

## Быстрособорные узлы в стальных каркасах многоэтажных зданий

Александр Романович Туснин, Иван Владимирович Мильников

Национальный исследовательский Московский государственный строительный  
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** В условиях развития стального строительства актуальным видится создание номенклатуры типовых унифицированных изделий, узлов и деталей стальных каркасов, что позволит проектировщикам при меньших трудовых затратах создавать проекты современных быстровозводимых зданий, а строителям — быстро и качественно воплощать их в жизнь. Рассматриваются узлы стыка колонн по высоте и сопряжения их с балками перекрытия. В приведенных конструктивных решениях усилия передаются непосредственным упором контактных поверхностей соединяемых элементов, что дает возможность избежать выполнения монтажных сварных швов и большого количества болтовых соединений. Как следствие, при использовании контактных соединений сокращаются сроки монтажа металлического каркаса и снижается стоимость строительства.

**Материалы и методы.** При рассмотрении контактных задач не применим принцип Сен-Венана, важно исследовать непосредственные области контактных поверхностей элементов. Разработка узлов велась на примере типового каркаса пятиэтажного здания с размерами ячеек от  $3 \times 3$  до  $6 \times 6$  м с конструктивными элементами заданных сечений.

**Результаты.** Представлены возможные контактные соединения элементов каркаса, позволяющие осуществлять монтаж только их установкой друг на друга и финишной регулировкой. Такие соединения за счет работы контактирующих поверхностей на смятие позволяют передавать не только продольные усилия, но и некоторую часть изгибающих моментов. Приведен численный расчет одного из предложенных узлов.

**Выводы.** Предложенные варианты узлов стыка колонн и примыкания балки к колонне являются нетиповыми и ранее не используемыми в инженерной практике. Для широкого применения таких узлов в практике проектирования стальных каркасов многоэтажных зданий необходимо всесторонне исследовать их несущую способность и деформативность. Интерес представляет изучение влияния геометрических параметров соединительных элементов на жесткость узлов и на напряженно-деформированное состояние каркаса в целом. Настоящие исследования будут проводиться с использованием программно-вычислительных комплексов и эксперимента.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** быстровозводимые здания, стальной каркас, контактные соединения, быстрособорные узлы, стык колонн, примыкание балки к колонне

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Туснин А.Р., Мильников И.В. Быстрособорные узлы в стальных каркасах многоэтажных зданий // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 6. С. 942–959. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.942-959

Автор, ответственный за переписку: Александр Романович Туснин, tusninar@mgsu.ru.

## Quick-assembly units in steel frames of multi-storey buildings

Alexander R. Tusnin, Ivan V. Myl'nikov

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);  
Moscow, Russian Federation

### ABSTRACT

**Introduction.** In the conditions of steel construction development, it is relevant to create a nomenclature of standard unified products, assemblies and parts of steel frames, which will allow engineers to create projects of modern prefabricated buildings with less labour costs, and builders to implement them quickly and efficiently. The joints of the column junction in height and their coupling with the floor beams are considered. In these design solutions, the forces are transmitted by direct contact of the end surfaces of the connected elements, which avoids the execution of mounting welds and a large number of bolted connections. As a result, when using contact connections, the installation time and the cost of construction of the metal frame are reduced.

**Materials and methods.** When considering contact problems, the Saint-Venant principle is not applicable, it is important to explore the immediate areas of the contact surfaces of the elements. The nodes were developed using the example of a typical frame of a five-storey building with cell sizes from  $3 \times 3$  to  $6 \times 6$  m with structural elements of specified sections.

**Results.** The possible contact connections of the frame elements are presented, which allow assembly only by installing them on top of each other and finishing adjustment. Such connections, due to the work of the contact surfaces on the crumple, allow transmitting not only longitudinal forces, but also some of the bending moments.

**Conclusions.** The proposed options for column joints and beam-to-column junctions are non-typical and not previously used in engineering practice. For the widespread use of such units in the practice of designing steel frames of multi-storey

buildings, it is necessary to investigate their bearing capacity and deformability comprehensively. It is of interest to study the influence of the geometric parameters of the connecting elements on the stiffness of the nodes and on the stress-strain state of the frame as a whole. The present research will be conducted using computer software and experiment.

**KEYWORDS:** prefabricated buildings, steel frame, contact joints, quick-assembly units, column joint, beam-to-column connectio

**FOR CITATION:** Tusnin A.R., Myl'nikov I.V. Quick-assembly units in steel frames of multi-storey buildings. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(6):942-959. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.942-959 (rus.).

*Corresponding author:* Aleksander R. Tusnin, tusninar@mgsu.ru.

## ВВЕДЕНИЕ

В Российской Федерации стальные конструкции в основном применяются в промышленном строительстве, мостах и уникальных большепролетных и высотных зданиях. В многоэтажных зданиях массовой городской застройки стальные конструкции используются недостаточно широко [1]. По данным Steel Construction Institute, в Великобритании на стальном каркасе строят до 70 % многоэтажных зданий, в Швеции — около 65, в Норвегии — 48 [2–4]. В нашей стране по этой технологии возводят не более 13,5 % многоэтажных зданий.

Быстровозводимые стальные каркасы многоэтажных зданий — это перспективное направление в области проектирования. Оно предполагает применение элементов максимальной заводской готовности, соединяемых на монтаже узлами, обеспечивающими передачу расчетных усилий, при максимальной простоте конструкции узла и скорости его устройства [5–8].

Быстрособорный узел подразумевает исключение из процесса монтажа сверления отверстий, нарезки резьбы, сварки. С помощью таких узлов элементы заводской готовности соединяются друг с другом по типу конструктора с минимальными операциями по выверке пространственного положения и фиксации элементов в узле.

Развитию концепции быстрособорных узлов может способствовать идея применения контактных соединений элементов стального каркаса. Стальные конструкции стандартно соединяются либо с помощью сварных швов, либо с использованием дискретных связей (анкеров, болтов). Для сокращения операций по сборке и выверке на монтаже можно на заводе изготовить отправочные марки со всеми необходимыми соединительными деталями. Затем на строительной площадке эти конструктивные элементы объединяются в каркас установкой друг на друга без использования большого количества технологических операций и нескольких этапов контроля.

В значительной мере именно качество выполнения монтажных узлов определяет несущую способность каркаса. Монтажные узлы выполняются на строительной площадке, поэтому их конструкция должна быть максимально простой. Это позволит осуществлять монтаж конструкции рабочим обычной квалификации независимо от условий

на конкретной строительной площадке. При заводском изготовлении конструктивных элементов и быстрособорных монтажных узлов возможно возведение стальных каркасов в кратчайшие сроки и с гарантированным качеством [9–12].

Одним из путей совершенствования монтажных узлов служит проверка следующей гипотезы: фрезерованные поверхности способны обеспечить передачу не только продольных усилий, но и некоторых изгибающих моментов при использовании минимального числа фиксирующих элементов [13–18].

