

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 69.07

DOI: 10.22227/1997-0935.2026.2.219-232

Особенности расчета деревокомпозитных стеновых диафрагм с упругоподатливыми элементами крепления обшивки

Егор Вячеславович Попов¹, Денис Александрович Столыпин¹,
Олег Вадимович Копров¹, Борис Васильевич Лабудин¹,
Сергей Владимирович Усанов^{2,3}

¹ Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ);
г. Архангельск, Россия;

² Кубанский государственный технологический университет (КубГТУ); г. Краснодар, Россия;

³ Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры
и строительных наук (НИИСФ РААСН); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Исследуются деревокомпозитные стеновые панели, работающие под действием сдвигающей нагрузки, сдвиговая жесткость которых обусловлена включением обшивок за счет соединения их с каркасом упругоподатливыми связями сдвига. Предложена численная методика расчета прочности элементов каркаса, определена величина перемещений и приведенного модуля сдвига панели с учетом изменения коэффициента жесткости в зависимости от направления результирующего вектора деформации сдвиговых связей относительно направления волокон деревянных ребер каркаса.

Материалы и методы. Метод решения задачи базируется на вариационном принципе строительной механики, а именно — минимуме общей потенциальной энергии системы в деформированном состоянии. Деформация системы описывается двумя независимыми параметрами: углами поворота граней обшивки относительно оси горизонтальных и вертикальных ребер. Через данные параметры выражается потенциальная энергия деформации коннекторов, изгиба деревянных ребер каркаса и работа внешней сдвигающей силы, приложенной в уровне верхней обвязки. Сумма данных углов и угла сдвига обшивок дает угол наклона стоек к вертикальной оси, через который определяется величина деформации сдвига панели.

Результаты. Представлен расчет трехслойной деревокомпозитной стеновой панели. Рассматривается симметричная относительно срединной плоскости стеновая панель 1,5 × 3 м с двухсторонней обшивкой из листов фанеры конструкционной толщиной 12 мм, крепление которой к деревянным ребрам выполняется податливыми механическими связями. Показано применение итерационного подхода для определения реальных коэффициентов жесткости коннекторов. Установлено, что величина сдвига в значительной мере зависит от жесткости связей и практически не зависит от размеров поперечного сечения деревянных ребер каркаса.

Выводы. Стеновые панели с достаточно жесткими часто установленными связями сдвига могут обладать значительной сдвиговой жесткостью и использоваться в качестве вертикальных диафрагм как альтернатива массивным и дорогостоящим панелям из перекрестно-клееной древесины (Cross-Laminated Timber — CLT) и массивным деревянным панелям (Massiv-Holz-Mauer — МНМ) при строительстве зданий малой и средней этажности.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: деревянные здания, стеновые диафрагмы, деревокомпозитные материалы, плитно-ребристые панели, податливые соединения, усилие сдвига, сдвиговая жесткость, численные методы, итерационный подход, энергия деформации

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Попов Е.В., Столыпин Д.А., Копров О.В., Лабудин Б.В., Усанов С.В. Особенности расчета деревокомпозитных стеновых диафрагм с упругоподатливыми элементами крепления обшивки // Вестник МГСУ. 2026. Т. 21. Вып. 2. С. 219–232. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.2.219-232

Автор, ответственный за переписку: Денис Александрович Столыпин, stolypin.denis.a@yandex.ru.

Calculation of wood composite wall diaphragms with elastic-plastic fastening elements for cladding

Egor V. Popov¹, Denis A. Stolypin¹, Oleg V. Koprov¹, Boris V. Labudin¹,
Sergey V. Usanov^{2,3}

¹ Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU);
Arkhangelsk, Russian Federation;

² Kuban State Technological University (KubSTU); Krasnodar, Russian Federation;

³ Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture
and Construction Sciences (NIISF RAASN); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Timber-composite wall panels operating under the shear load are studied, the shear stiffness of which is due to the inclusion of sheathing due to their connection with the frame by semi-rigid deformable shear bonds. A numerical method for calculating the strength of the frame elements is proposed, determining the magnitude of displacements and the reduced shear modulus of the panel, taking into account the change in the stiffness coefficient depending on the direction of the resulting deformation vector of shear ties relative to the direction of the fibers of the wooden ribs of the frame.

Materials and methods. The method of solving the problem is based on the variational principle of structural mechanics, namely, the minimum of the total potential energy of the system in the deformed state. The deformation of the system is described by two independent parameters: the rotation angles of the cladding faces relative to the axis of horizontal and vertical ribs. These parameters are used to express the potential energy of deformation of the connectors, bending of the wooden ribs of the frame and the work of the external shear force applied at the level of the upper strapping. The sum of these angles and the shear angle of the sheathing gives the angle of inclination of the racks to the vertical axis, through which the magnitude of the panel shear deformation is determined.

Results. The calculation of a three-layer timber-composite wall panel is presented. A symmetrical wall panel with a size of 1.5 × 3 m with a double-sided sheathing made of plywood sheets with a structural thickness of 12 mm is considered, the fastening of which to the wooden ribs is carried out by flexible mechanical connections. The application of an iterative approach to determine the real stiffness coefficients of the connectors is shown. It is found that the magnitude of shear depends to a large extent on the stiffness of the bonds and practically does not depend on the dimensions of the cross-section of the wooden ribs of the frame.

Conclusions. Wall panels with sufficiently rigid, frequently installed shear ties can have significant shear stiffness and can be used as vertical diaphragms as an alternative to massive and expensive CLT and MHM panels in the construction of low- and mid-rise timber buildings.

KEYWORDS: wooden buildings, wall diaphragms, timber-composite materials, plate-ribbed panels, semi-rigid connections, shear force, shear stiffness, numerical methods, iterative approach, energy of deformation

FOR CITATION: Popov E.V., Stolypin D.A., Koprov O.V., Labudin B.V., Usanov S.V. Calculation of wood composite wall diaphragms with elastic-plastic fastening elements for cladding. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2026; 21(2):219-232. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.2.219-232 (rus.).

Corresponding author: Denis A. Stolypin, stolypin.denis.a@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Применение деревянных конструкций [1] давно не ограничивается малоэтажным домостроением [2, 3], строительство многоэтажных зданий из древесины набирает все большую популярность благодаря прогрессу в производстве инженерных деревянных изделий, способов их соединений и разработке новых эффективных систем пожаротушения [4–7].

Ряд исследований посвящен включению обшивки в качестве сжатой полки древокомпозитных ребристых панелей при работе на изгиб [4, 8]. Имеются также теоретические труды, в которых изучается эффект от включения обшивки в качестве полки при расчете на устойчивость сжатых стеновых панелей [9].

Вертикальные стены — диафрагмы жесткости выполняют ключевую роль в обеспечении устойчивости зданий с каркасной и стеновой конструктивной схемой. Они служат основными элементами, способствующими равномерному распределению нагрузок и повышению жесткости конструкции. При сильных ветрах жесткие, рационально расположенные диафрагмы позволяют обеспечить требуемый уровень динамической комфортности в жилых и административных зданиях, а в условиях сейсмической активности могут помочь предотвратить чрезмерные деформации и разрушения каркаса.

Вопросам расчета и проектирования стеновых панельных конструкций из древесины и элементов на ее основе посвящены отечественные и зарубежные работы.

Целью исследования [10] было определение жесткости, прочности и способности поглощать энергию в новых сотовых сэндвич-панелях, изготовленных из бука с овальными ячейками ауксетического сердечника.

Описывается оценка возможности использования соединителей шпоночного типа, работающих на срез при сборке жестких вертикальных соединений, как альтернативы традиционным крепежным элементам штифтового типа с коротким шагом [11]. Механическое поведение двух типов жестких шпоночных соединений изучалось в ходе экспериментальной кампании, проведенной на уровне соединений и стен.

В работе [12] приведены результаты конечно-элементного анализа многопанельных модулей несущих стен из перекрестно-клееной древесины (CLT) с внутримодульными соединениями (потайные соединения с наклонными винтами), нагруженных монотонными и циклическими силами в плоскости.

Выполнена оценка потенциальных преимуществ внедрения системы сборной стены с торцевыми колоннами (PreWEC), изготовленной из перекрестно-клееной древесины, соединенной со стальными колоннами в здании со стале-деревянными полами легкого типа [13].

Представлены результаты циклических испытаний соединителя между полом и стеной на сдвиг, при этом все испытания соединителя на отрыв завершились разрушением пластинчатого соединения. Итоги сравнивались с предыдущими испыта-

ниями CLT, которые применялись для валидации методики соединения и проектирования [14].

