cdot \Pi m_i; \quad (3)$$

$R_{см90}^A = 6,0 \cdot 0,8 \cdot 1,15 = 5,52 \text{ МПа} = 56,27 \text{ кгс/см}^2$, где $R_{см90}^A = 6,0 \text{ МПа}$ — расчетное местное сопротивление под шайбами при углах смятия от 90° до 60° для древесины 2-го сорта, определяемое по табл. 3³; $m_{дл} = 0,8$ — коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки Д (совместное действие постоянное, снеговой и ветровой нагрузок), определяется по табл. 4³;

³ СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М. : Стандартформ, 2017. 90 с.

П $m_i = 1,15$ — произведение коэффициентов условий работы, устанавливается по пункту 6.9³.

Тогда несущая способность опорной шайбы в балке по смятию древесины поперек волокон равна:

$$T_{шб,верх} = 2 \cdot 56,27 \cdot 47,7 = 5368,2 \text{ кгс.} \quad (4)$$

3. Расчет стяжных шпилек и опорной стальной пластины балки

Вертикальные стяжные шпильки в соединениях работают на чистое растяжение. Хотя можно использовать шпильки с полной резьбой, для высоконагруженных конструкций рекомендуется применять более надежные индивидуальные шпильки, изготовленные из гладкой арматуры и обработанные на станке.

С точки зрения экономической выгоды примем первый вариант. Несущую способность пары шпилек на растяжение с учетом коэффициентов условий работы рассчитаем по формуле:

$$N_p = 2 \cdot F_a \cdot R_{bt} \cdot m_o \cdot m_{анк} \cdot m_n, \quad (5)$$

где F_a — минимальная площадь гладкой части шпильки без учета резьбы; $m_o = 0,8$ — коэффициент, учитывающий концентрацию напряжений в зоне резьбы; $m_{анк} = 1,0$ — коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух растянутых элементов; $m_n = 1,2$ — коэффициент, учитывающий наличие кратковременной ветровой нагрузки.

С целью унификации компонентов узлового соединения примем усиленную резьбовую шпильку с наиболее распространенным классом прочности 5,8 (в дальнейшем возможно увеличение, либо замена самого класса прочности) диаметром $d_{шп} = 16$ мм по DIN 975. Для принятого класса прочности расчетное сопротивление шпильки растяжению $R_{bt} = 2000$ кгс/см². Тогда несущая способность растянутых вертикальных стяжных шпилек равна:

$$T_{шп,верх} = N_p = 2 \cdot 1,57 \cdot 2000 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \times 1,2 = 6028,8 \text{ кгс.} \quad (6)$$

Вертикальная стяжная шпилька соединяется с опорной пластиной в своей нижней части. Пластина является конечным элементом, передающим и растягивающим усилия от балки к стойке и сжимающим усилия, возникающие при разложении изгибающего момента, но уже с противоположной стороны.

Также в соединении присутствует дополнительная, выполняющая скорее конструктивную функцию, вклеенная в нижнюю плоскость балки шайба. Эта шайба может включиться в работу по смятию древесины поперек волокон от сжатия с другой стороны, а также придает соединению монолитность.

Сжимающие усилия распределяются по площадке контакта двух деревянных элементов. Наибольшую опасность представляет выгиб опорной пластины вверх. Поэтому зададимся целью проверить консольный вылет опорной части пластины из прокатной стали С245 по сортаменту.

С учетом конструктивных требований по размещению и величине отверстий в металлических

элементах определим величину консольного вылета пластины. Диаметр отверстия $d_{отв}$ для шпильки М16 примем на 1 мм шире самого элемента. Минимальное расстояние от центра болта до края элемента в соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 МПа в направлении поперек передаче усилия при обрезных кромках принимается не менее $1,5d_{отв}$. Общую длину консоли с целью возможности конструктивной выборки гнезд под шайбы, а также для сохранения возможности удобного размещения фиксирующих гаек при монтаже определим как:

$$l_{пл} = h_{ст} + 2 \cdot (1,5 \cdot d_{отв}); \quad (7)$$

$$l_{пл} = 360 + 2 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 17) = 462 \text{ мм.}$$

С учетом округления примем пластину габаритами 190×10 мм. Толщину опорной пластины зададим равной $t_{пл} = 16$ мм с возможностью последующей корректировки в зависимости от несущей способности других элементов в составе узла.

Тогда полный консольный вылет пластины составит:

$$l_{кон} = (l_{пл} - h_{ст})/2; \quad (8)$$

$$l_{кон} = \frac{510 - 360}{2} = 75 \text{ мм} = 7,5 \text{ см.}$$

Расчетное сопротивление изгибу для стали марки С245 $R_{ст} = 245$ МПа = 2450 кгс/см².

Так как расстояние между шпильками достаточно мало, а также с учетом принятого минимально допустимого вылета пластины по длине за сечение стойки примем распределение растягивающего усилия $q_{рас}$ через гайки равномерным по всей площади защемленного элемента.

Определив максимально допустимое нормальное напряжение в элементе $\sigma_{ст}$, найдем предельно допустимую нагрузку на консольную часть пластины для восприятия усилий растяжения от действия изгибающего момента $\sigma_{ст}$ по формуле:

$$\sigma_{ст} \leq R_{ст} = 2450 \text{ кгс/см}^2. \quad (9)$$

Для расчета приняты единицы измерения напряжения на см². Выделим консольный элемент пластины шириной 1 см, тогда:

$$\sigma_{ст} = \frac{M_{max}}{W} = R_{ст}. \quad (10)$$

Найдем максимально допустимый изгибающий момент в пластине M_{max} :

$$M_{max} = \frac{q_{рас} \cdot (l_{кон})^2}{2}. \quad (11)$$

Максимально допустимое расчетное значение распределенной нагрузки вычислим следующим образом:

$$q_{рас} = \frac{N_{max}}{S_{оп}} = \frac{N_{max}}{l_{кон} \cdot b}. \quad (12)$$

Подставляя в формулу (10) для определения нормального напряжения полученные величины, имеем:

$$\sigma_{ст} \leq R_{ст} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{q_{рас} \cdot (l_{кон})^2}{2} \cdot \frac{6}{bh^2} = \frac{N_{max} \cdot (l_{кон})^2}{l_{кон} \cdot b \cdot 2} \cdot \frac{6}{bh^2}. \quad (13)$$

Преобразуя уравнение, найдем максимальное усилие растяжения N_{max} :

$$\frac{1}{N_{max}} = \frac{(l_{кон})^2}{l_{кон} \cdot b \cdot 2} \cdot \frac{6}{bh^2} \cdot \frac{1}{R_{ст}}; \quad (14)$$

$$N_{max} = \frac{l_{кон} \cdot b \cdot 2}{(l_{кон})^2} \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot R_{ст}; \quad (15)$$

$$T_{пл} = N_{max} = \frac{6 \cdot 19 \cdot 2}{(7,5)^2} \cdot \frac{1 \cdot (1,6)^2}{6} \cdot 2450 = 5817,5 \text{ кгс}. \quad (16)$$

Из расчета видно, что третий принятый конструктивный элемент в узле не уступает по своей несущей способности предыдущим. Принятое сечение пластины $t_{пл} = 16$ мм.

4. Расчет на прочность сварных швов крепления вертикальных пластин к опорной

Производство металлической детали предполагается в полностью заводских условиях. Заводские сварные соединения должны выполняться полуавтоматической сваркой⁴ в углекислом газе сварочной проволокой Св-08Г2С диаметром не менее 1,4 мм.