Недостаточная изученность функционирования стальных каркасов с быстрособорными узлами, отсутствие отработанных конструктивных решений и рекомендаций по расчету и проектированию делает актуальным исследование работы быстрозводимых каркасов [19, 20].

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

При расчете соединений стальных конструкций традиционно применяется принцип Сен-Венана и считается, что распределение напряжений и деформаций изменяется только вблизи зоны приложения нагрузки. Возмущение должно исчезнуть на относительно небольшом расстоянии от места приложения нагрузки.

Однако, если рассматривать контактную задачу соединения конструкций, то придерживаться принципа Сен-Венана некорректно. В данном случае как раз важно исследовать непосредственную окрестность места приложения нагрузки (контакта двух тел), сравнить действующие в ней напряжения с расчетным сопротивлением и проверить выполнение условия местной устойчивости.

Контактные задачи характеризуются тем, что на части поверхности, не участвующей в контактном взаимодействии, задаются ненулевые напряжения, а в области контакта — условия на перемещения, чтобы обеспечить совместность деформаций взаимодействующих тел [21].

Увеличения скорости сборки конструкции можно достичь, применяя в стыках колонн и узлах крепления балок к колоннам передачу усилий за счет работы контактируемых поверхностей соединяемых элементов на смятие. Для того чтобы подробно изучить такие конструкции узлов, удобнее рассмотреть конкретный каркас здания.

Возьмем за основу типовой стальной каркас пятиэтажного здания максимальной заводской готовности, предложенный в публикациях [22, 23]. Каркас состоит из колонн, балок и подкосов, которые обеспечивают необходимую горизонтальную жесткость. Закрепление подкосов к нижней полке балки на треть пролета способствует уменьшению в ней изгибающего момента  $M_y$ , при этом оставляя проем для окон и дверей (рис. 1).

Перекрытие выполняется в виде монолитной плиты по профилированному настилу или с заполнением пространства между балками легкобетонными вкладышами, которые обеспечивают требуемую звукоизоляцию от воздушного шума. Возможно заполнение промежутков между плитами деревянными щитами или профнастилом, которые укладываются на нижнюю полку двутавра.

Покрытие выполняется в виде стропильной системы с опиранием на колонны каркаса. На верхнем этаже возможно устройство мансарды.

Размеры ячеек каркаса в плане установлены от  $3 \times 3$  до  $6 \times 6$  м. Применение комбинаций ячеек разных размеров позволяет получать сложное в плане здание. Такое разнообразие вариантов компоновки элементов несущей системы является более выгодным по сравнению с модульными аналогами, размеры ячеек которых ограничены из условий транспортировки и грузоподъемности строительной техники.

При условии задания тех же нагрузок количество этажей составляет не более 5, а размеры здания

в плане ограничены 60 м (допустимым размером температурного блока).

Высота этажа — 3,0 м. Сталь каркаса С345. Сечения элементов каркаса:

- колонны — стальной гнутый замкнутый сварной квадратный профиль  $200 \times 8$  мм (ГОСТ 30245);
- подкосы — то же,  $80 \times 6$  мм (ГОСТ 30245);
- балки — сварной несимметричный двутавр, верхняя полка размером  $120 \times 10$  мм, нижняя —  $360 \times 14$  мм, стенка —  $210 \times 6$  мм.

Крепление колонн к фундаментам, монтажные стыки колонн, крепление балок к колоннам и подкосов к колоннам и балкам принято шарнирным.

Расчет каркаса выполнен в вычислительном комплексе ЛИРА-САПР на действие расчетного сочетания нагрузок, включающего собственный вес конструкций, полезную нагрузку на перекрытия, снеговую нагрузку на скатное покрытие и ветровую нагрузку (включающую как среднюю, так и пульсационную составляющую). На рис. 2 показана деформированная схема каркаса, на рис. 3 — эпюры изгибающих моментов, на рис. 4, 5 — мозаика продольных сил.

Максимальный изгибающий момент возникает в 6-метровой балке над первым этажом во втором пролете. Изгибающие моменты в колоннах и подкосах принимают очень малые значения.

Таким образом, если в расчете каркаса принять все соединения шарнирными, то балки работают как трехпролетные изгибаемые элементы. При этом колонны и подкосы работают на центральное сжатие.

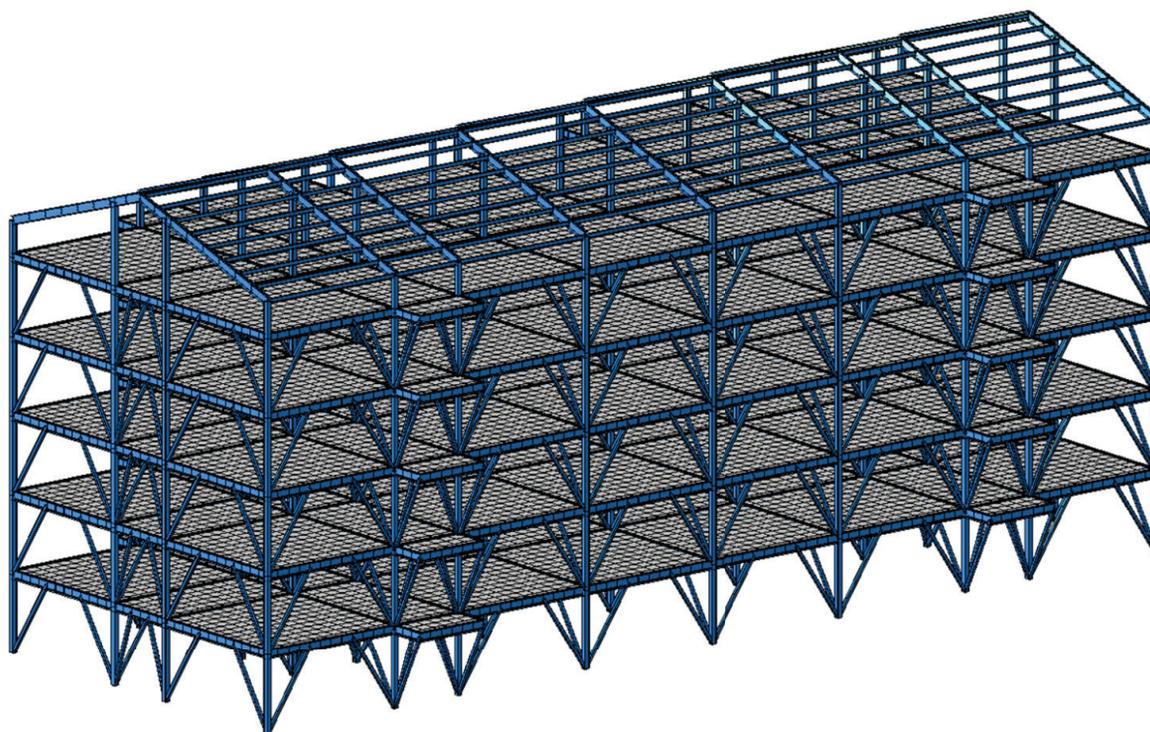


Рис. 1. Пространственная расчетная модель каркасного здания, состоящего из ячеек  $6 \times 6$ ,  $3 \times 6$  и  $6 \times 6$  м