Статья [15] посвящена изучению изгибных характеристик CLT-панелей с бесклеевыми торцевыми соединениями при четырехточечных испытаниях на изгиб. Численные модели экспериментально испытанных CLT-панелей были построены с использованием конечно-элементного программного обеспечения.

Проведены эксперименты для расширения знаний о двухслойных несущих стенах [16]. Они состояли из тестирования восьми полноразмерных конфигураций методом испытания на устойчивость к сдвигу с монотонной нагрузкой. Материалы обшивки включали несущие и ненесущие гипсокартонные листы и древесно-стружечные плиты, склеенные смолой.

Исследование [17] направлено на улучшение понимания поведения легких каркасных деревянных несущих стен с диагональной обшивкой посредством экспериментальных и численных исследований. Осуществлено шесть полноразмерных испытаний несущих стен при монотонной и циклической нагрузках. Для изучения распределения упругих внутренних сил в досках и элементах деревянного каркаса была реализована численная модель конечных элементов. Очевидно, что основная доля исследований, в том числе касательно работы на сдвиг в качестве диафрагм жесткости, ориентирована на изучение стен из CLT. Несмотря на относительно высокую прочность и жесткость этого материала, применение CLT-панелей в строительстве деревянных зданий в России не становится массовым, в первую очередь, из-за значительной стоимости этого материала. Цена на CLT-продукцию существенно превышает стоимость традиционных деревянных изделий, таких как брус, доска, листовые древесные материалы.

В условиях ограниченных бюджетов и растущей конкуренции на строительном рынке застройщикам приходится выбирать более доступные альтернативы. Легкие ребристые стеновые панели на деревянном каркасе с обшивками из деревокомпозитных материалов, таких как ориентированно-стружечная плита (OSB) [18], фанера, цементно-стружечные плиты (ЦСП), гипсоволокнистые плиты (ГФВ) [19], могут оказывать относительно высокое сопротивление сдвигающим нагрузкам и тем самым выполнять роль вертикальных диафрагм жесткости в деревянных зданиях не только малой, но и средней этажности. Обшивки в таких панелях крепятся к обеим сторонам деревянного каркаса гвоздями [20, 21], винтами [22] или скобами [23].

Особенностью данных панелей в деревянном исполнении служит тот факт, что ввиду анизотропных качеств древесины невозможно заранее установить действительный угол наклона результирующих усилий в связях сдвига, скрепляющих обшивки и ребра,

относительно волокон древесины. Это будет в значительной мере влиять на величину податливости каждой отдельно взятой связи и, как следствие, на жесткость целой конструкции при действии на панель сдвигающей нагрузки.

Цель настоящего исследования — разработка «точной» численно-аналитической методики расчета плитно-ребристых стеновых панелей при работе на сдвиг, принимающей во внимание влияние угла наклона векторов усилий в связях сдвига на величину податливости дискретных связей.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В ходе нагружения горизонтальной силой T каркас панели размерами $2B \times 2H$ деформируется и происходит его перекося (в том числе относительно контура обшивки), что обусловлено сдвигом обшивки и сдвиговыми деформациями податливых механических соединений (рис. 1).

В основу расчета положен принцип минимума потенциальной энергии системы в деформированном состоянии, для чего вводятся неизвестные искомые перемещения: α_1 — угол поворота обшивки относительно горизонтальных ребер каркаса; α_2 — то же относительно вертикальных ребер; α_3 — угол наклона вертикальных ребер каркаса к оси z . Вводится ряд допущений:

- обшивка испытывает только сдвиговые деформации, ребра каркаса испытывают только деформации изгиба;
- усилия сдвига раскладываются на две составляющие — вдоль и ортогонально к направлению к волокнам, усилия в связях сдвига пропорциональны произведению коэффициента жесткости на величину перемещения по соответствующему направлению;
- перемещения и углы поворота малы, следовательно, справедливо равенство $\sin \alpha \approx \alpha$ (α в радианах);
- узлы соединения элементов каркаса — идеально шарнирные;
- панель имеет две плоскости симметрии, проходящие через центр тяжести обшивки; так же панель симметрична относительно своей срединной плоскости, т.е. реакции в связях по обе стороны от деревянного каркаса взаимно уравниваются, не вызывая изгиба ребер из плоскости панели и их депланацию.

Расчет производится итерационным методом на каждой итерации для угловых коннекторов, для каждого коннектора на горизонтальных и вертикальных ребрах уточняется угол наклона результирующего вектора деформации к волокнам древесины и коэффициент жесткости соединения. Итерационный процесс прекращается при достижении требуемого показателя точности (1–5 %), определяемого как относительная

разность значений величины сдвига панели, полученных на текущей и предшествующей итерации.

Полная энергия деформации стеновой панели выражается формулой:

$$\Pi = \Sigma U - A_T, \quad (1)$$

где ΣU — потенциальная энергия внутренних сил; A_T — работа сдвигающей силы T .

Потенциальная энергия внутренних сил складывается из энергии деформации деревянных ребер каркаса $U_{реб}$, энергии деформации связей сдвига, крепящих обшивку $U_{св}$, и энергии деформации обшивки $U_{обш}$.

Потенциальная энергия деформации коннекторов, расположенных в местах пересечения вертикальных и горизонтальных ребер, определяется по формуле:

$$\Sigma U_{кон,0} = \frac{1}{2} \cdot n_{об} \cdot 4 \cdot k_{0,рез} \times \left[(\alpha_1 \cdot B)^2 + (\alpha_2 \cdot H)^2 \right], \quad (2)$$

где $n_{об}$ — количество обшивок ($n_{об} = 2$); $k_{0,рез}$ — результирующий коэффициент жесткости угловых

коннекторов, принимаемый в зависимости от угла наклона вектора деформации коннектора относительно волокон древесины, полученного на предшествующей итерации расчета.

Потенциальная энергия деформации промежуточных коннекторов устанавливается по более сложному алгоритму, так как зависит не только от углов поворота обшивки относительно осей X и Z , но и от их прогибов ребер в местах расположения коннекторов, создаваемых реакциями в них. Для этого необходимо рассмотреть горизонтальные и вертикальные ребра как балки, шарнирно опертые в местах сопряжения между собой, нагруженные рядом сосредоточенных сил в местах установки коннекторов и вызывающие изгиб ребер в плоскости панели.

Проекции усилий в связях сдвига на ось ребра, на котором они расположены, будут равны, так как осевые деформации ребер не учитываются. Расстояния между сосредоточенными силами равны шагу установки коннекторов, который принимается постоянным: через S_H обозначен шаг коннекторов на горизонтальных ребрах, через S_V — на вертикальных.

Перемещение ребра поперек оси в точке i от действия единичного усилия $\vec{F} = 1$, приложенного в той же точке, рассчитывается следующим образом:

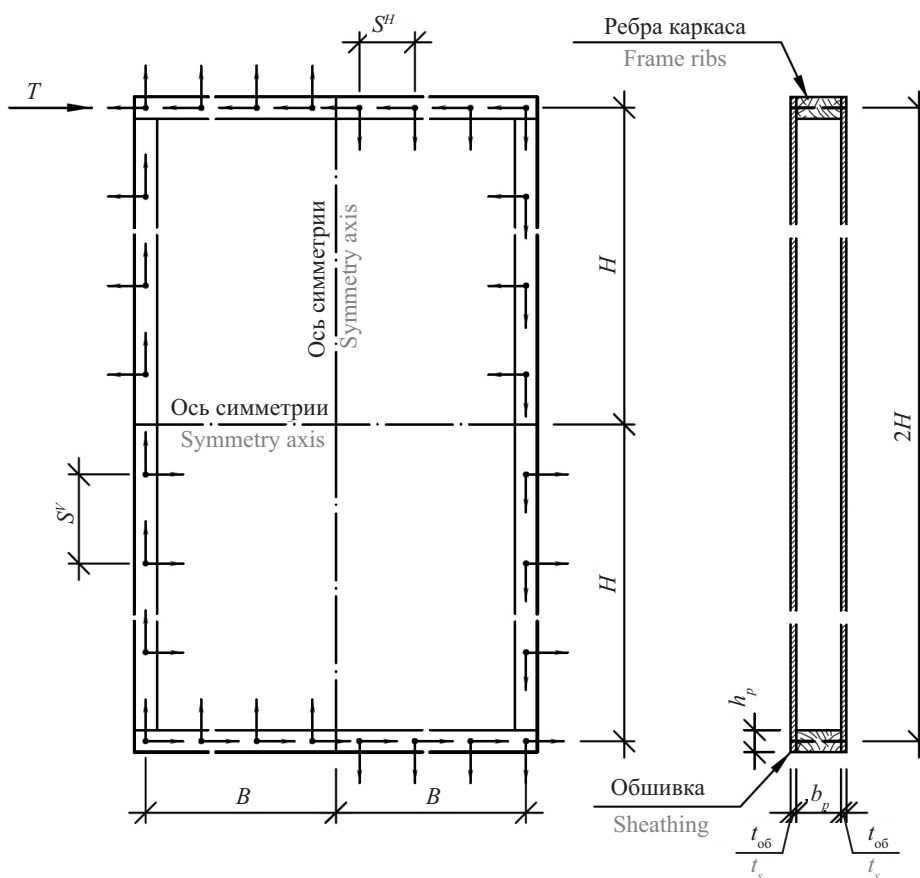


Рис. 1. Схема панели с основными размерами и ориентация компонент усилий в связях сдвига при действии сдвигающей силы F