Несмотря на то, что проверка сварного шва вызывает наименьшие опасения по величине расчетного сопротивления, определим несущую способность шва по формуле:

$$\frac{c}{b} \leq 0,25 \rightarrow (N_{max} + 0,5M/d) \times \frac{(1,06 + 0,014D/t) \sin \alpha}{\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2d/\sin \alpha)} \leq 1. \quad (17)$$

В местах контакта с опорной пластиной вертикальные пластины испытывают вырывание под прямым углом, а также не испытывают действие изгибающего момента. Следовательно, формула (17) принимает следующий вид:

$$N_{max} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2d)}{(1,06 + 0,014D/t)}, \quad (18)$$

где β_f — коэффициент, зависящий от положения сварного шва, толщины свариваемых элементов и вида сварки, принимается по табл. 39⁵;

$$\beta_f = 0,9;$$

k_f — катет сварного шва, $k_f = 6$ мм; R_{wf} — расчетное сопротивление металла шва для электрода Э50А, принимается по приложению Г (табл. Г.2)⁵:

$$R_{wf} = \frac{R_{wf}}{\gamma_n}; \quad (19)$$

$R_{wf} = 215/1 = 215$ МПа = 2191,7 кгс/см²; d — длина участка примыкания вертикальной пластины; t — толщина свариваемых деталей, $t = 10$ мм.

Найдем максимальное усилие в сварном шве на вырывание вертикальной пластины:

$$N_{max} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2d)}{(1,06 + 0,014D/t)}; \quad (20)$$

$$T_{св} = N_{max} = \frac{0,9 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 2191,7 \cdot (2 \cdot 19)}{(1,06 + 0,014D/1)} = 38\,104,5 \text{ кгс}. \quad (21)$$

5. Расчет болтового соединения при передаче усилия на вклеенные шайбы в стойке

В месте передачи усилий от действия изгибающего момента за счет прямого контакта только между металлической деталью балки и вклеенными в стойку шайбами устанавливаются горизонтальные стяжные шпильки, которые рассчитываются как болтовое соединение, при этом требуется выполнить следующие прочностные проверки:

1. Проверка болтового соединения на срез.
2. Расчет несущей способности металла на смятие.

Шпильки не будут испытывать напряжение изгиба от смятия древесины, работая в условиях односрезного соединения двух металлических пластин до тех пор, пока не исчерпается запас прочности самих вклеенных шайб по смятию древесины.

Схема работы болтового соединения показана на рис. 3.

Для унификации вклеенных шайб примем диаметр стяжного болта таким же, как и для вертикальной балочной шпильки. В ответственных конструкциях следует по возможности избегать применения покупных шпилек, используя более надежные токарные шпильки из гладкой арматуры класса А240 с подготовленной по обоим концам резьбой для фиксации гайкой.

⁴ ГОСТ 14771–76. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры. М. : Стандартформ, 2007. 38 с.

⁵ СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23–81. М. : Стандартформ, 2017. 151 с.

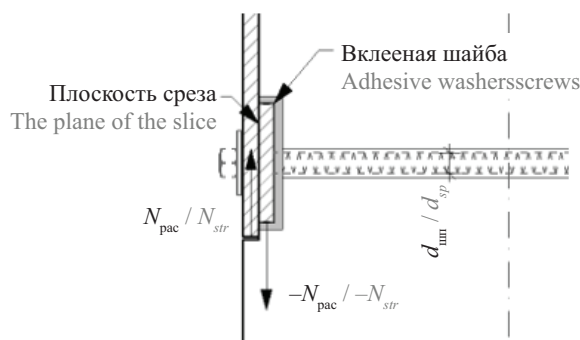


Рис. 3. Схема работы болтового соединения на чистый срез

Fig. 3. The scheme of operation of the bolted connection for a clean cut

Рассчитаем несущую способность горизонтальных шпилек на срез:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c, \quad (22)$$

где N_{bs} — несущая способность одного болта на срез; R_{bs} — расчетное сопротивление болта на срез; A_b — площадь сечения шпильки брутто (принимается согласно DIN 975); n_s — число срезов для одного болта. В данном случае число срезов $n_s = 1$; γ_b — коэффициент условия работы болтового соединения, принимаемый согласно табл. 41³; γ_c — коэффициент условия работы, принимаемый согласно табл. 1³.

Определим несущую способность горизонтальных шпилек на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c, \quad (23)$$

где N_{bp} — несущая способность одного болта на смятие; R_{bp} — расчетное сопротивление одного болта на смятие; d_b — наружный диаметр стрежня болта по резьбе; Σt — наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении. Так как в рассматриваемом соединении участвует вертикальная пластина с $t_{пл} = 10$ мм, а принятая толщина клеиваемых шайб также равна 10 мм, значение $\Sigma t = 1$ см.

Класс прочности горизонтальных шпилек принимаем 5,8 диаметром 16 мм, аналогично ранее принятым вертикальным. Найдем предел прочности на срез по формуле (22). Размер отверстия принимаем на 1 мм больше наружного диаметра шпильки для класса точности изготовления В. Тогда:

$$N_{bs} = 2140 \cdot 1,57 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 3359,8 \text{ кгс.}$$

Найдем предел прочности болтового соединения по смятию по формуле (23):

$$N_{bp} = 4750 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 7600,0 \text{ кгс.}$$

Максимальное расчетное усилие определяется по наименьшему значению после проведения проверочного расчета. В данном случае имеем:

$$T_{бол} = N_2 = \min(N_{bs}; N_{bp}) \cdot n = 3359,8 \cdot 2 = 6719,6 \text{ кгс.} \quad (24)$$

На этапе подбора стяжных горизонтальных шпилек принцип равнопрочности узла сохраняется с появлением небольшого запаса.

6. Расчет несущей способности клеенных шайб

Действующие нормативные документы не предъявляют требований по оценке несущей способности клеенных шайб. Клеенные на эпоксидный клей в гнездо шайбы образуют монолитное соединение с деревом, работая в первую очередь на смятие древесины вдоль волокон. Также в работу всего соединения включается клеевой шов, надежно фиксирующий шайбу по плоскости контакта с деревом.

Поскольку в жестких узлах отсутствует податливость от начальных деформаций древесины, стоит рассматривать общую несущую способность всего соединения путем сложения сопротивлений как клеевой композиции, так и работы дерева под нагрузкой от шайб.

Хотя действующие нормы по проектированию жестких узлов на основе клеенных стержней ограничивают применение арматуры гладкого профиля, официальных рекомендаций по технологии использования клеенных шайб пока не разработано.

Схема работы клеенных шайб в соединении показана на рис. 4.

Самый опасный вид хрупкого разрушения древесины, который определяет весь дальнейший расчет, это ее скалывание вдоль волокон, поэтому для начала определим несущую способность соединения на скалывание. Аналогично предыдущим расчетам габариты клеенных шайб установим конструктивно из условий возможности размещения шайб максимального размера и, следовательно, включения в работу полного сечения древесины по смятию и скалыванию вдоль волокон.

Предельно допустимую нагрузку для клеенной шайбы, работающей на скалывание древесины вдоль волокон, найдем по формуле:

$$T_{ск} = R_{ск}^{cp} \cdot F_{ск}, \quad (25)$$

где $R_{ск}^{cp}$ — среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон, согласно пункту 8.3¹, определяется по формуле (26); $F_{ск}$ — расчетная площадь площадки скалывания. В нашем случае увеличением отверстия для свободного вложения шайбы в гнездо пренебрежем, определим ширину площадки как диаметр шайбы.