Fig. 1. Spatial calculation model of a frame building consisting of  $6 \times 6$ ,  $3 \times 6$  and  $6 \times 6$  m cells

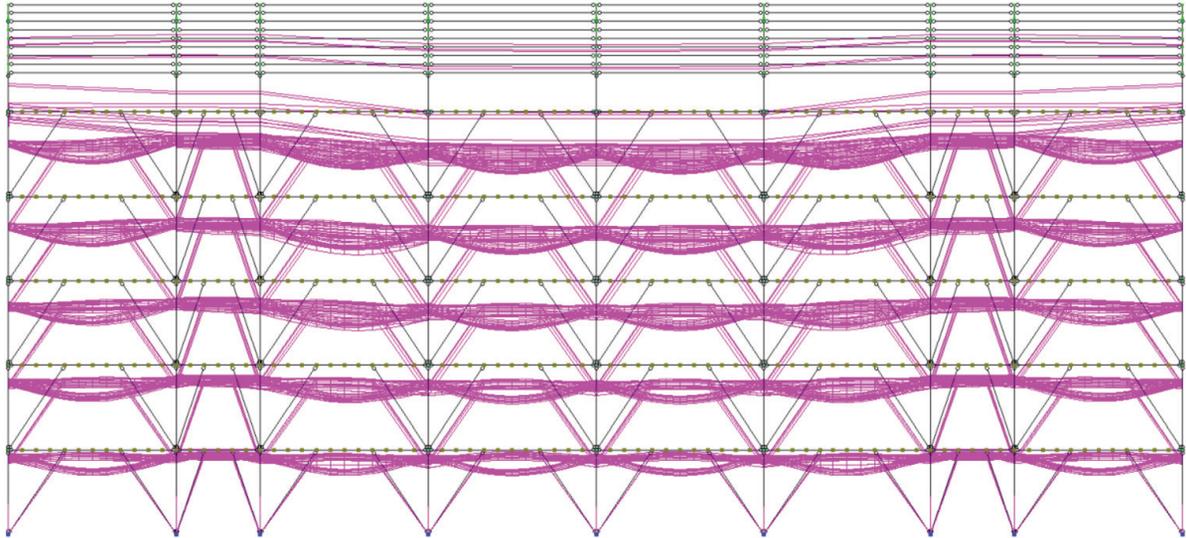


Рис. 2. Деформированный вид расчетной схемы здания  
 Fig. 2. Deformed view of the design scheme of the building

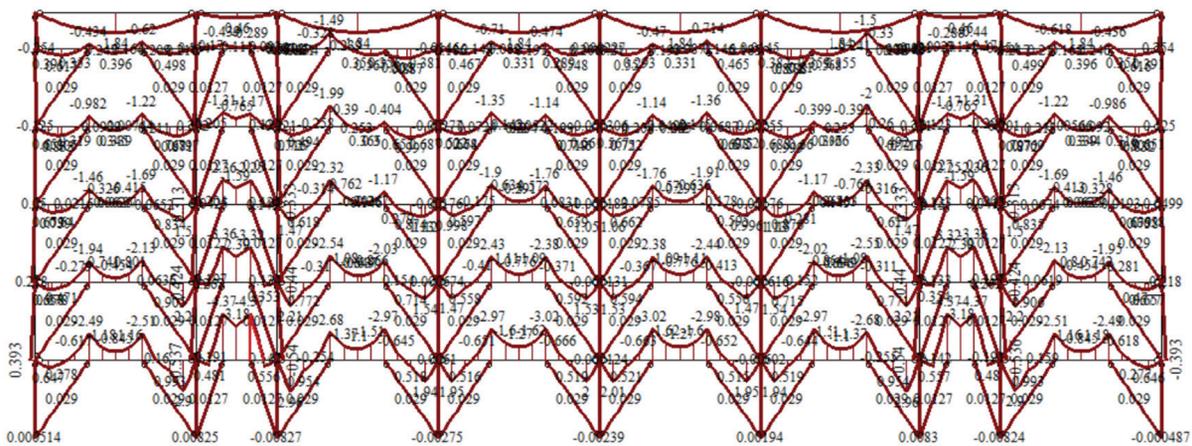


Рис. 3. Эпюра изгибающих моментов  $M_y$ , т-м, в продольной раме каркаса  
 Fig. 3. Diagram of bending moments  $M_y$ , t-m, in the longitudinal skeleton frame

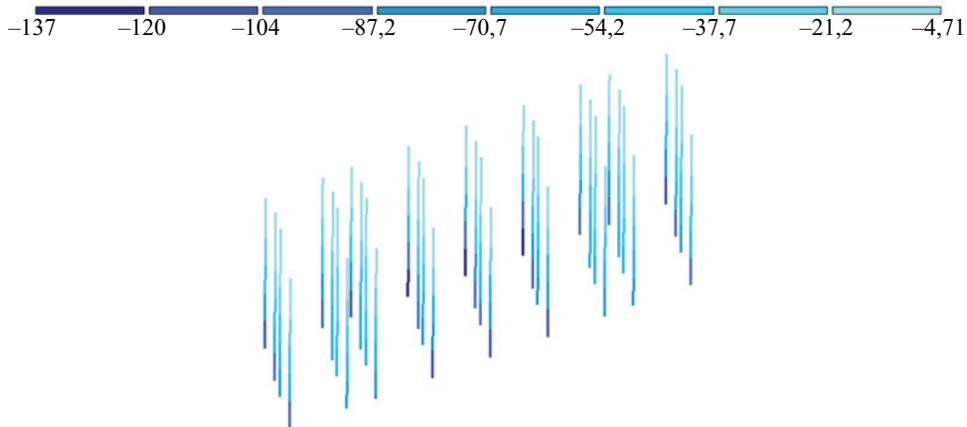


Рис. 4. Мозаика продольных сил  $N$ , т, в колоннах  
 Fig. 4. Mosaic of longitudinal forces  $N$ , t, in columns