Fig. 1. Diagram of the panel with the main dimensions and orientation of the force components in the shear connections under the action of the shear force F

$$\delta_{ii}^H = -\frac{B^2 (iS_H)^2 - 2B (iS_H)^3 + (iS_H)^4}{3 \cdot B \cdot EI_H};$$

$$\delta_{ii}^V = -\frac{H^2 (iS_V)^2 - 2H (iS_V)^3 + (iS_V)^4}{3 \cdot H \cdot EI_V}, \quad (3)$$

а перемещение в точке i от действия единичного усилия в точке j по формуле:

$$\delta_{ij}^H = -\frac{(iS_H)^3 \cdot (B - jS_H)^3 - iS_H \times \left(2B^2 jS_H - 3B (jS_H)^2 + (jS_H)^3 \right)}{6 \cdot B \cdot EI_H}; \quad (4)$$

$$\delta_{ij}^V = -\frac{(iS_V)^3 \cdot (H - jS_V)^3 - iS_V \times \left(2H^2 jS_V - 3H (jS_V)^2 + (jS_V)^3 \right)}{6 \cdot H \cdot EI_V}. \quad (5)$$

Индексы H и V указывают на принадлежность параметра к горизонтальному или вертикальному ребру. Выражения (4) и (5) справедливы при $i \leq j$. Стоит отметить, что согласно теореме Максвелла $\delta_{ij} = \delta_{ji}$, таким образом определяются значения недостающих коэффициентов.

Через $k_{i,рез}$ обозначим результирующий коэффициент жесткости промежуточных коннекторов, который может быть вычислен, если известны компоненты его деформации на оси X и Z ; $k_{i,0}$ и $k_{i,90}$ — проекции результирующего коэффициента жесткости на ось, параллельную оси деревянного ребра и ортогональную ей соответственно.

Проекция усилия в связи сдвига в точке i на ось, ортогональную оси ребра, пропорциональна величине деформации связи $\Delta_{i,X}^H$ ($\Delta_{i,Z}^V$), которая состоит из деформации, обусловленной поворотом обшивки относительно ребра на углы α_1 и α_2 (относительно горизонтальных и вертикальных ребер соответственно), и деформации, обусловленной прогибами ребра как изгибаемого элемента конечной жесткости (рис. 2), т.е.:

$$\Delta_{i,Z}^H = \alpha_1 (B - iS_H) - f_i \rightarrow F_i = k_{i,90} [\alpha_1 (B - iS_H) - f_i]; \quad (6)$$

$$\Delta_{i,X}^V = \alpha_2 (H - iS_V) - f_i \rightarrow F_i = k_{i,90} [\alpha_2 (H - iS_V) - f_i], \quad (7)$$

где $k_{i,90}$ — проекция коэффициента жесткости коннектора на ось, ортогональную направлению волокон древесины (продольной оси ребра).

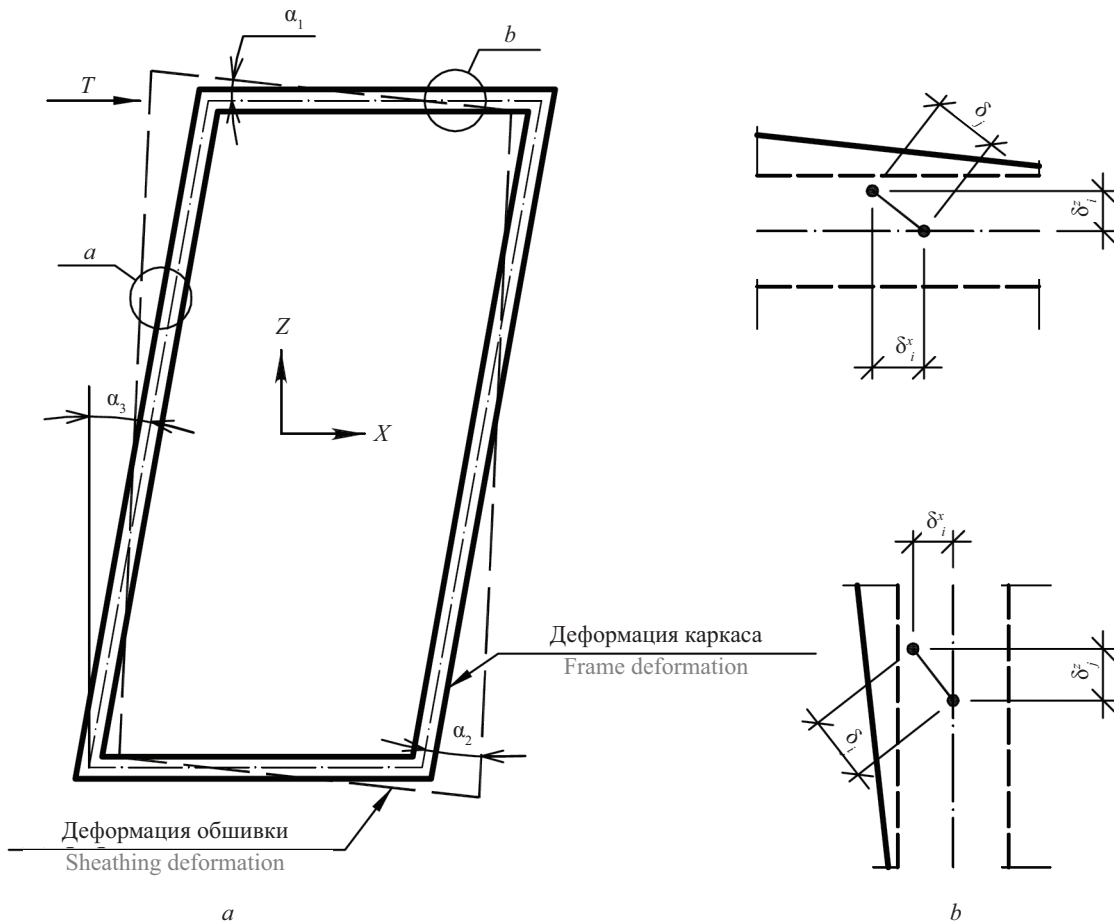


Рис. 2. Общая схема деформации (а) и деформация коннекторов при сдвиге стеновой панели (b)

Fig. 2. General scheme of deformation (a) and deformation of connectors when the wall panel is shifted (b)

Для того чтобы выразить прогибы ребер в точках расположения связей, сдвиги f_i , необходимо составить систему уравнений:

$$\begin{cases} f_1 = \delta_{11}F_1 + \delta_{12}F_2 + \dots + \delta_{1m}F_m \\ f_2 = \delta_{21}F_1 + \delta_{22}F_2 + \dots + \delta_{2m}F_m \\ \dots \\ f_m = \delta_{m1}F_1 + \delta_{m2}F_2 + \dots + \delta_{mm}F_m \end{cases} \quad (8)$$

Подстановка правой части (6) в систему (8) дает возможность выразить прогибы ребра f_i через α_1 и подставить полученные уравнения в левую часть (6) для выражения поперечных компонент деформации коннекторов через α_1 .

Для вертикального ребра составляется аналогичная система с заменой m на n , α_1 на α_2 , B на H и т.д.

Проекция неизвестного вектора деформации коннекторов на ось ребра, на котором расположены коннекторы, может быть выражена через те же параметры α_1 и α_2 с учетом того, что эта компонента деформации для всех коннекторов в пределах ребра одинакова:

$$\delta_{j,z}^V = \alpha_1 \cdot H; \quad \delta_{i,x}^H = \alpha_2 \cdot B, \quad (9)$$

где $\delta_{j,z}^V$ — проекция вектора деформации j -го коннектора на вертикальном ребре на ось Z ; $\delta_{i,x}^H$ — проекция вектора деформации i -го коннектора на горизонтальном ребре на ось X .