Найдем расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон $R_{ск}^{cp}$ по формуле:

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot l_{ск} / e}, \quad (26)$$

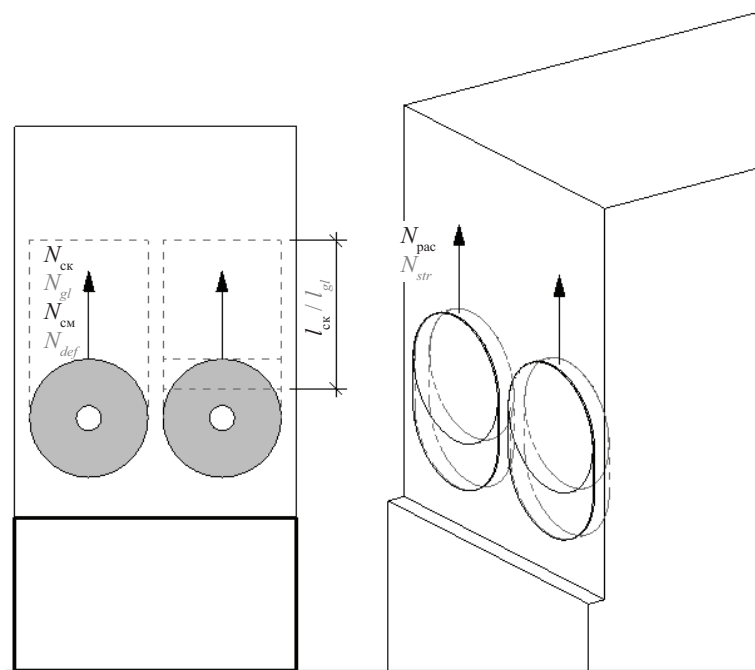


Рис. 4. Схема клеенных стальных шайб в древесине

Fig. 4. The scheme of glued steel washers in wood

где $R_{ск}$ — расчетное местное сопротивление скалыванию вдоль волокон в соединениях для максимального напряжения, определяемое по формуле:

$$R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot \prod m_i = 3,2 \cdot 0,8 \cdot 1 = 2,56 \text{ МПа}; \quad (27)$$

β — коэффициент, принимаемый в зависимости от типа нагружения конструкции. Принимаем $\beta = 0,25$.

При этом для безопасной эксплуатации конструкции нормы проектирования регламентируют величину отношения $\frac{l_{ск}}{e} > 3,0$.

Требование $\frac{l_{ск}}{e} > 3,0$ не выполняется из-за крайне малой величины заглубления клеенных шайб в древесину. Стяжные горизонтальные болты, стягивающие каждую пару шайб по обе стороны стойки между собой, не оказывают влияния на работу самой древесины. Для выполнения требования СП проведем усиление поперечного сечения стойки вводом дополнительных конструктивных саморезов 6×220 мм в количестве 4 шт. с каждой стороны.

Тогда уравнение (26) примет вид:

$$R_{ск}^c = \frac{2,56}{1 + 0,25 \cdot 0,57} = 2,24 \text{ МПа} = 22,9 \text{ кгс/см}^2.$$

Примем длину $l_{ск}$ не более 10-кратного заглубления в древесину шайб и определим расчетную площадь площадки скалывания:

$$F_{ск} = l_{ск} \cdot d_{ш} = 10 \cdot 8 = 80 \text{ см}^2. \quad (28)$$

Предельно допустимое усилие скалывания древесины вдоль волокон по формуле (25) для одной шайбы составит:

$$T_{ск} = 22,9 \cdot 80 = 1826,4 \text{ кгс.}$$

Для окончательного определения сопротивления древесины, которая стремится превратить свое изначально круглое углубление в продолговатый овал, как это показано на рис. 4, рассчитаем предельно допустимую нагрузку по смятию древесины вдоль волокон со стороны торца шайбы. Вычисленное значение необходимо сравнить с результатами расчета по скалыванию. Итоговое значение принимается по наименьшему из них.

Клеенная шайба работает на скалывание древесины вдоль волокон, определим предельно допустимую нагрузку:

$$T_{см} = R_{см} \cdot F_{см}, \quad (29)$$

где $R_{см}$ — расчетное сопротивление древесины смятию вдоль волокон.

Примем значение $R_{см}^A$ по табл. 3, а с учетом введения требуемых коэффициентов:

$$\begin{aligned} R_{см} &= R_{см}^A \cdot m_{дл} \cdot \prod m_i = 22,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = \\ &= 18,0 \text{ МПа} = 183,5 \text{ кгс/см}^2. \end{aligned} \quad (30)$$

Расчетная площадь участка смятия древесины вдоль волокон будет равна произведению половины длины окружности шайбы на ее толщину:

$$F_{см} = \frac{2\pi R}{2} t_{ш} = 12,56 \cdot 1 = 12,56 \text{ см}^2. \quad (31)$$

Тогда, согласно формуле (29), предельно допустимое усилие смятия древесины вдоль волокон для одной шайбы составит:

$$T_{см} = 183,5 \cdot 12,56 = 2304,8 \text{ кгс.} \quad (32)$$

Итоговое сопротивление древесины в соединении определим как:

$$T_{дер} = \min(T_{см}; T_{ск}) = 1826,4 \text{ кгс.} \quad (33)$$

Теперь необходимо рассчитать вклад клееного соединения с древесиной в работу шайб.

Предельно допустимую нагрузку для клееной шайбы, работающей на скалывание древесины по клеевому шву вдоль волокон, установим аналогично расчету несущей способности самой древесины:

$$T_{ск,кл} = R_{ск,кл}^{cp} \cdot F_{ск,кл}, \quad (34)$$

где $R_{ск,кл}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон в клеевых соединениях, определяемое как:

$$R_{ск,кл} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot \prod m_i = 3,2 \cdot 0,8 \cdot 1 = 2,56 \text{ МПа} = 26,1 \text{ кгс/см}^2; \quad (35)$$

$F_{ск}$ — расчетная площадь площадки скалывания, равная площади шайбы.

Определим площадь шайб $d80$ с исключением отверстия под стяжной болт:

$$S_{ш} = \pi \cdot r_{ш}^2 - \pi \cdot r_{отв}^2; \quad (36)$$

$$S_{ш} = 3,14 \cdot 4^2 - 3,14 \cdot 0,9^2 = 50,24 - 2,54 = 47,7 \text{ см}^2.$$

Тогда для одной шайбы предельно допустимое усилие скалывания по клеевому шву будет равно:

$$T_{ск,кл} = 26,1 \cdot 47,70 = 1273,6 \text{ кгс.} \quad (37)$$

Общая несущая способность клееной шайбы с учетом включения в работу эпоксидного клея:

$$T_{шб} = T_{дер} + T_{ск,кл} = 1826,4 + 1273,6 = 3100,0 \text{ кгс.} \quad (38)$$

Общая несущая способность пары шайб, воспринимающих растягивающую составляющую усилия при разложении изгибающего момента, определим с дополнительным коэффициентом, равным 0,9, учитывающим их совместную работу в соединении:

$$T_{шб,общ} = T_{шб} \cdot \delta \cdot n = 3100 \cdot 0,9 \cdot 2 = 5580,0 \text{ кгс.} \quad (39)$$

7. Расчет общей несущей способности узла

По проведенным расчетам узловых элементов получены значения предельно допустимых нагрузок для каждого из них. Несущая способность всего соединения определяется по наименьшему из значений расчетных нагрузок составляющих его элементов.

Тогда общая несущая способность узла $T_{соед}$ на способность восприятия изгибающего момента:

$$T_{соед} = \min(T_{шб,верх}; T_{шп,верх}; T_{пл}; T_{бол}; T_{шб,общ}); \quad (40)$$

$$T_{соед} = \min(5368,2; 6028,8; 5817,5; 6719,6; 5580,0) \text{ кгс} = 5580,0 \text{ кгс.} \quad (41)$$

Подобранные конструктивные элементы узлового соединения обеспечивают равнопрочное соединение с эффективным использованием каждой его составляющей.

8. Расчет конечной несущей способности узла на действие изгибающего момента

После полученных результатов расчета несущей способности рассматриваемого узлового соединения на действие растягивающей составляющей изгибающего момента определим расчетное значение максимально допустимого изгибающего момента. Это необходимо для определения возможности применения принятого решения как типового для конструкций стропильных элементов.

После установления максимального изгибающего момента M_{max} проверим изначально принятые сечения для клееной стойки и стыкуемой над ней балки.