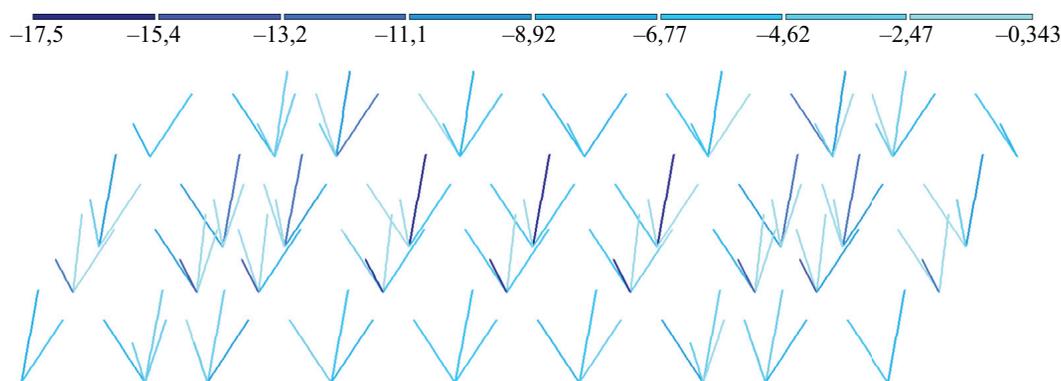


Рис. 5. Мозаика продольных сил  $N$ ,  $t$ , в подкосах первого этажа

Fig. 5. Mosaic of longitudinal forces  $N$ ,  $t$ , in the struts of the first floor

Выбранная компоновка стального каркаса является экономичной и простой в исполнении, способствует четкому разделению конструктивных элементов по основным видам деформаций, значительно облегчает унификацию изделий и использование простых узлов соединения элементов каркаса. Принятые сечения элементов могут применяться в жилом строительстве в небольших городах и сельской местности без проведения специальных инженерных расчетов.

Рассмотрим узел стыка колонн по высоте. Стандартным решением для такого случая служат фланцевые соединения, в которых фланцы привариваются к торцам колонн, строгаются для исключения влияния сварочных деформаций на геометрию узла. Соединение элементов колонны осуществляется болтами. Кроме фланцевых узлов возможны узлы с боковыми накладками, которые привариваются к колоннам при монтаже каркаса. Фланцевый узел имеет более развитые размеры по сравнению с сечением колонны, что влияет на интерьер помещения, требует дополнительной отделки из-за выступающих элементов узла. Узел на накладках требует проведения сварочных работ на строительной площадке.

Монтажный стык колонн можно выполнить, используя непосредственный контакт двух фрезерованных поверхностей, перпендикулярных оси профиля. Рассмотрим два варианта таких соединений (рис. 6, 7).

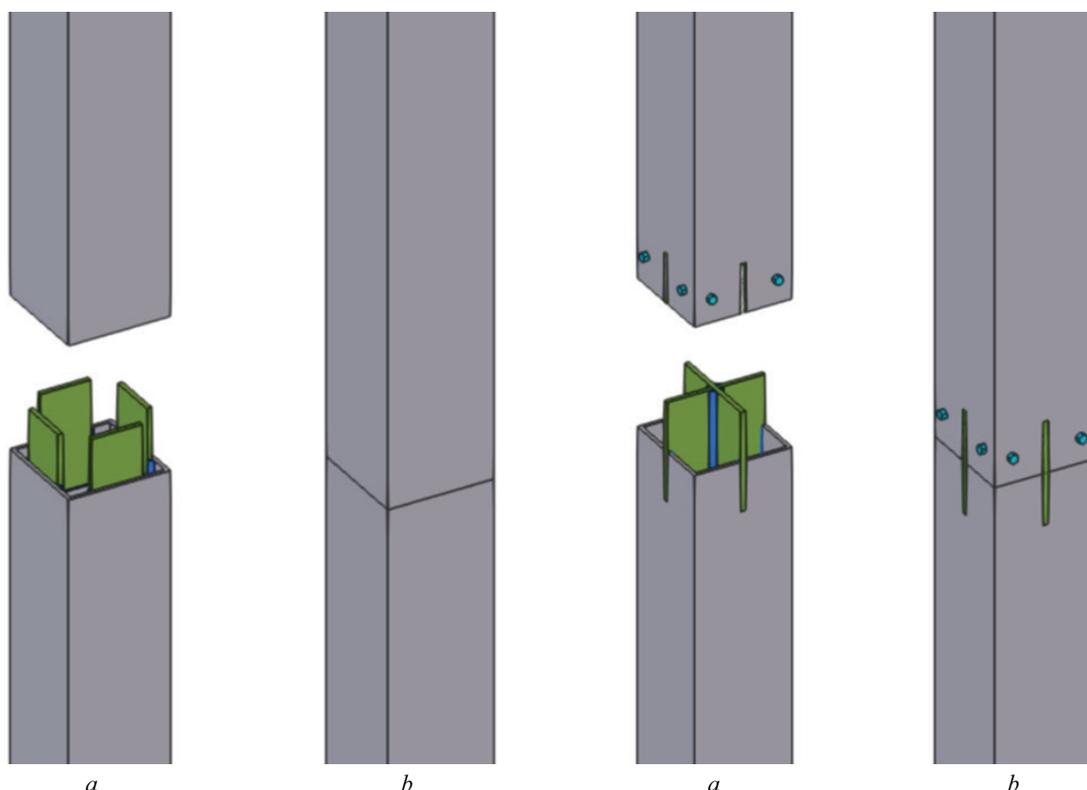
Первый вариант стыка колонн осуществляется с помощью четырех монтажных направляющих пластин толщиной 5 мм, приваренных к внутренним граням нижней колонны квадратного сечения. Пластины имеют в верхней половине отгиб во внутреннюю часть колонны на 1–2 мм для упрощения монтажа верхней колонны.

Второй вариант стыка колонн выполнен с помощью вспомогательного сварного элемента, представляющего собой крестовину из трех листов из стали толщиной 10 мм. Указанная деталь помещается в прямоугольные вырезы в стенках труб со стороны

торцов. Для удобства монтажа крестовина приваривается угловыми швами к нижней колонне. Верхняя колонна устанавливается сверху и фиксируется болтами М12 через сделанные в стенках труб отверстия с резьбой и упирается в стенки крестовины, исключая смещение верхней колонны. При небольших изгибающих моментах фиксирующие болты не рассчитываются и ставятся конструктивно. Для облегчения монтажа прямоугольные вырезы в верхней колонне выполняются на 1–2 мм больше толщины пластин, образующих крестовину [24].

В обоих случаях продольное усилие  $N$  передается с верхней колонны на нижнюю через непосредственный контакт отфрезерованных торцевых поверхностей труб за счет работы на смятие торцов стенок нижней и верхней частей колонны. При таком взаимодействии возможен местный изгиб стенок колонны, что может привести к уменьшению площади контакта и более неравномерному распределению по поверхности контакта нормальных напряжений. Контактные узлы сохраняют работоспособность и при действии изгибающих моментов до того момента, пока не начнет происходить отрыв одной контактирующей поверхности от другой. В противном случае необходимо либо снижение эксплуатационной нагрузки, либо доработка узлов и конструирование расчетных болтовых соединений.