Величина полной деформации коннектора определяется как корень из суммы квадратов проекций деформации на оси X и Z :

$$\begin{aligned} \delta_i^H &= \sqrt{(\delta_{i,x}^H)^2 + (\delta_{i,z}^H)^2}; \\ \delta_j^V &= \sqrt{(\delta_{j,x}^V)^2 + (\delta_{j,z}^V)^2}. \end{aligned} \quad (10)$$

Потенциальная энергия деформации всех коннекторов, за исключением угловых, рассчитывается по формуле:

$$\begin{aligned} \sum U_{\text{кон},i,j} &= \frac{n_{\text{об}}}{2} \left(4 \sum_{i=1}^{m-1} \left[\vec{k}_{\text{кон},i} (\delta_i^H)^2 \right] + \right. \\ &+ 4 \sum_{j=1}^{n-1} \left[\vec{k}_{\text{кон},j} (\delta_j^V)^2 \right] + 2 \vec{k}_{\text{кон},m} (\delta_m^H)^2 + \\ &\left. + 2 \vec{k}_{\text{кон},n} (\delta_n^V)^2 \right), \end{aligned} \quad (11)$$

где за m -й и n -й принимаются коннекторы, расположенные посередине вертикальных и горизонтальных ребер соответственно.

Потенциальная энергия деформации горизонтальных и вертикальных ребер устанавливается через функции изгибающего момента на участках ребер между связями сдвига:

$$\begin{aligned} \sum U_{\text{реб}} &= \sum_{i=1}^m \int \frac{M_i^2}{2EI} dx_i = \\ &= \sum_{i=1}^m \frac{1}{2EI} \int (V_0 [(i-1)S + x_i] - \\ &- \sum_{k=1}^{i-1} F_k [(i-(k+1))S + x_i])^2 dx_i, \end{aligned} \quad (12)$$

где V_0 — фиктивная опорная реакция, возникающая при рассмотрении ребра как шарнирно опертой балки на ее опоре (в точке сопряжения ребер), определяемая по формуле:

$$V_0 = \frac{\sum_{i=1}^m F_i \cdot 2(B - iS)}{2B}. \quad (13)$$

Потенциальная энергия деформации обшивки рассчитывается следующим образом:

$$U_{\text{обш}} = 2 \cdot B \cdot H \cdot \Sigma t_{\text{об}} \cdot G_{\text{об}} \cdot (\alpha_3 - \alpha_2 - \alpha_1)^2, \quad (14)$$

где $G_{\text{об}}$ — модуль сдвига материала обшивок в плоскости панели.

Работа силы T выражается:

$$\begin{aligned} A_T &= T \cdot 2H \times \\ &\times \left(\alpha_1 + \alpha_2 + \frac{T}{2B \cdot n_{\text{об}} \cdot t_{\text{об}} \cdot G_{\text{об}}} \right). \end{aligned} \quad (15)$$

Выражение для потенциальной энергии деформации системы как функции неизвестных углов поворота каркаса относительно обшивки имеет вид:

$$\begin{aligned} \Pi(\alpha_1, \alpha_2) &= \Sigma U_{\text{св,уг}} + \Sigma U_{\text{св,пр}} + \Sigma U_{\text{реб}} + \\ &+ 2U_{\text{обш}} - A_T. \end{aligned} \quad (16)$$

Для определения значений параметров, сообщающих минимум функции $\Pi(\alpha_1, \alpha_2)$, составляется система уравнений:

$$\begin{cases} \frac{\partial \Pi(\alpha_1, \alpha_2)}{\partial \alpha_1} = 0 \\ \frac{\partial \Pi(\alpha_1, \alpha_2)}{\partial \alpha_2} = 0 \end{cases} \quad (17)$$

Рассчитывается угол наклона вертикальных стоек каркаса к вертикальной оси α_3 :

$$\alpha_3 = \alpha_1 + \alpha_2 + \frac{T}{2B \cdot n_{\text{об}} \cdot t_{\text{об}} \cdot G_{\text{об}}}. \quad (18)$$

Устанавливается величина сдвиговой деформации деревянного каркаса в уровне верхней обвязки с учетом малости деформаций:

$$\Delta_{\text{сдв}} = H \cdot \sin \alpha_3 \approx H \cdot \alpha_3. \quad (19)$$

Для практических расчетов зданий со стеновой конструктивной системой, основными элементами которой, воспринимающими горизонтальные воздействия, являются плитно-ребристые стеновые панели, может быть рекомендован к использованию приведенный модуль сдвига, позволяющий укрупненно рассматривать эти панели как сплошные ортотропные пластинки. Величина приведенного модуля сдвига определяется по формуле:

$$G_{\text{ред}}^K = \text{tg} \alpha_3 \frac{T}{2H} \approx \frac{\alpha_3 T}{2H}. \quad (20)$$

Данный алгоритм может быть применен при расчете, когда необходимо производить учет физической нелинейности материала и работы связей сдвига. При этом на каждой итерации следует уточнять изгибную жесткость ребер и коэффициент жесткости связей сдвига по соответствующим зависимостям « $E_d - \varepsilon_d$ » и « $k_{\text{кон}} - \delta_{\text{кон}}$ ».

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В качестве примера проанализирована стеновая панель размерами $1,5 \times 3$ м ($B \times H$) на деревянном каркасе из досок класса С20 с шарнирными узлами и двухсторонней обшивкой. Рассматриваются двухсторонние обшивки из фанеры конструкционной (ФК) ГОСТ 3916.1–2018, толщина обшивки $t_{об} = 12$ мм; величина сдвигающей силы $T = 10$ кН.

Модуль Юнга древесины С20 (СП 64.13330): $EI = 6,4 \cdot 10^6 \cdot 0,8 = 5,12 \cdot 10^6$ кПа.

Модуль сдвига обшивки из ФК (СП 64.13330): $G_{об} = 750 \cdot 10^3$ кПа.

По результатам исследования полномасштабных моделей панелей на деревянном каркасе [24] установлено, что жесткость связей оказывает существенное влияние на их сдвиговую жесткость. Пределы варьирования жесткости коннекторов назначаются согласно результатам испытаний образцов соединений, полученным в ряде работ [21–23]: при $\alpha_{н.в} = 0^\circ$ $k_0 = 100–1000$ кН/мм.

Руководствуясь табл. 19 СП 64.13330, можно принять $k_{90} \approx 1/2k_0$. Для промежуточных значений угла наклона волокон древесины относительно вектора прикладываемого усилия коэффициент жесткости может уточняться по зависимости П.А. Дмитриева – Ю.Д. Стрижакова:

$$k_{\alpha_{н.в}} = \frac{k_{\alpha=0}}{1 + \left(\frac{k_{\alpha=0}}{k_{\alpha=90}} - 1 \right) \sin^3 \alpha_{н.в}}, \quad (21)$$

где $\alpha_{н.в}$ — угол между направлением волокон древесины и вектором прикладываемого усилия.

Потенциальная энергия деформации угловых коннекторов определяется по формуле (2):

$$\sum U_{св,уг} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 4 \cdot k_{кон} \times [0,563 \cdot \alpha_1^2 + 2,25 \cdot \alpha_2^2].$$

Коэффициенты матрицы жесткости для горизонтальных ребер устанавливаются по формулам (3), (4). Для ребер сечением 50×150 мм: $\delta_{11} = \delta_{22} = 0,868 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{12} = \delta_{21} = 0,795 \cdot 10^{-3}$.