Определим возникающие в узле усилия растяжения и сжатия. Для этого разложим изгибающий момент на пару нормальных сил. Необходимо также рассчитать максимальные плечи сил сжатия e и растяжения t .

Согласно результатам, полученным в п. 6, вычислим максимально допустимое значение растягивающих усилий, после чего определим соответствующий ему изгибающий момент:

$$N_{рас} \leq T_{соед}. \quad (42)$$

Дополнительные коэффициенты действующих нормами не предусмотрены, но для более надежной работы конструкции введем коэффициент использования несущей способности $\vartheta = 0,9$, который повсеместно используется в реальной практике расчета конструкций. Тогда:

$$N_{рас} \leq T_{соед} \cdot \vartheta; \quad (43)$$

$$N_{рас\max} = 5580,0 \cdot 0,9 = 5022 \text{ кг} \sim 5000 \text{ кг.}$$

Вычислим допустимый изгибающий момент по полученному $N_{рас} = 5000 \text{ кг}$. Помимо изгибающих моментов узел также передает вертикальную составляющую нагрузки $N_{вер}$, однако она оказывает положительное влияние на работу жесткого соединения: центр тяжести эпюры нормальных напряжений сместится в большую сторону, усилие сжатия $N_{сж}$ станет преобладающим, частично сняв нагрузку с растянутой зоны. Наиболее опасным сочетанием будет вариант, при котором на стойку передается минимальное усилие сжатия и максимальный изгибающий момент.

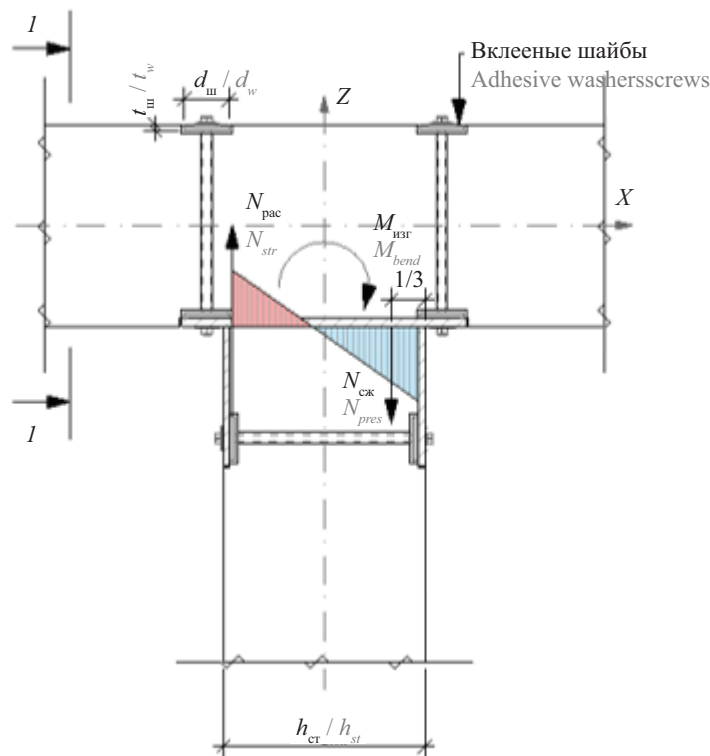


Рис. 5. Схема разложения усилий изгибающего момента

Fig. 5. Scheme of decomposition of bending moment forces

Порядок проведения разложения изгибающего момента представлен на рис. 5.

Так как принято, что вертикальная сила $N_{вер}$ отсутствует, максимальное напряжение равнозначно $\sigma_{с, \max} = \sigma_{рас, \max}$, а центр тяжести эпюры сжатия нормальных напряжений смещаться не будет. Тогда вычислим плечо до оси стойки по геометрии треугольника, центр тяжести которого находится на расстоянии $1/3$ от катетов, примыкающих к прямому углу.

В таком случае центр эпюры сжатия определим по формуле:

$$c_e = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} h_{ст} \right) = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 36 \right) = 6 \text{ см.} \quad (44)$$

На расстоянии e от края стойки расположена равнодействующая сил сжатия, а расстояние до равнодействующей сил растяжения определяется конструктивно. В рассматриваемом случае расстояние от вклеенных шайб до кромки стойки крайне мало, следовательно, восприятие равнодействующей силы растяжения происходит по центру оси через плечо сил растяжения t , что позволяет шайбам работать с наибольшей эффективностью.

Общую высоту при разложении изгибающего момента l_m найдем по формуле:

$$\begin{aligned} h_{изг} &= h_{ст} - c_e - t_{пл} - \left(\frac{t_{ш}}{2} \right) = \\ &= 36 - 6 - \left(\frac{1}{2} \right) = 28,5 \text{ см.} \end{aligned} \quad (45)$$

Тогда изгибающий момент, соответствующий максимально допустимому усилию растяжения $N_{рас}$, будет равен:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= N_{рас, \max} \cdot h_{изг} = 5000 \cdot 28,5 = \\ &= 142\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 1425 \text{ кгс} \cdot \text{м}. \end{aligned} \quad (46)$$

Перейдем к определению геометрических характеристик принятых элементов в плоскости их изгиба. Момент сопротивления стойки с принятым сечением 190×360 мм составит:

$$W_{рас, ст} = \frac{bh^2}{6} = \frac{19 \cdot 36^2}{6} = 4104 \text{ см}^3. \quad (47)$$

Момент сопротивления балки сечением 190×400 мм:

$$W_{рас, блк} = \frac{bh^2}{6} = \frac{19 \cdot 40^2}{6} = 5067 \text{ см}^3. \quad (48)$$

Главный критерий прочности:

$$\frac{M_{\max}}{W_{рас}} \leq R_n, \quad (49)$$

где R_n — расчетное сопротивление древесины изгибу, определяемое как:

$$R_n = R_n^A \cdot m_{дл} \cdot \prod m_i; \quad (50)$$

$$R_n = 22,5 \cdot 0,8 \cdot 1 = 18 \text{ МПа} = 183,5 \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_n^A = 22,5$ МПа — расчетное сопротивление изгибу клееной древесины для 2-го сорта, определяемое

по табл. 3¹; $m_{дл} = 0,8$ — коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительно-сти загрузки Д, определяется по табл. 4¹; $\Pi m_i = 1$ — произведение коэффициентов условий работы, определяется по пункту 6.9¹.

Тогда по формуле (49) проведем проверку прочности изгибаемого элемента стойки:

$$142\,500/4104 \leq 183,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$34,72 \leq 183,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие выполняется, коэффициент использования несущей способности 19 %.

Далее выполним проверку прочности изгибаемого элемента балки:

$$142\,500/5067 \leq 183,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$28,1 \leq 183,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Условие выполняется, коэффициент использования несущей способности 16 %.

Как видно из расчета, прочность деревянных элементов обеспечивается с большим запасом, поэтому проверку элементов как сжато-изгибаемых проводить не будем.

9. Анализ возможности применения узлового решения на реальном примере из практики

Для оценки возможности использования предлагаемого узла на практике рассмотрим конструкцию двухшарнирной рамы с консольным выпуском верхнего ригеля. В данной конструкции в местах жесткого защемления стоек с фундаментом применялись жесткие узлы на клеенных арматурных стержнях.

Спроектированный объект представляет собой одноэтажное здание с двухэтажной центральной частью для хранения яхт. Размеры в осях $14,0 \times 28,0$ м. В качестве ограждающих конструкций применены каркасно-панельные стены на деревянном каркасе (цельная древесина) сечением $45 \times 145/195$ мм с шагом 627 мм. Жесткость конструкции обеспечена

обшивкой стен плитными материалами. Стропильная конструкция выполнена из доски сечением 45×195 мм.

Модель рассматриваемого объекта представлена на рис. 6.