Конструкция узлов не предполагает необходимость выверки положения верхней части колонны относительно нижней. Соосность колонн обеспечивается наличием направляющих элементов и фрезерованных поверхностей, перпендикулярных продольным осям нижней и верхней колонн. Из-за наличия зазоров между боковыми пластинами или краями вырезов и монтажной крестовиной возможно смещение верхней колонны относительно нижней. С учетом возможного смещения верхней колонны относительно нижней площадь контакта будет меньше площади сечения колонны. Это ведет к несимметричному нагружению колонны, появлению местных изгибающих моментов, усложняющих передачу усилий в узле через контакт



**Рис. 6.** Контактный стык колонн из квадратных труб с направляющими пластинами: *a* — в разобранном виде; *b* — в собранном виде

**Fig. 6.** The contact joint of columns made of square pipes with guide plates: *a* — disassembled; *b* — assembled

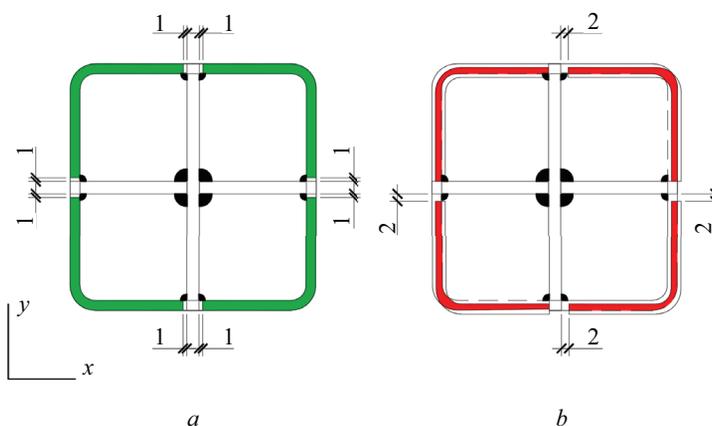
**Рис. 7.** Контактный стык колонн сечением из квадратных труб с направляющей сварной крестовиной: *a* — в разобранном виде; *b* — в собранном виде

**Fig. 7.** The contact joint of columns with cross section of square pipes with guide welded crosspiece: *a* — disassembled; *b* — assembled

тирующие поверхности. Так, для квадратной трубы сечением  $200 \times 8$  мм при смещении всего на 1 мм по осям  $X$  и  $Y$  площадь контакта в узле уменьшается от  $54,1 \text{ см}^2$  (рис. 8, зеленая область) при идеальном полном контакте двух торцевых поверхностей труб до  $33,7 \text{ см}^2$  (рис. 8, красная область). Таким образом, при относительно небольшом смещении профилей площадь контакта уменьшается на 38 %, что за-

метно влияет на уровень контактных напряжений в узле [25].

Рассмотрим узел шарнирного примыкания балки к колонне. Данное соединение обычно выполняется с применением болтов, привариваемых пластин, опорных столиков. Как правило, для выполнения такого соединения необходимо прибегать к использованию монтажной сварки, сверлению отверстий



**Рис. 8.** Площади контакта нижней и верхней колонн: *a* — при идеально ровной установке; *b* — при перекосе

**Fig. 8.** The contact areas of the lower and upper columns: *a* — in case of perfectly level installation; *b* — in case of misalignment

в элементах по месту. В шарнирных узлах крепления балок к колоннам также можно использовать контактную передачу усилий в узле.

В деревянных конструкциях и машиностроении используется разъемное соединение по системе «ласточкин хвост»: на охватывающей детали выполняется один или несколько пазов трапецевидной формы, а на охватываемой — шипы соответствующей формы и количества. Важная особенность такого соединения заключается в том, что узел формируется в пределах габаритов соединяемых элементов, без выступающих частей. В стальных каркасах подобное конструктивное решение позволяет сформировать монтажный узел балки с колонной, обеспечивающий быстрый монтаж балок и не требующий выверки положения балки после монтажа конструкции.

В заводских условиях к колонне приваривается пластина толщиной 20–30 мм с вырезом под шип балки. К этой пластине приваривается пластина толщиной 6–10 мм с вырезом под стенку балки для формирования паза, в который будет установлена опорная часть балки. Для передачи нагрузки на торец балки приваривается опорное ребро толщиной 8–12 мм, которое является шипом. При монтаже балка устанавливается шипами в пазы на колоннах. Монтажные зазоры могут регулироваться винтами юстировки и пластинами, устанавливаемыми в зазоры соединения после монтажа балки с помощью гидравлических домкратов. Разработанный узел обладает определенной жесткостью на изгиб, что требует исследования влияния параметров узлового соединения на изгибную жесткость узла и влияния этой жесткости на работу балки, колонны и каркаса в целом. На рис. 9 показан узел типа ласточкин хвост.

Кроме полужесткого узла разработана конструкция быстро собираемого шарнирного соеди-

нения балки с колонной с использованием отрезка круглой трубы сечением  $30 \times 8$  мм (ГОСТ 8734–75, класс стали С345), который приваривается в нижней части торцевой пластины балки. В этом случае к колонне приваривается «карман» в виде гнутой пластины толщиной 10 мм с опорным ребром и боковыми пластинами, формирующими паз. При монтаже балка с опорным ребром с отрезком круглой трубы устанавливается в карман (рис. 10). При этом криволинейные поверхности трубы и гнутой пластины находятся в контакте, а балка за счет сформированной чаши «кармана» закреплена от линейных перемещений. Поворот балки в опорном сечении возможен за счет перекачивания участка трубы по внутренней криволинейной поверхности гнутой пластины, формирующей «карман». К недостаткам этой конструкции следует отнести большой эксцентриситет приложения опорной реакции относительно наружной грани колонны, что усложняет условия крепления опорных элементов узла к колонне.

Для оценки работоспособности проведен расчет узла, показанного на рис. 6. Расчет выполнялся с учетом геометрической и физической нелинейности с использованием ПК Simcenter FEMAP with NASTRAN (версия 2022.2). Принятые единицы измерения: мм, Н, Н/мм<sup>2</sup>. Моделирование производилось с учетом закругленных углов профиля. Расчет выполнен для колонны из квадратной трубы  $200 \times 8$  мм. Используемый тип конечных элементов (КЭ) — Solid (объемные). Основная разбивка осуществляется на гексагональные 3D-элементы, в местах закруглений применяются элементы в форме треугольных призм. Характерный размер элемента — 10 мм по длине и ширине профиля и один слой элементов по толщине стенки. Тип расчета — нелинейный мультишаговый (27..Multi-Step Structural).