Подставляя данные коэффициенты в систему (8) и решая ее, получаем выражения для прогибов ребер f_i в виде:

$$f_1^H = \frac{1,776 \cdot 10^4 \cdot \bar{k}_1 \cdot \alpha_1 + 7,77 \cdot 10^3 \cdot \bar{k}_2 \cdot \alpha_1 - 3,963 \cdot \bar{k}_1 \cdot \bar{k}_2 \cdot \alpha_1}{3,552 \cdot 10^4 \cdot (\bar{k}_1 + \bar{k}_2) - 7,393 \cdot \bar{k}_1 \cdot \bar{k}_2 - 4 \cdot 10^7};$$

$$f_2^H = \frac{3,108 \cdot 10^4 \cdot \bar{k}_1 \cdot \alpha_1 + 1,776 \cdot 10^4 \cdot \bar{k}_2 \cdot \alpha_1 - 3,696 \cdot \bar{k}_1 \cdot \bar{k}_2 \cdot \alpha_1}{7,104 \cdot 10^4 \cdot (\bar{k}_1 + \bar{k}_2) - 14,785 \cdot \bar{k}_1 \cdot \bar{k}_2 - 8 \cdot 10^7}$$

Величина деформации коннекторов поперек оси ребра согласно формуле (6):

$$\Delta^H_{1,z} = 0,5\alpha_1 - f_1^H; \Delta^H_{2,z} = 0,25\alpha_1 - f_2^H;$$

$$F_1 = k_{1,90}(0,5\alpha_1 - f_1^H); F_2 = k_{2,90}(0,25\alpha_1 - f_2^H).$$

По формуле (11) определяется фиктивная опорная реакция:

$$V_0^H = \frac{2}{3}F_1 + \frac{1}{3}F_2.$$

Далее можно выразить потенциальную энергию деформации ребер по формуле (10):

$$\sum U_{реб}^H = \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \left(\frac{2F_1 + F_2}{3} x_1 \right)^2 dx_1 + \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \left(\frac{2F_1 + F_2}{3} [0,25 + x_2] - F_1 x_2 \right)^2 dx_2 + \frac{1}{16} \int_0^{0,25} \left(\frac{2F_1 + F_2}{3} [0,5 + x_3] - F_1 [0,25 + x_3] - F_2 x_3 \right)^2 dx_3.$$

Затем необходимо произвести эти расчеты для вертикальных ребер. Коэффициенты матрицы жесткости для ребер сечением 50×150 мм: $\delta_{11} = \delta_{44} = 3,6 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{22} = \delta_{33} = 8,1 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{34} = \delta_{43} = 5,062 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{13} = \delta_{31} = \delta_{24} = \delta_{42} = 4,5 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{14} = \delta_{41} = 2,587 \cdot 10^{-3}$; $\delta_{23} = \delta_{32} = 7,65 \cdot 10^{-3}$ подставляются в систему уравнений (8), а силы F_i выражаются через деформации коннекторов по формуле (7). В случае символического представления коэффициентов жесткости k_i при числе неизвестных $m \geq 3$ решение получается достаточно громоздким, поэтому удобно представить его в виде частного двух многочленов (число коэффициентов многочлена в числителе дроби $m^2 - 1$ и m^2 — многочлена в знаменателе):

$$f_i^V = \frac{a_{i,1} \cdot k_{i,1} \cdot \alpha_2 + a_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot \alpha_2 + a_{i,1} \cdot k_{i,3} \cdot \alpha_2 + a_{i,4} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,5} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot \alpha_2 + a_{i,6} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,3} \cdot \alpha_2 + a_{i,7} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,8} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot \alpha_2 + a_{i,9} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,10} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,11} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot \alpha_2 + a_{i,12} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,13} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,14} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2 + a_{i,15} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} \cdot \alpha_2}{b_{i,1} \cdot k_{i,1} + b_{i,2} \cdot k_{i,2} + b_{i,3} \cdot k_{i,3} + b_{i,4} \cdot k_{i,4} + b_{i,5} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} + b_{i,6} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,3} + b_{i,7} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,4} + b_{i,8} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} + b_{i,9} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,4} + b_{i,10} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} + b_{i,11} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} + b_{i,12} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,4} + b_{i,13} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} + b_{i,14} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} + b_{i,15} \cdot k_{i,1} \cdot k_{i,2} \cdot k_{i,3} \cdot k_{i,4} + b_{i,16}}$$

где a_{ik} и b_{il} — числовые коэффициенты, получаемые при решении системы уравнений.

При изначально заданных числовых значениях коэффициентов жесткости k_i решение системы получается в виде одночленов $a_i \cdot \alpha$, однако такой

подход менее удобен при итерационном способе решения задачи.

Фиктивная опорная реакция выражается через силы F_i по формуле (11):

$$V_0^V = 0,8F_1 + 0,6F_2 + 0,4F_3 + 0,2F_4.$$

Потенциальная энергия деформации ребер выражается по формуле (10):

$$\Sigma U_{реб}^V = \frac{1}{16} \left[\int_0^{0,3} (V_0^V x_1)^2 dx_1 + \int_0^{0,3} (V_0^V [0,3 + x_2] - F_1 x_2)^2 dx_2 + \int_0^{0,3} (V_0^V [0,6 + x_3] - F_1 [0,3 + x_3] - F_2 x_3)^2 dx_3 + \int_0^{0,3} (V_0^V [0,9 + x_4] - F_1 [0,6 + x_4] - F_2 [0,3 + x_4] - F_3 x_4)^2 dx_4 + \int_0^{0,3} (V_0^V [1,2 + x_5] - F_1 [0,9 + x_5] - F_2 [0,6 + x_5] - F_3 [0,3 + x_5] - F_4 x_5)^2 dx_5 \right]$$

На примере коннекторов с жесткостью $k_0 = 200$ кН/м и $k_{90} = 100$ кН/м подробно рассмотрен итерационный процесс. Для этого составлена таблица.

Для оценки влияния на сдвиг панели таких факторов, как размеры поперечного сечения ребра и коэффициент жесткости связей сдвига, произведена серия расчетов панели, остальные параметры назначались как в вышеприведенном примере. Рассмотрены следующие размеры поперечного сечения ребра ($b \times h$), мм: 25 × 150; 50 × 150; 75 × 150; 100 × 150; 125 × 150; 150 × 150. Жесткость связей k_0 рассмотрена в интервале $k_0 = 100-1000$ кН/м с градацией 50 кН/м, как и ранее, принималось $k_{90} = 0,5k_0$. Очевидно, что такой параметр, как толщина обшивки, не будет вносить существенных изменений в конечный результат расчета (ввиду относительно высокой сдвиговой жесткости даже при малой ее толщине) и в расчетах не варьировался. Результаты расчета представлены на графиках зависимости « $k_0 - \Delta_{сдв}$ » (рис. 3).

По результатам расчета установлено, что наиболее существенное влияние на величину перекоса деревокомпозитной стеновой панели оказывает жесткость связей сдвига, при увеличении которой в вышеуказанных пределах величина деформации сдвига снижалась в 8,8–8,9 раз.

Пример расчета — итерационный процесс для случая панели с ребрами сечением 50 со связями сдвига жесткостью $k_0 = 200$ и $k_{90} = 100$

Calculation example — iterative process for the case of a panel with ribs of section 50 with shear bonds of stiffness $k_0 = 200$ and $k_{90} = 100$

Итерация Iteration	Связи сдвига Shear bonds		k_0 , кН/м k_{90} , кН/м kN/m	$k_{вх}$ $k_{in}^{рез}$ кН/м kN/m	Параметры деформации схемы Scheme deformation parameters				Показатель точности, % Accuracy rate, %	$\alpha_{наб} / \alpha_{г.д.р}$ град / deg	$k_{вх}^{рез} / k_{out}^{рез}$ кН/м / kN/m
	Расположение Location	Номер Number			$\alpha_1 \cdot 10^3$, рад / rad	$\alpha_2 \cdot 10^3$, рад / rad	$\alpha_3 \cdot 10^3$, рад / rad	$\Delta_{сд} / \Delta_{сд}^0$, мм / mm			
1	Угловые Corner	0	200	200	10,01	4,15	14,53	43,6	-	39,65	159
			100								
	Горизонтальное ребро Horizontal rib	1	200	200						47,73	142
			100								
		2	200	200						34,57	169
			100								
		3	200	0						0	0
			100								
	Вертикальное ребро Vertical rib	1	200	200						19,88	192
			100								
		2	200	200						5,22	200
			100								
		3	200	200						19,5	193
			100								
		4	200	200						16,72	195
100											
5		200	0	0	0						
	100										