В больших по площади и объему помещениях предусмотрены рамные конструкции с жесткими узлами для усиления протяженных стеновых панелей, а также для восприятия горизонтальных ветровых нагрузок. Запаса прочности обвязок рамных конструкций оказалось недостаточно для пролета 12,5 м.

Расположение рамных конструкций показано на рис. 7.

Рассматриваемая конструкция соответствует области применения разрабатываемого узла на клеенных шайбах. Для сравнения приведем описание имеющегося жесткого опорного узла на клеенных стержнях на рис. 8.

Металлическая деталь с арматурными выпусками изготавливается, а после клеивается на производстве в соответствии с требованиями всех технических регламентов. Далее на строительной площадке осуществляется сборка с применением сварки и химических анкеров для жесткого крепления стоек к фундаменту через закладные пластины.

Для более комплексного рассмотрения покажем конструкцию шарнирного узла соединения рамы (рис. 9).

С учетом запаса прочности изгибаемых элементов конструкции, сечения которой аналогичны принятым авторами ранее при разработке узла на клеенных шайбах, прочность всей конструкции будет определяться прочностью ее жестких узлов. Проведем анализ конструктивной схемы реальной рамы, определим усилия от изгибающего момента, а затем заменим жесткие опорные узлы с клеенными стержнями на шарнирные, а верхние шарнирные узлы на жесткие с клеенными шайбами.

Параллельно выполним расчеты еще двух схем с одним жестким узлом для первого и второго конькового соединения.

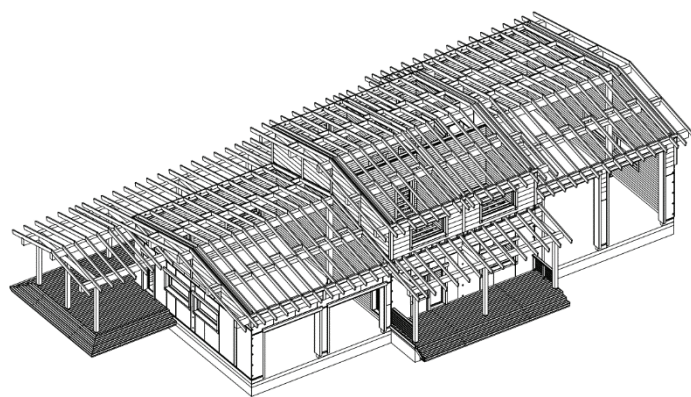


Рис. 6. Общий вид конструкции существующего здания

Fig. 6. General view of the existing building structure

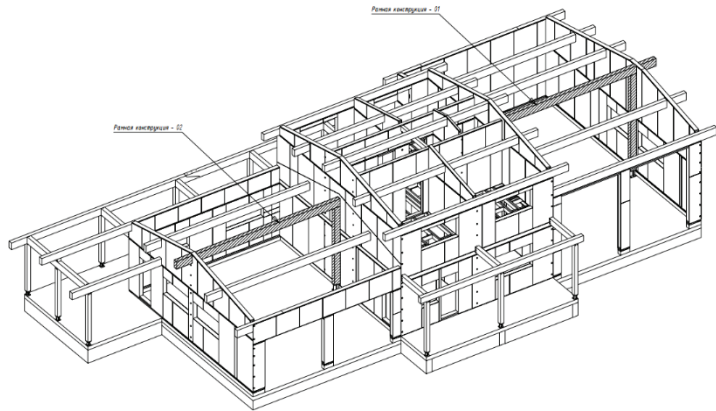


Рис. 7. Расположение жестких рам в каркасе здания
Fig. 7. The location of rigid frames in the building frame

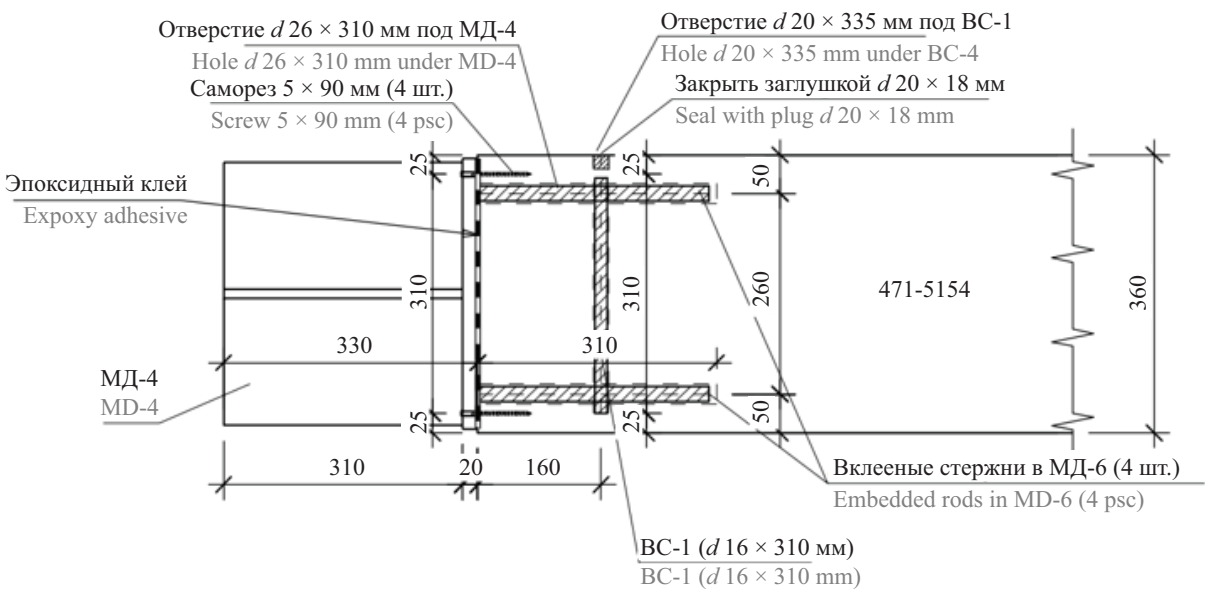


Рис. 8. Узловое решение верхнего жесткого узла соединения стойки с фундаментом
Fig. 8. Nodal solutions of the upper rigid junction of the rack with the foundation

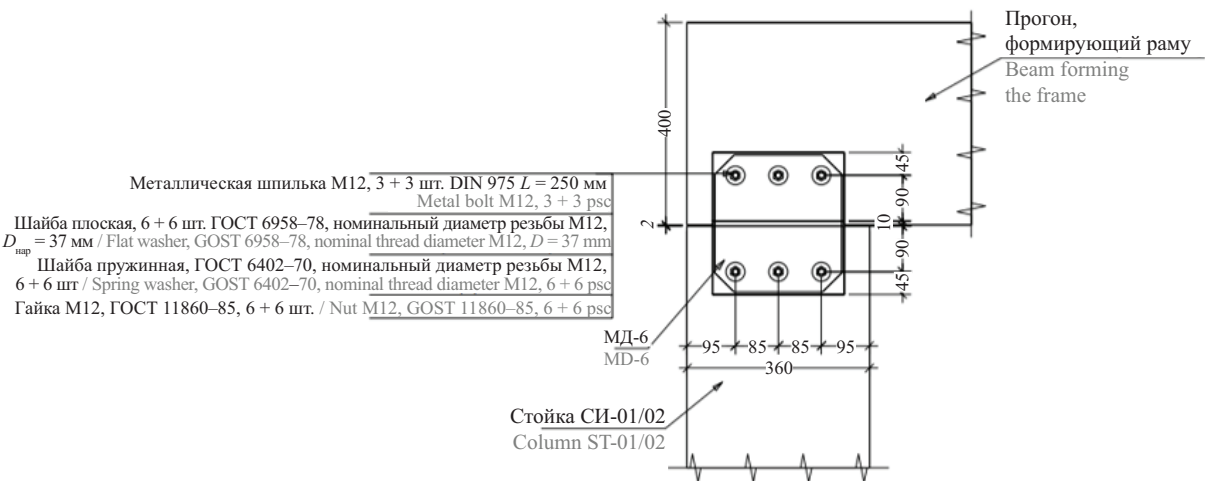


Рис. 9. Узловое решение верхнего шарнирного узла соединения балки со стойкой
Fig. 9. Nodal solutions of the upper hinge joint of the beam with the rack

Итого, имеем для анализа 4 расчетных схемы:

1. Рама с жестким закреплением двух опорных узлов и шарнирным закреплением двух коньковых узлов. Далее в рассмотрении будут рамы с шарнирным закреплением опорных узлов, но различным закреплением коньковых.