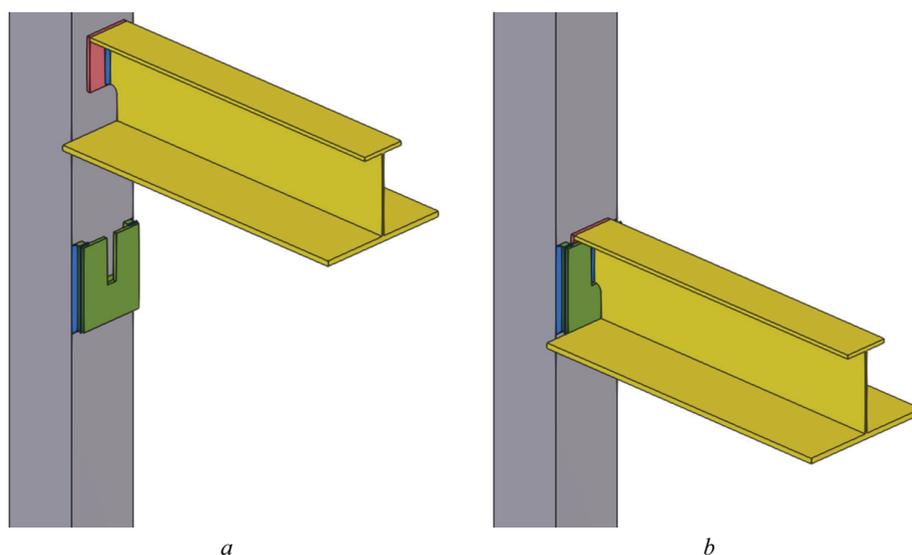
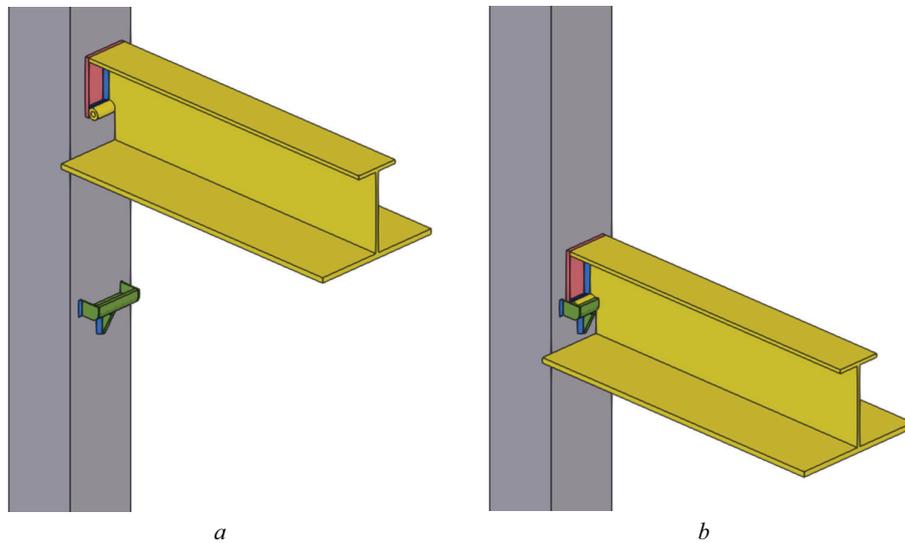


Рис. 9. Соединение стальной колонны и балки по системе «ласточкин хвост»: *a* — в разобранном виде; *b* — в собранном виде

Fig. 9. Dovetail connection of a steel column and beam: *a* — disassembled; *b* — assembled



**Рис. 10.** Соединение стальной колонны и балки с помощью отрезка круглой трубы и гнутой пластины, формирующей «карман»: *a* — в разобранном виде; *b* — в собранном виде

**Fig. 10.** Connection of a steel column and beam using a piece of round pipe and a bent plate, forming a “pocket”: *a* — disassembled; *b* — assembled

Торцы труб в исследуемом узле идеально ровные, без перекосов и сдвигов. Кроме основного профиля в расчетную модель включены пластины толщиной 5 мм, исключая смещение частей колонны друг относительно друга. Пластины моделируются ровными и параллельными внутренним граням труб, без загибов внутрь трубы.

Общий вид модели приведен на рис. 11.

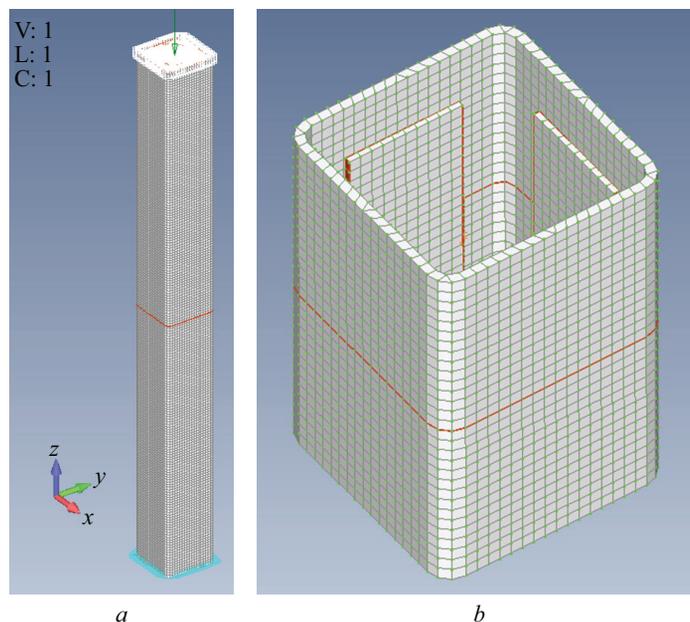
Для удобства задания нагрузки для узлов свободного торца верхней колонны создан жесткий элемент RBE2. Нагрузка прикладывается в центральный (независимый) узел и передается на связанные

(зависимые) узлы, принадлежащие телу колонны. Рассмотрен частный расчетный случай центрального сжатия колонн.

Узлы, расположенные на нижнем торце нижней трубы, закреплены по всем направлениям ( $TX$ ,  $TU$ ,  $TZ$ ,  $RX$ ,  $RY$ ,  $RZ$ ).

Для исключения влияния местных напряжений в зоне приложения нагрузки и в зоне закрепленных узлов длина верхней и нижней трубы принята по 1000 мм.

Материал конструктивных элементов, используемый в расчете: сталь С345К (материал изотроп-



**Рис. 11.** Конечно-элементная модель узла стыка колонн с использованием пластин: *a* — общий вид; *b* — узел стыка крупным планом

**Fig. 11.** Finite element model of the column junction joint using plates: *a* — general view; *b* — close-up of the junction

ный). Расчетное сопротивление стали по пределу текучести  $R_y = 350$  МПа, расчетное сопротивление стали по временному сопротивлению  $R_u = 460$  МПа, расчетное сопротивление на смятие  $R_p = 460$  МПа. В расчетах учитывается нелинейность свойств материала. Диаграмма работы стали назначена с учетом рекомендаций СП 16.13330.2017 по Приложению В.

Для моделирования контактов между КЭ по поверхностям соприкосновения заданы:

1) Connection Property — Contact (для моделирования контакта и трения) и Glued (для моделирования сварки);

2) Connection Regions — поверхности, между которыми происходит контакт;

3) Connectors — контактные пары.

Всего создано 38 контактных регионов (Connection Regions) и 25 контактных пар (Connectors).

Коэффициент трения для стальных поверхностей принят равным 0,25.