Окончание табл. / End of the Table

Итерация Iteration	Связи сдвига Shear bonds		k_0 , кН/м k_{90} , кН/м кН/м	$k_{in}^{рез}$, $k_{res}^{рез}$, кН/м кН/м	Параметры деформации схемы Scheme deformation parameters				Показатель точности, % Accuracy rate, %	$\alpha_{инв} / \alpha_{св}$, град / deg	$k_{рез}^{вых} / k_{рез}^{инв}$, кН/м / кН/м
	Расположение Location	Номер Number			$\alpha_1 \cdot 10^3$, рад / rad	$\alpha_2 \cdot 10^3$, рад / rad	$\alpha_3 \cdot 10^3$, рад / rad	$\Delta_{св} / \Delta_{св}^{пр}$, мм / мм			
2	Угловые Corner	0	200	159	11,3	4,98	16,66	49,98	14,6	39,65	155
			100								
	Горизонтальное ребро Horizontal rib	1	200	142						47,73	146
			100								
		2	200	169						34,57	172
			100								
		3	200	0						0	0
			100								
	Вертикальное ребро Vertical rib	1	200	192						19,88	191
			100								
		2	200	200						5,22	200
			100								
		3	200	193						19,5	192
			100								
		4	200	195						16,72	195
100											
5	200	0	0	0							
	100										
3	Угловые Corner	0	200	155	11,31	4,96	16,65	49,94	0,1	41,39	155
			100								
	Горизонтальное ребро Horizontal rib	1	200	146						45,97	146
			100								
		2	200	172						32,94	172
			100								
		3	200	0						0	0
			100								
	Вертикальное ребро Vertical rib	1	200	191						21,03	191
			100								
		2	200	200						5,55	200
			100								
		3	200	192						20,64	192
			100								
		4	200	195						17,72	195
100											
5	200	0	0	0							
	100										

Поперечное сечение деревянных ребер не оказывает значительного влияния на величину сдвига стеновой панели, даже несмотря на многократное увеличение их изгибной жесткости. При переходе от сечения 25×150 мм ($I = 1,95 \cdot 10^{-7}$ м⁴) к сечению 150×150 мм ($I = 4,22 \cdot 10^{-5}$ м⁴), т.е. при повышении изгибной жесткости деревянных ребер в 216 раз, снижение деформаций сдвига составило не более 10 %.

Несмотря на то, что, как было сказано выше, материал обшивки не оказывает прямого влияния на величину деформации панели, стоит отметить,

что для обшивок из более жестких материалов будут характерны более высокие значения коэффициента жесткости соединения, так как полный сдвиг равен сумме сдвигов коннектора в древесине и обшивке. Кроме того, необходимо отметить, что толщина обшивки должна обеспечивать ее местную устойчивость при работе в составе композитного сечения [25].

При абсолютно жесткой связи обшивок и ребер каркаса (клеевое соединение) величина сдвига обусловлена только модулем упругости II рода материала обшивки и ее толщиной. В рассмотренном при-

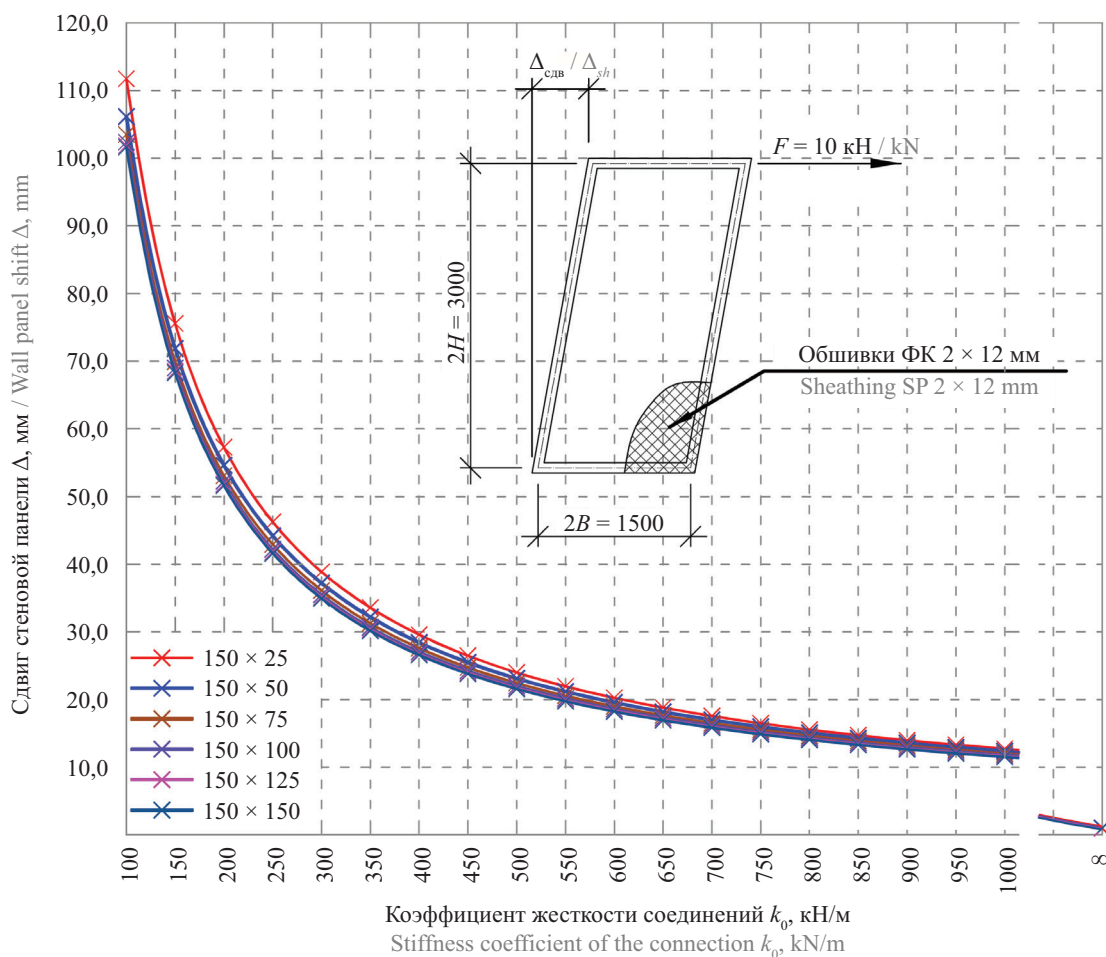


Рис. 3. Графики зависимости «коэффициент жесткости связей – сдвиг» стеновой панели с учетом варьирования размеров поперечного сечения деревянных ребер

Fig. 3. Graphs of the dependence of the “bond stiffness coefficient – shear” of the wall panel, taking into account the variation in the size of the cross-section of wooden ribs

мере величина сдвиговой деформации такой панели составила 1,05 мм, при максимальном рассмотренном значении коэффициента жесткости податливых связей 11,5–12,5 мм (в зависимости от изгибной жесткости ребер). Дальнейшим повышением коэффициента жесткости связей можно еще более существенно повысить жесткость стеновой панели при сдвиге, однако в таком случае потребуются установка специальных сдвиговых коннекторов в виде когтевых шайб [26–29] или двухсторонних металлических зубчатых пластин [30]. Погонная жесткость связей сдвига также может быть повышена за счет уменьшения шага их расстановки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработан численно-аналитический алгоритм расчета на сдвиг стеновых панелей на деревянном каркасе с обшивками из листовых материалов и податливыми связями их крепления, позволяющий итерационным путем уточнять коэффициенты жесткости

связей сдвига в зависимости от углов наклона результирующих векторов деформации к волокнам древесины. Алгоритм может быть использован и при необходимости учета физической нелинейности материалов и нелинейной деформации связей сдвига.

Установлено, что приемлемую точность решения ($\leq 1\%$) можно получить путем выполнения 3–4 итераций.

Наибольшее влияние на величину деформаций сдвига стеновых панелей на деревянном каркасе с обшивками из листовых материалов оказывает жесткость связей сдвига, а размеры поперечного сечения деревянных ребер каркаса практически не влияют на данный параметр.