2. Рама с жестким закреплением двух коньковых узлов.

3. Рама с жестким закреплением одного конькового узла (правый).

4. Рама с жестким закреплением одного конькового узла (левый).

Комбинация загрузок С1, включающая собственный вес конструкции рамы и крыши, снеговую и ветровую нагрузки, представлена на рис. 10. Эта комбинация нагрузок соответствует табл. 4 [5] и относится к режиму загрузки Д (совместное действие постоянной и ветровой нагрузок или постоянной, снеговой и ветровой нагрузок), что было учтено при разработке узлового соединения на клеенных шайбах введением коэффициента $m_{дл} = 0,8$.

Начнем анализ расчета конструктивной схемы с определения первичных значений деформаций. Суммарные перемещения от действия нормативных значений нагрузок приведены на рис. 11.

Полученные результаты говорят о влиянии расположения и количества жестких узлов в конструкции на работу всей схемы. Введение в расчетную схему двух жестких коньковых узлов уменьшило вертикальные прогибы балки и привело к увеличению горизонтальных прогибов стойки, но в общем незначительно уменьшило суммарные перемещения относительно рамы с двумя жесткими опорными узлами.

С точки зрения полученных перемещений наиболее выгодным вариантом оказалась третья схема с жестким и шарнирным коньковым узлом. При этом жесткий узел должен располагаться в элементе, в котором не возникает собственный изгибающий момент от действия горизонтальных нагрузок (в нашем случае это ветровая нагрузка). Таким образом, жесткий узел рекомендуется размещать внутри здания, а не на фасаде.

Худшим вариантом стала четвертая рама, в которой жесткий узел размещен со стороны улицы. Суммарные перемещения превысили максимально допустимые в несколько раз.

В раме 3 суммарные перемещения получились значительно меньше, следовательно, данная рама наиболее оптимальна.

Оценим возможность применения разработанного узла на клеенных шайбах на примере рамы 3. Значение максимально допустимого изгибающего момента определили ранее в п. 8, $M_{max2} = 1425$ кгс·м, который дан для двух расчетных пар, клеенных в стойку шайб.

Максимальный изгибающий момент в узле для рамы 3 $M_{max3} = 2516$ кгс·м (рис. 12).

Для обеспечения прочности узла необходимо внести небольшие изменения в его конструкцию. Добавим дополнительные две пары шайб, тогда полученная уточненная конструкция узла будет способна выдержать усилие:

$$M_{max4} = M_{max2} \cdot 2 = 1425 \cdot 2 = 2850 \text{ кгс·м.} \quad (51)$$

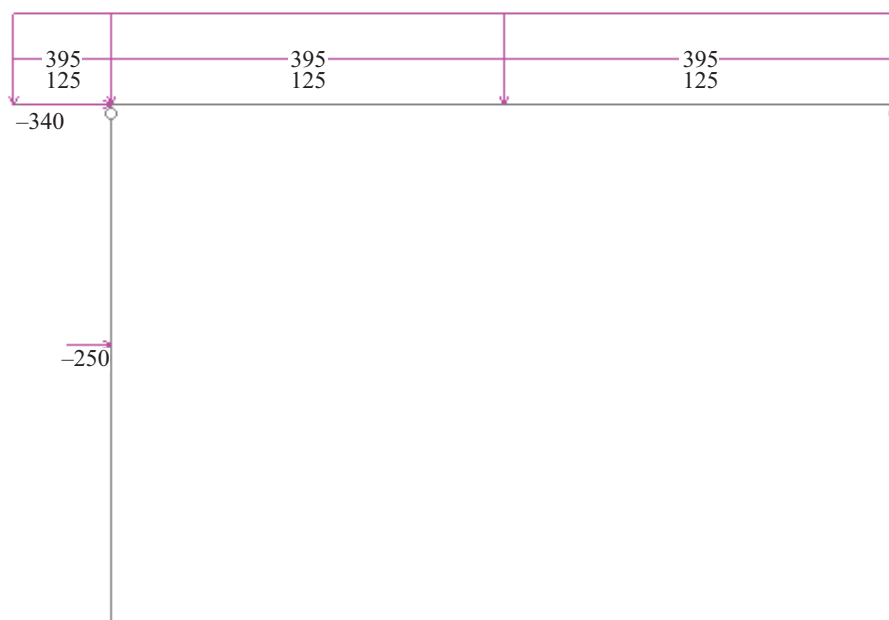


Рис. 10. Нагрузки в схеме для комбинации загрузок С1

Fig. 10. Loads in the scheme for the combination of loads C1

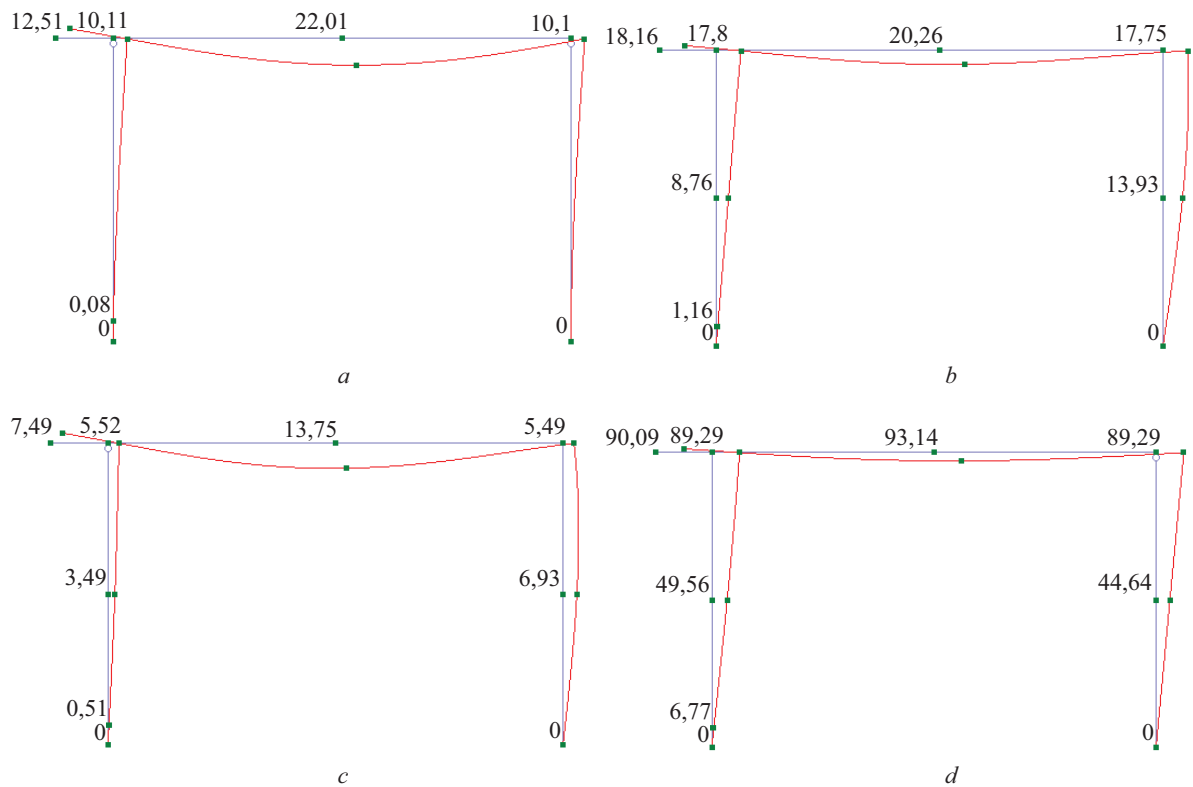


Рис. 11. Суммарные перемещения: *a* — рама 1; *b* — рама 2; *c* — рама 3; *d* — рама 4