Нагрузка приложена строго вдоль оси верхней колонны. Значение продольной силы  $N$  подобрано из условия прочности элементов сплошного сечения по формуле (5) СП 16.13330.2017:

$$N = A_n R_y \gamma_c = 2073,4 \text{ кН}, \quad (1)$$

где  $A_n = 59,24 \text{ см}^2$  — площадь сечения нетто;  $R_y = 350$  МПа;  $\gamma_c = 1,0$  — коэффициент условия работы.

Наибольшее продольное усилие в колоннах при расчете каркаса пятиэтажного здания с мансардой составило 1344,0 кН, что меньше нагрузки, вычисленной по формуле (1), на 35,2 % из-за учета при расчете несущей способности колонны не только прочности, но и устойчивости.

При расчете контактных монтажных узлов, где использован минимум фиксирующих элементов и фиксация в горизонтальной плоскости осуществляется прежде всего за счет трения, необходима оценка несущей способности узла на действие фиктивной поперечной силы. Для рассмотренного выше здания фиктивная поперечная сила определяется по формуле (18) СП 16.13330.2017:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) N / \varphi = 18,2 \text{ кН}, \quad (2)$$

где  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа — модуль упругости стали;  $R_y = 350$  МПа — расчетное сопротивление стали;  $N = 1344,0$  кН — продольное усилие в колонне;  $\varphi$  — коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

Расчетная длина колонны  $l_{ef} = 3$  м принята равной высоте этажа. Для сечения в виде квадратной трубы  $200 \times 8$  мм гибкость  $\lambda = 300/7,76 = 39$ , условная гибкость  $\bar{\lambda} = 1,59$ . Коэффициент устойчивости для колонны при такой гибкости равен 0,92.

При коэффициенте трения 0,25 воспринимаемая контактными поверхностями сила за счет трения при продольном усилии 1344,0 кН составляет

336 кН. Таким образом, до исчерпания несущей способности квадратной трубы за счет сил трения обеспечена фиксация частей колонн в горизонтальной плоскости. Однако наличие поперечной силы означает действие в колонне изгибающего момента. Этот момент может возникнуть при потере устойчивости колонны, и его появление следует учитывать при расчете монтажных узлов для оценки особенностей их работы. Величина изгибающего момента при постоянной по длине колонны фиктивной поперечной силе составит в узлах не более:

$$M_{fic} = 18,2 \cdot 3/2 = 27,30 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3)$$

Это соответствует приложению продольной силы с эксцентриситетом:

$$e = 2730 / 1344 = 2,03 \text{ см}. \quad (4)$$

Радиус ядра сечения для трубы  $200 \times 8$  мм равен 6,01 см. Так как эксцентриситет меньше радиуса ядра сечения, то при появлении изгибающего момента из-за потери устойчивости вся контактная зона должна работать на сжатие. Максимальные по абсолютной величине сжимающие нормальные напряжения в узле каркаса здания от совместного действия продольной сжимающей силы 1344 кН и изгибающего момента 27,3 кН·м составляют:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_n} + \frac{M_{fic}}{W_n} = 303 \text{ МПа}, \quad (5)$$

а минимальные по абсолютной величине нормальные напряжения:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_n} - \frac{M_{fic}}{W_n} = 150 \text{ МПа}, \quad (6)$$

где  $W_n = 356,5 \text{ см}^3$ . Максимальные нормальные напряжения не превышают расчетного сопротивления стали по пределу текучести  $R_y$ , поэтому прочность узла обеспечена с коэффициентом использования сечения 0,87.

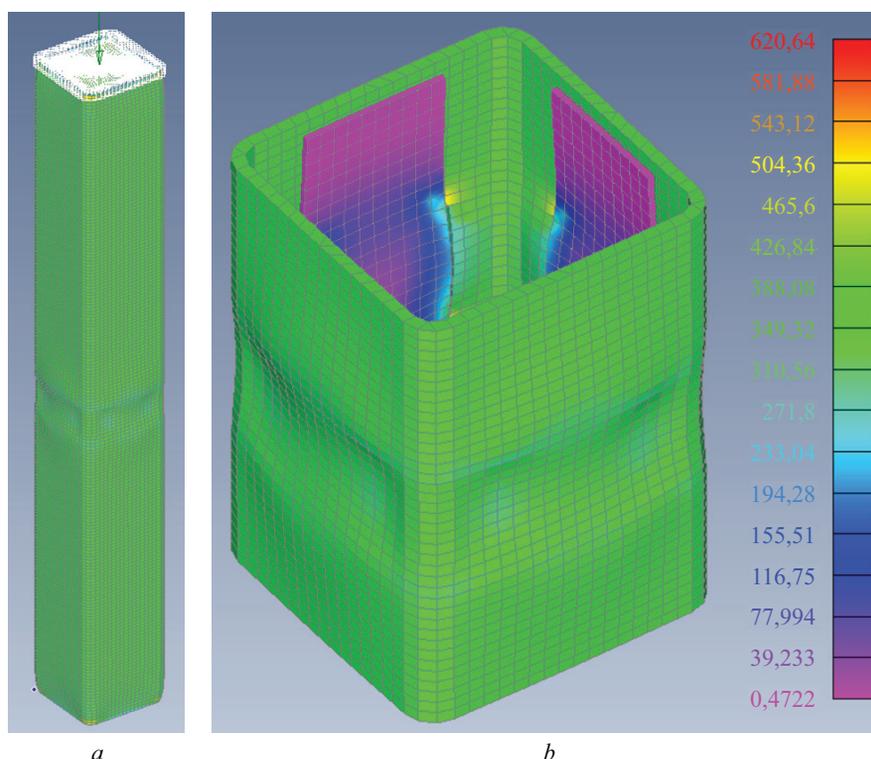
С учетом возможного появления изгибающего момента расчет узла выполнен на действие двух загрузений:

- 1-е заграждение: на узел действует только продольная сила 2073,4 кН;
- 2-е заграждение: на узел действует продольная сила 1344,0 кН и изгибающий момент 27,3 кН·м.

При проведении расчета с учетом геометрической и физической нелинейности нагрузка прикладывалась поэтапно. Используется 25 равных ступеней приложения нагрузки (инкрементов), которые характеризуют линейную функцию нагружения.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Оценка прочности производится по эквивалентным напряжениям, вычисленным по критерию Мизеса (Solid Von Mises Stress). Результаты расчета для 1-го заграждения приведены на рис. 12.