Стеновые панели с достаточно жесткими часто установленными связями сдвига могут обладать значительной сдвиговой жесткостью и применяться в качестве вертикальных диафрагм как альтернатива массивным и дорогостоящим CLT- и МНМ-панелям при строительстве деревянных зданий малой и средней этажности.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Римшин В.И., Кецо Е.С., Трунтов П.С. Большой строительный словарь. Том 2 : учебное пособие. М. : Издательский дом АСВ, 2022. 626 с. EDN FSAMPR.
2. Pinaykin I.P., Zhadanov V.I., Ukrainchenko D.A. Wooden low-rise construction. New constructive and technological solutions // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2021. Vol. 751. Issue 1. P. 012092. DOI: 10.1088/1755-1315/751/1/012092
3. Курбатов В.Л., Римшин В.И., Шубин И.Л., Волкова С.В. Информационное моделирование и искусственный интеллект в современном строительстве и жилищно-коммунальном хозяйстве : учебное пособие. М. : Издательский дом АСВ, 2023. 420 с. EDN MSLGGU.
4. Жаданов В.И., Украинченко Д.А., Мельников П.П., Семенов М.Ю., Мельникова И.В. Аэродинамичный четырехэтажный жилой дом двухгалерейного типа с ядром из CLT // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2021. № 3. С. 30–40. DOI: 10.25686/2542-114X.2021.3.30. EDN FNZQFA.
5. Tulebekova S., Malo K.A., Rønquist A., Nàvik P. Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings // Engineering Structures. 2022. Vol. 261. P. 114209. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114209
6. Ussher E., Aloisio A., Rathy S. Effect of lateral resisting systems on the wind-induced serviceability response of tall timber buildings // Case Studies in Construction Materials. 2023. Vol. 19. P. e02540. DOI: 10.1016/j.cscm.2023.e02540
7. Aslantamer Ö.N., Ilgin H.E. Space efficiency in timber office buildings // Journal of Building Engineering. 2024. Vol. 91. P. 109618. DOI: 10.1016/j.jobe.2024.109618
8. Chernova T.P., Melekhov V.I. Behavior of timber-timber composite structure connected by inclined screws // Magazine of Civil Engineering. 2023. No. 4 (120). DOI: 10.34910/MCE.120.4. EDN LTHOSP.
9. Лабудин Б.В., Попов Е.В., Гетман Д.В., Столыпин Д.А., Румянцева В.Е. Методика расчета устойчивости ребристых панелей с учетом температурно-влажностного режима технологий текстильного производства // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2023. № 2 (404). С. 199–208. DOI: 10.47367/0021-3497_2023_2_199. EDN DQLFTT.
10. Smardzewski J. Experimental and numerical analysis of wooden sandwich panels with an auxetic core and oval cells // Materials & Design. 2019. Vol. 183. P. 108159. DOI: 10.1016/j.matdes.2019.108159
11. Polastri A., Casagrande D. Mechanical behaviour of multi-panel cross laminated timber shear-walls with stiff connectors // Construction and Building Materials. 2022. Vol. 332. P. 127275. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127275
12. Bhandari S., Fischer E.C., Riggio M., Muszynski L. Numerical assessment of In-plane behavior of multi-panel CLT shear walls for modular structures // Engineering Structures. 2023. Vol. 295. P. 116846. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116846
13. Belleri A., Minkada M.E., Baldassarre D., Palumbo E., Loss C. Preliminary assessment of PreWEC-like systems made by cross-laminated timber panels and steel columns // Procedia Structural Integrity. 2023. Vol. 48. Pp. 371–378. DOI: 10.1016/j.prostr.2023.07.119
14. Morrell I., Sinha A., Cheney D., Taylor R., Potter F., Way D. et al. Reverse-cyclic performance of United States prescriptive code connectors in a novel mass timber structural composite panel // Case Studies in Construction Materials. 2024. Vol. 21. P. e03524. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e03524
15. Ren H., Bahrami A., Cehlin M., Wallhagen M. Proposing new adhesive-free timber edge connections for cross-laminated timber panels: A step toward sustainable construction // Case Studies in Construction Materials. 2024. Vol. 20. P. e02975. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e02975
16. Byloos D., Vandoren B. Experimental and analytical assessment of the racking behavior of timber frame walls with single-sided double-layered sheathing panels // Engineering Structures. 2024. Vol. 316. P. 118592. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.118592
17. Casagrande D., Setti A., Polastri A. Structural behaviour of light-frame timber shear-walls with diagonal board sheathing // Construction and Building Materials. 2024. Vol. 416. P. 135077. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2024.135077
18. Manser N., Steiger R., Geiser M., Otti M., Frangi A. Shear resistance of Oriented Strand Board panel sheathings in timberframed shear walls // Engineering Structures. 2024. Vol. 316. P. 118461. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.118461
19. Dobrila P., Premrov M. Reinforcing methods for composite timber frame–fiberboard wall panels // Engineering Structures. 2003. Vol. 25. Issue 11. Pp. 1369–1376. DOI: 10.1016/S0141-0296(03)00109-3
20. Muñoz W., Salenikovich A. Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: In Search of Harmonised Approach // 10th World Conference on Timber Engineering. 2008. Pp. 1064–1071.
21. Кавелин А.С. Современное положение вопроса расчета нагельных соединений в деревянных стеновых панелях // Инженерный вестник Дона. 2018. № 2 (49). С. 154. EDN YATFYL.
22. Labudin B.V., Popov E.V., Tyurikova T.V., Nikitina T.A., Ruslanova A.V. Experimental Studies of the Strength and Rigidity of Screw Connections of Covers with Wooden Ribs // IOP Conference Series: Mate-

rials Science and Engineering. 2020. Vol. 753. Issue 4. P. 42063. DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042063

23. *Hassanieh A., Valipour H.* Experimental and numerical study of OSB sheathed-LVL stud wall with stapled connections // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 233. P. 117373. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117373

24. *Véliz F., Estrella X., Lagos J., Guindos P.* Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame wooden diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 297. P. 117017. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.117017

25. *Labudin B.V., Popov E.V., Sopilov V.V.* Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 687. Issue 3. P. 033041. DOI: 10.1088/1757-899X/687/3/033041

26. *Черных А.Г., Данилов Е.В., Коваль П.С.* Расчет жесткости соединений конструкций из LVL с когтевыми шайбами // *Известия высших учебных заведений. Лесной журнал*. 2020. № 4 (376). С. 157–167. DOI: 10.37482/0536-1036-2020-4-157-167. EDN FEWWLQ.

27. *Popov E.V., Ruslanova A.V., Sopilov V.V., Zdralovic N., Mamedov S.M., Labudin B.V.* Contact Interaction of a Claw Washer with Wood at Limiting Shear // *Russian Forestry Journal*. 2020. No. 4 (376). Pp. 178–189. DOI: 10.37482/0536-1036-2020-4-178-189. EDN UVWWNN.

28. *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. DOI: 10.22227/1997-0935.2016.9.35-50. EDN WMLATP.

29. *Rimshin V., Labudin B., Morozov V., Orlov A., Kazarian A., Kazaryan V.* Calculation of shear stability of conjugation of the main pillars with the foundation in wooden frame buildings // *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2019. Pp. 867–876. DOI: 10.1007/978-3-030-19868-8_85

30. *Jacquier N., Girhammar U.A.* Evaluation of bending tests on composite glulam-CLT beams connected with double-sided punched metal plates and inclined screws // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 95. Pp. 762–773. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.137

Поступила в редакцию 29 октября 2025 г.

Принята в доработанном виде 7 ноября 2025 г.

Одобрена для публикации 3 декабря 2025 г.

ОБ АВТОРАХ: **Егор Вячеславович Попов** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры инженерных конструкций, архитектуры и графики; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; SPIN-код: 5395-2753, РИНЦ ID: 896523, Scopus: 57208305419, ResearcherID: AAY-2235-2020, ORCID: 0000-0002-8950-7558; EPV1989@yandex.ru;

Денис Александрович Столыпин — аспирант кафедры инженерных конструкций, архитектуры и графики; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; SPIN-код: 2845-6362, РИНЦ ID: 1079070, Scopus: 57208307525, ResearcherID: AES-3773-2022, ORCID: 0000-0003-0153-8729; stolypin.denis.a@yandex.ru;

Олег Вадимович Копров — аспирант кафедры инженерных конструкций, архитектуры и графики; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; SPIN-код: 1531-5494, РИНЦ ID: 1312676; vorpok28@gmail.com;

Борис Васильевич Лабудин — доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерных конструкций, архитектуры и графики; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; SPIN-код: 6705-1677, РИНЦ ID: 510962, ResearcherID: AAY-2237-2020, ORCID: 0000-0002-2547-3096; sevned@mail.ru;