Fig. 11. Total movements: *a* — frame 1; *b* — frame 2; *c* — frame 3; *d* — frame 4

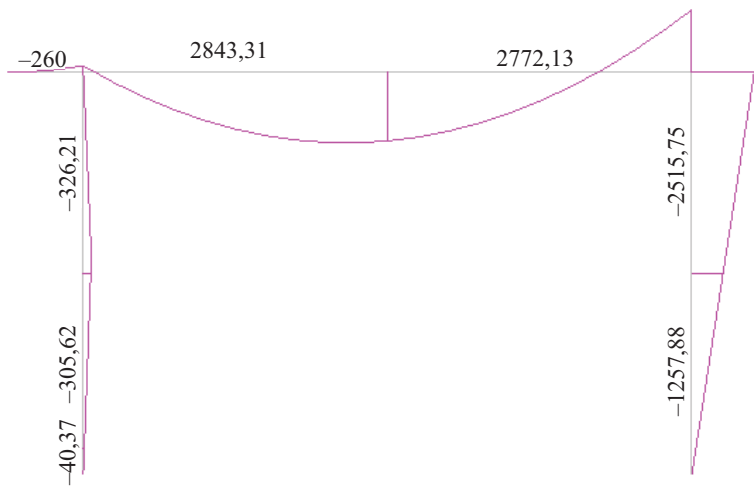


Рис. 12. Эпюры изгибающего момента для рамы 3

Fig. 12. Bending moment diagrams for frame 3

Выполним проверку прочности уточненного узла:

$$M_{\max 4} \geq M_{\max 3}; \quad (52)$$

$$2850 > 2516 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Условие прочности выполняется с коэффициентом использования несущей способности 88 %, следовательно, применение предложенного узла возможно в реальной практике.

РЕЗУЛЬТАТЫ

При работе деревянных конструкций общая конечная прочность чаще всего определяется усилиями, которые способны воспринимать их узловые соединения. В исследовании была предложена принципиально новая конструкция жесткого узла соединения деревянных конструкций, основанная на достоинствах работы вклеенных в древесину стальных шайб. Применение разработанного узлового решения возможно в стро-

пильных системах зданий различного назначения. Главная причина введения в расчетную схему жестких узлов заключается в необходимости придания геометрической неизменяемости элементам, рассчитываемым на действие горизонтальных ветровых усилий.

Произведены расчеты следующих составляющих элементов узла на клеенных шайбах: опорных шайб; стяжных шпилек и опорной стальной пластины балки; сварных швов прикрепления вертикальных пластин к опорной; болтового соединения; клеенных шайб. По результатам проведенных расчетов посчитана конечная несущая способность узла (общая несущая способность на восприятие изгибающего момента составляет 5580 кгс), выполнен сравнительный анализ возможности применения предлагаемой конструкции узла методами численного моделирования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Предлагаемый узел легче в изготовлении, чем аналогичные узлы на клеенных стрижнях.

Несущая способность композитного соединения, полученная в результате расчетов, позволяет ис-

ключить податливость, свойственную механическим связям в древесине без применения клея, а также значительно повышает прочность за счет включения в работу клевого шва.

Проведен анализ равнопрочности для каждого элемента соединения, а также определены их запасы прочности. Как и ожидалось, узловые связи более ответственные элементы в конструкции с меньшим запасом прочности (на 20 %), чем у соединяемых элементов.

Определено максимально допустимое для соединения значение (при одной паре шайб в узле) $M_{\max} = 1425 \text{ кгс}\cdot\text{м}$.

Возможность применения предлагаемого узла подтверждена методами численного моделирования на примере реального здания. Сделан вывод о важности выбора правильной комбинации жестких и шарнирных узлов для более эффективной работы конструкции.

Также не следует забывать о проверке возведенных конструкций на практике методами неразрушающего контроля.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Azzi Z., Al Sayegh H., Metwally O., Eissa M. Review of Nondestructive Testing (NDT) Techniques for Timber Structures // *Infrastructures*. 2025. Vol. 10. Issue 2. P. 28. DOI: 10.3390/infrastructures10020028
2. Золотов М.С. Исследование напряженно-деформированного состояния анкерного соединения на эпоксидном клее : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Харьков, 1971.
3. Зубарев Г.Н., Бойтемиров Ф.А., Головина В.М. Испытание деревянной арки с соединениями на клеенных стержнях // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1983. № 12. С. 15–21.
4. Иванов Ю.М. Длительная несущая способность деревянных конструкций // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1972. № 11. С. 6–12.
5. Иванов Ю.М., Линьков И.М., Сороткин В.М. Исследование влияния армирования на прочность и жесткость деревянных изгибаемых элементов // *Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций*. 1972. № 24. С. 13–30.
6. Ковальчук Л.М. Склеивание древесных материалов с пластмассами и металлами. М. : Лесная промышленность, 1968. 239 с.
7. Калугин А.В. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве // *Промышленное и гражданское строительство*. 2011. № 7–2. С. 32–37. EDN NXOUFJ.
8. Школяр Ф.С., Никитин А.Г., Зацепина А.И. Экспериментальное исследование клеенного вдоль волокон древесины стержня // *Вестник МГСУ*. 2023. Т. 18. № 12. С. 1915–1925. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.12.1915-1925. EDN LQVESG.
9. Зубарев Г.Н., Логинова М.П., Головина В.М. Испытание и расчет соединений деревянных конструкций : сб. науч. тр. М. : ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1981.
10. Турковский С.Б., Саятин В.В. Исследование монтажных узловых соединений клееных деревянных конструкций. М. : ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1981.
11. Турковский С.Б., Погорельцев А.А. Создание деревянных конструкций системы ЦНИИСК на основе наклонно клеенных стержней // *Промышленное и гражданское строительство*. 2007. № 3. С. 6–7. EDN HZIVXP.
12. Shchelokova T. A research of stress/strain condition of reinforced timber structures with natural weakenings // *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 193. P. 03051. DOI: 10.1051/mateconf/201819303051
13. Jockwer R., Caprio D., Jorissen A. Evaluation of parameters influencing the load-deformation behaviour of connections with laterally loaded dowel-type fasteners // *Wood Material Science & Engineering*. 2022. Vol. 17. Issue 1. Pp. 6–19. DOI: 10.1080/17480272.2021.1955297
14. Jockwer R., Dietsch P. Review of design approaches and test results on brittle failure modes of connections loaded at an angle to the grain // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 171. Pp. 362–372. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.05.061

15. Mirski R., Kuliński M., Dziurka D., Thomas M., Antonowicz R. Strength properties of structural glulam elements from pine (*Pinus sylvestris* L.) timber reinforced in the tensile zone with steel and basalt rods // *Materials*. 2021. Vol. 14. Issue 10. P. 2574. DOI: 10.3390/ma14102574

16. Akter S.T., Serrano E., Bader T.K. Numerical modelling of wood under combined loading of compression perpendicular to the grain and rolling shear // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 244. P. 112800. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112800

17. Steilner M., Bläß H.J. A method to determine the plastic bending angle of dowel-type fasteners // *Materials and Joints in Timber Structures*. 2014. Pp. 301–306. DOI: 10.1007/978-94-007-7811-5_28

18. Franke S., Magnière N. The embedment failure of European beech compared to spruce wood and standards // *Materials and Joints in Timber Structures*. 2014. Pp. 221–229. DOI: 10.1007/978-94-007-7811-5_21

19. Schweigler M., Bader T.K., Hochreiner G., Lemaître R. Parameterization equations for the nonlinear connection slip applied to the anisotropic embedment behavior of wood // *Composites Part B: Engineering*. 2018. Vol. 142. Pp. 142–158. DOI: 10.1016/j.compositesb.2018.01.003

20. Bläß H.J., Colling F. Load-carrying capacity of dowelled connections // *INTER Meeting*. 2015. Pp. 115–129.

21. Franke S., Magnière N. Discussion of testing and evaluation methods for the embedment behaviour of connections // *INTER Meeting*. 2014. Pp. 93–102.

Поступила в редакцию 7 мая 2025 г.

Принята в доработанном виде 11 июня 2025 г.

Одобрена для публикации 11 июня 2025 г.

ОБ АВТОРАХ: Филипп Сергеевич Школяр — кандидат технических наук, старший преподаватель; Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ); 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; SPIN-код: 6980-8774, ResearcherID: GLR-0652-2022, ORCID: 0000-0003-2872-0723; shkolyar.fs@gmail.com;

Максим Олегович Стародубцев — студент; Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ); 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; starodubtsev.mo@edu.spbstu.ru;

Михаил Александрович Сафошкин — студент; Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ); 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; SPIN-код: 3865-4952, ResearcherID: MGW-6965-2025, ORCID: 0009-0002-9138-4494; safoshkin_ma@spbstu.ru;

Андрей Александрович Астахов — студент; Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ); 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29; ResearcherID: MGW-7379-2025, ORCID: 0009-0004-7034-3495; astahov_aa@spbstu.ru.

Вклад авторов:

Школяр Ф.С. — идея, научное руководство, научное редактирование текста.

Стародубцев М.О. — сбор и обработка материала, написание исходного текста.

Сафошкин М.А. — сбор материала, обработка материала, доработка текста.

Астахов А.А. — доработка текста, написание и оформление статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Azzi Z., Al Sayegh H., Metwally O., Eisa M. Review of Nondestructive Testing (NDT) Techniques for Timber Structures. *Infrastructures*. 2025; 10(2):28. DOI: 10.3390/infrastructures10020028

2. Zolotov M.S. *Investigation of stress-strain state of anchor joint on epoxy glue : autoref. dis. ... candidate of technical sciences*. Kharkov, 1971. (rus.).

3. Zubarev G.N., Boitemirov F.A., Golovina V.M. Test of a wooden arch with joints on glued rods. News of Higher Educational Institutions. *Construction and Architecture*. 1983; 12:15-21. (rus.).

4. Ivanov J.M. Long-term bearing capacity of wooden structures. *News of Higher Educational Institutions*. Construction and Architecture. 1972; 11:6-12. (rus.).

5. Ivanov Yu.M., Linkov I.M., Sorotkin V.M. Study of the influence of reinforcement on the strength and rigidity of wooden bent elements. *Development and study of glued wooden and plywood reinforced structures*. 1972; 24:13-30. (rus.).

6. Kovalchuk L.M. *Gluing wood materials with plastics and metals*. Moscow, Forestry industry, 1968; 239. (rus.).

7. Kalugin A.V. Glued timber structures in modern construction. *Industrial and Civil Engineering*. 2011; 7-2:32-37. EDN NXOUFJ. (rus.).

8. Shkoliar F.S., Nikitin A.G., Zatsepina A.I. Experimental research of a rod glued along wood fibres. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023; 18(12):1915-1925.

DOI: 10.22227/1997-0935.2023.12.1915-1925. EDN LQVESG. (rus.).

9. Zubarev G.N., Loginova M.P., Golovina V.M. *Testing and calculation of connections of wooden structures : collection of scientific works*. Moscow, TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 1981. (rus.).

10. Turkovsky S.B., Sayapin V.V. *Research of assembly joints of glued wooden structures*. Moscow, TsNIISK named after V.A. Kucherenko, 1981. (rus.).

11. Turkovsky S.B., Pogoreltsev A.A. Development of wooden structures of “TSNIISK-system” based on inclined stuck-in rods. *Industrial and Civil Engineering*. 2007; 3:6-7. EDN HZIVXP. (rus.).

12. Shchelokova T. A research of stress/strain condition of reinforced timber structures with natural weakenings. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 193:03051. DOI: 10.1051/mateconf/201819303051

13. Jockwer R., Caprio D., Jorissen A. Evaluation of parameters influencing the load-deformation behaviour of connections with laterally loaded dowel-type fasteners. *Wood Material Science & Engineering*. 2022; 17(1):6-19. DOI: 10.1080/17480272.2021.1955297

14. Jockwer R., Dietsch P. Review of design approaches and test results on brittle failure modes of connections loaded at an angle to the grain. *Engineering Structures*. 2018; 171:362-372. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.05.061

15. Mirski R., Kuliński M., Dziurka D., Thomas M., Antonowicz R. Strength properties of structural glulam

elements from pine (*Pinus sylvestris* L.) timber reinforced in the tensile zone with steel and basalt rods. *Materials*. 2021; 14(10):2574. DOI: 10.3390/ma14102574

16. Akter S.T., Serrano E., Bader T.K. Numerical modelling of wood under combined loading of compression perpendicular to the grain and rolling shear. *Engineering Structures*. 2021; 244:112800. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112800

17. Steilner M., Blaß H.J. A method to determine the plastic bending angle of dowel-type fasteners. *Materials and Joints in Timber Structures*. 2014; 301-306. DOI: 10.1007/978-94-007-7811-5_28

18. Franke S., Magnière N. The embedment failure of European beech compared to spruce wood and standards. *Materials and Joints in Timber Structures*. 2014; 221-229. DOI: 10.1007/978-94-007-7811-5_21

19. Schweigler M., Bader T.K., Hochreiner G., Lemaître R. Parameterization equations for the nonlinear connection slip applied to the anisotropic embedment behavior of wood. *Composites Part B: Engineering*. 2018; 142:142-158. DOI: 10.1016/j.compositesb.2018.01.003

20. Blaß H.J., Colling F. Load-carrying capacity of dowelled connections. *INTER Meeting*. 2015; 115-129.

21. Franke S., Magnière N. Discussion of testing and evaluation methods for the embedment behaviour of connections. *INTER Meeting*. 2014; 93-102.

Received May 7, 2025.

Adopted in revised form on June 11, 2025.

Approved for publication on June 11, 2025.

BIONOTES: **Filipp S. Shkoliar** — Candidate of Technical Sciences, senior lecturer; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnic st., St. Petersburg, 195251, Russian Federation; SPIN-code: 6980-8774, ResearcherID: GLR-0652-2022, ORCID: 0000-0003-2872-0723; shkoliar.fs@gmail.com;

Maxim O. Starodubcev — student; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnic st., St. Petersburg, 195251, Russian Federation; office@spbstu.ru, starodubtsev.mo@edu.spbstu.ru;

Mikhail A. Safoshkin — student; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnic st., St. Petersburg, 195251, Russian Federation; SPIN-code: 3865-4952, ResearcherID: MGW-6965-2025, ORCID: 0009-0002-9138-4494; safoshkin_ma@spbstu.ru;

Andrey A. Astahov — student; **Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU)**; 29 Polytechnic st., St. Petersburg, 195251, Russian Federation; ResearcherID: MGW-7379-2025, ORCID: 0009-0004-7034-3495; astahov_aa@spbstu.ru.

Contribution of the authors:

Filipp S. Shkoliar — idea, academic advising, scientific editing of the text.

Maxim O. Starodubcev — data gathering and processing, experiment making, writing of the original text.

Mikhail A. Safoshkin — data gathering and processing, experiment making, text revision.

Andrey A. Astahov — text revision, writing of the article.

The authors declare no conflict of interest.