Сергей Владимирович Усанов — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных конструкций; **Кубанский государственный технологический университет (КубГТУ)**; 350042, г. Краснодар, Московская ул., д. 2, стр. 1; старший научный сотрудник лаборатории мониторинга жилищно-коммунального хозяйства и радиационной безопасности в строительстве; **Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН)**; 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21; SPIN-код: 1144-6400, РИНЦ ID: 1157225, Scopus: 58287097200, ResearcherID: JQW-2943-2023, ORCID: 0000-0002-7395-1641; svusanov@gmail.com.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Rimshin V.I., Ketsko E.S., Truntov P.S. *Big construction dictionary*. Vol. 2 : textbook. Moscow, ASV Publishing House, 2022; 626. EDN FSAMPR. (rus.).
2. Pinaykin I.P., Zhadanov V.I., Ukrainchenko D.A. Wooden low-rise construction. New constructive and technological solutions. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2021; 751(1):012092. DOI: 10.1088/1755-1315/751/1/012092
3. Kurbatov V.L., Rimshin V.I., Shubin I.L., Volkova S.V. *Information modeling and artificial intelligence in modern construction and housing and communal services : textbook*. Moscow, ASV Publishing House, 2023; 420. EDN MSLGGU. (rus.).
4. Zhadanov V.I., Ukrainchenko D.A., Melnikov P.P., Semenov M.Yu., Melnikova I.V. Aerodynamic four-storey residential building of two-gallery type with a core of CLT. *Vestnik of Volga State University of Technology Series "Forest. Ecology. Nature Management"*. 2021; 3:3-40. DOI: 10.25686/2542-114X.2021.3.30. EDN FNZQFA. (rus.).
5. Tulebekova S., Malo K.A., Rønquist A., Nåvik P. Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings. *Engineering Structures*. 2022; 261:114209. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114209
6. Ussher E., Aloisio A., Rathy S. Effect of lateral resisting systems on the wind-induced serviceability response of tall timber buildings. *Case Studies in Construction Materials*. 2023; 19:e02540. DOI: 10.1016/j.cscm.2023.e02540
7. Aslantamer Ö.N., Ilgin H.E. Space efficiency in timber office buildings. *Journal of Building Engineering*. 2024; 91:109618. DOI: 10.1016/j.job.2024.109618
8. Chernova T.P., Melekhov V.I. Behavior of timber-timber composite structure connected by inclined screws. *Magazine of Civil Engineering*. 2023; 4(120). DOI: 10.34910/MCE.120.4. EDN LTHOSP.
9. Labudin B.V., Popov E.V., Getman D.V., Stolypin D.A., Romyantseva V.E. Calculation method of ribbed panels stability considering the temperature and humidity conditions of textile production technologies. *Proceedings of Higher Educational Institutions. Textile Industry Technology*. 2023; 2(404):199-208. DOI: 10.47367/0021-3497_2023_2_199. EDN DQLFTT. (rus.).
10. Smardzewski J. Experimental and numerical analysis of wooden sandwich panels with an auxetic core and oval cells. *Materials & Design*. 2019; 183:108159. DOI: 10.1016/j.matdes.2019.108159
11. Polastri A., Casagrande D. Mechanical behaviour of multi-panel cross laminated timber shear-walls with stiff connectors. *Construction and Building Materials*. 2022; 332:127275. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127275
12. Bhandari S., Fischer E.C., Riggio M., Muszynski L. Numerical assessment of In-plane behavior of multi-panel CLT shear walls for modular structures. *Engineering Structures*. 2023; 295:116846. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116846
13. Belleri A., Minkada M.E., Baldassarre D., Palumbo E., Loss C. Preliminary assessment of PreWEC-like systems made by cross-laminated timber panels and steel columns. *Procedia Structural Integrity*. 2023; 48:371-378. DOI: 10.1016/j.prostr.2023.07.119
14. Morrell I., Sinha A., Cheney D., Taylor R., Potter F., Way D. et al. Reverse-cyclic performance of United States prescriptive code connectors in a novel mass timber structural composite panel. *Case Studies in Construction Materials*. 2024; 21:e03524. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e03524
15. Ren H., Bahrami A., Cehlin M., Wallhagen M. Proposing new adhesive-free timber edge connections for cross-laminated timber panels: A step toward sustainable construction. *Case Studies in Construction Materials*. 2024; 20:e02975. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e02975
16. Byloos D., Vandoren B. Experimental and analytical assessment of the racking behavior of timber frame walls with single-sided double-layered sheathing panels. *Engineering Structures*. 2024; 316:118592. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.118592
17. Casagrande D., Setti A., Polastri A. Structural behaviour of light-frame timber shear-walls with diagonal board sheathing. *Construction and Building Materials*. 2024; 416:135077. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2024.135077
18. Manser N., Steiger R., Geiser M., Otti M., Frangi A. Shear resistance of Oriented Strand Board panel sheathings in timberframed shear walls. *Engineering Structures*. 2024; 316:118461. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.118461
19. Dobrila P., Premrov M. Reinforcing methods for composite timber frame–fiberboard wall panels. *Engineering Structures*. 2003; 25(11):1369-1376. DOI: 10.1016/S0141-0296(03)00109-3
20. Muñoz W., Salenikovich A. Determination of Yield Point and Ductility of Timber Assemblies: In Search of Harmonised Approach. *10th World Conference on Timber Engineering*. 2008; 1064-1071.
21. Kavelin A.S. The current position of the problem of calculating nagelnyh compounds in wooden wall panels. *Engineering journal of Don*. 2018; 2(49):154. EDN YATFYL. (rus.).
22. Labudin B.V., Popov E.V., Tyurikova T.V., Nikitina T.A., Ruslanova A.V. Experimental Studies of the Strength and Rigidity of Screw Connections of Covers with Wooden Ribs. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020; 753(4):42063. DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042063

23. Hassanieh A., Valipour H. Experimental and numerical study of OSB sheathed-LVL stud wall with stapled connections. *Construction and Building Materials*. 2020; 233:117373. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117373
24. Véliz F., Estrella X., Lagos J., Guindos P. Testing and nonlinear modelling of industrialized light-frame wooden diaphragms including optimized nailing and nonstructural sheathing. *Engineering Structures*. 2023; 297:117017. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.117017
25. Labudin B.V., Popov E.V., Sopilov V.V. Stability of compressed sheathings of wood composite plate-ribbed structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2019; 687(3):033041. DOI: 10.1088/1757-899X/687/3/033041
26. Chernykh A.G., Danilov E.V., Koval P.S. Stiffness analysis of connections of LVL structures with claw washers. *Russian Forestry Journal*. 2020; 4(376): 157-167. DOI: 10.37482/0536-1036-2020-4-157-167. EDN FEWWLQ. (rus.)
27. Popov E.V., Ruslanova A.V., Sopilov V.V., Zdravovic N., Mamedov S.M., Labudin B.V. Contact Interaction of a Claw Washer with Wood at Limiting Shear. *Russian Forestry Journal*. 2020; 4(376):178-189. DOI: 10.37482/0536-1036-2020-4-178-189. EDN UVVWNN.
28. Rimshin V.I., Labudin B.V., Melekhov V.I., Popov E.V., Roshchina S.I. Dowel and washer connections for elements of wooden structures. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2016; 9:35-50. DOI: 10.22227/1997-0935.2016.9.35-50. EDN WMLATP. (rus.)
29. Rimshin V., Labudin B., Morozov V., Orlov A., Kazarian A., Kazaryan V. Calculation of shear stability of conjugation of the main pillars with the foundation in wooden frame buildings. *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2019; 867-876. DOI: 10.1007/978-3-030-19868-8_85
30. Jacquier N., Girhammar U.A. Evaluation of bending tests on composite glulam-CLT beams connected with double-sided punched metal plates and inclined screws. *Construction and Building Materials*. 2015; 95:762-773. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.137

Received October 29, 2025.

Adopted in revised form on November 7, 2025.

Approved for publication on December 3, 2025.

B I O N O T E S : **Egor V. Popov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Engineering Structures, Architecture and Graphics; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina embankment, Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; SPIN-code: 5395-2753, ID RSCI: 896523, Scopus: 57208305419, ResearcherID: AAY-2235-2020, ORCID: 0000-0002-8950-7558; EPV1989@yandex.ru;

Denis A. Stolypin — postgraduate student of the Department of Engineering Structures, Architecture and Graphics; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina embankment, Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; SPIN-code: 2845-6362, ID RSCI: 1079070, Scopus: 57208307525, ResearcherID: AES-3773-2022, ORCID: 0000-0003-0153-8729; stolypin.denis.a@yandex.ru;

Oleg V. Koprov — postgraduate student of the Department of Engineering Structures, Architecture and Graphics; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina embankment, Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; SPIN-code: 1531-5494, ID RSCI: 1312676; vorpok28@gmail.com;

Boris V. Labudin — Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Engineering Structures, Architecture and Graphics; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina embankment, Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; SPIN-code: 6705-1677, ID RSCI: 510962, ResearcherID: AAY-2237-2020, ORCID: 0000-0002-2547-3096; sevned@mail.ru;

Sergey V. Usanov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures; **Kuban State Technological University (KubSTU)**; 2 Moskovskaya st., build. 1, Krasnodar, 350042, Russian Federation; senior researcher at the Laboratory for Monitoring of Housing and Communal Services and Radiation Safety in Construction; **Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN)**; 21 Lokomotivny proezd, Moscow, 127238, Russian Federation; SPIN-code: 1144-6400, ID RSCI: 1157225, Scopus: 58287097200, ResearcherID: JQW-2943-2023, ORCID:0000-0002-7395-1641; svusanov@gmail.com.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare that there is no conflict of interest.