**Рис. 12.** Деформированный вид модели с изополями эквивалентных напряжений (1-е нагружение): *a* — общий вид; *b* — узел стыка крупным планом

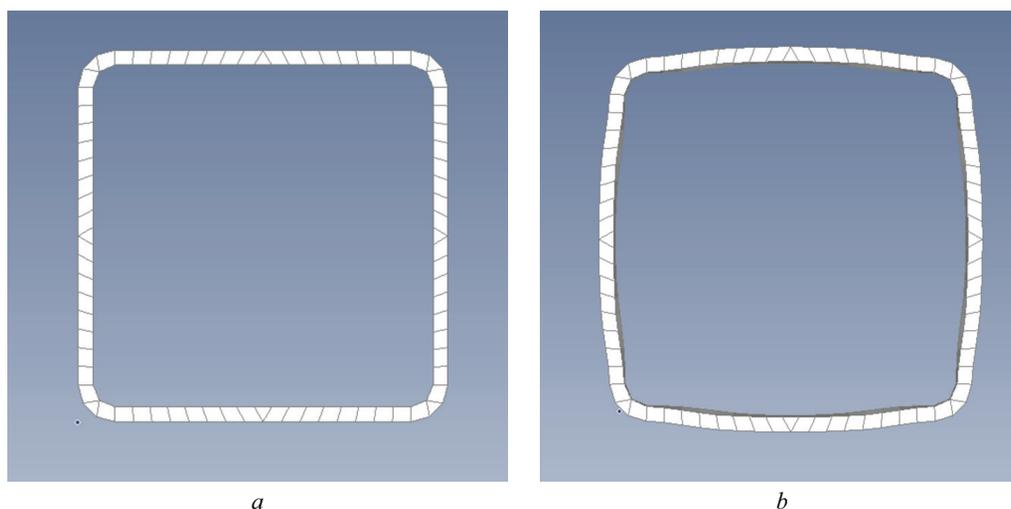
**Fig. 12.** Deformed view of the model with isofields of equivalent stresses (1st load): *a* — general view; *b* — close-up of the junction

Несмотря на приложение нагрузки по величине, соответствующей участку диаграммы работы стали до достижения предела текучести, видны локальные зоны с напряжениями выше данного значения (см. шкалу на рис. 12, *b*).

Форма труб по контакту изменяется и стремится превратиться из квадратной в круглую (рис. 13).

Более деформативным оказывается торец нижней колонны: наблюдается выпучивание стенок как внутрь, так и наружу трубы.

Как видно на изополях напряжений, существенное влияние оказывают приваренные к внутренним граням трубы пластины. Участки с напряжениями, близкими к 488,8 МПа, располагаются там, где заканчиваются пластины и сварные швы. В этих зонах пластины своими нижними углами оказывают точечное влияние на грани трубы (рис. 14). За счет изгиба граней трубы одни волокна разгружаются, а другие догружаются за счет контактных деформаций. Это видно по изополям напряжений, которые



**Рис. 13.** Форма колонны: *a* — до деформации; *b* — после деформации (1-е нагружение)

**Fig. 13.** Column shape: *a* — before deformation; *b* — after deformation (1st load)

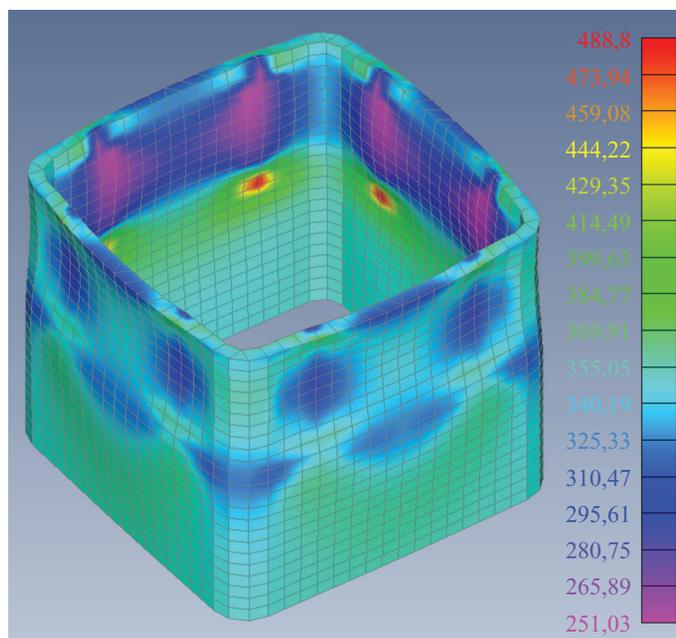


Рис. 14. Деформированный вид верхней части нижней колонны с изополями эквивалентных напряжений (1-е нагружение)

Fig. 14. Deformed view of the upper part of the lower column with isofields of equivalent stresses (1st load)

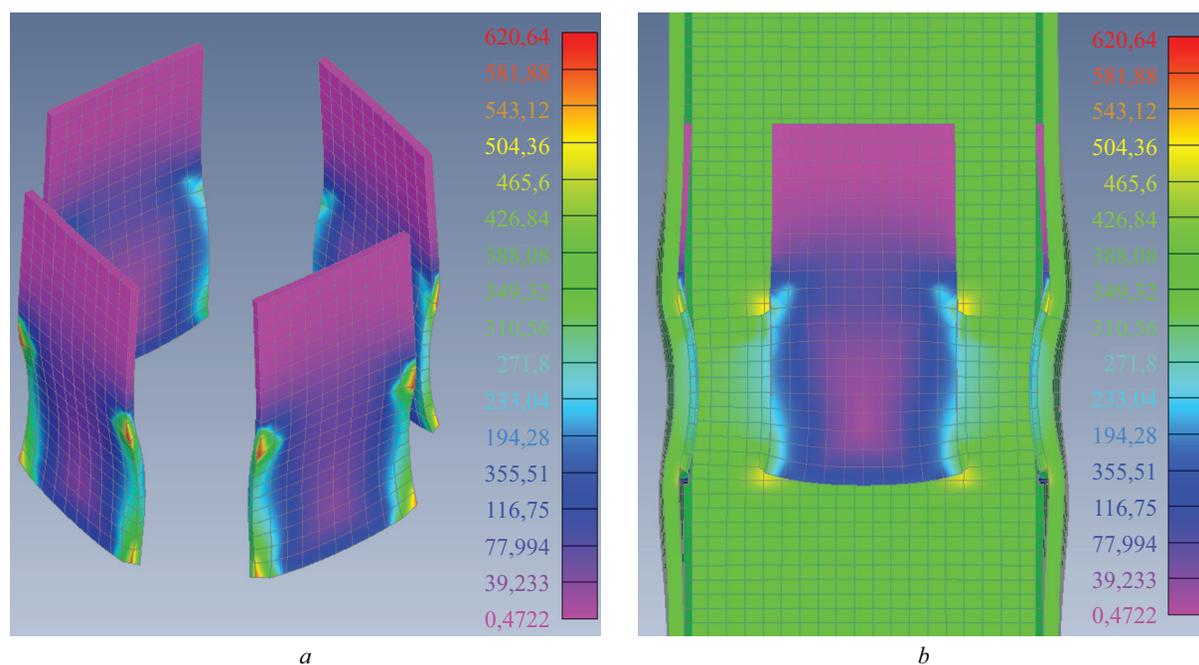


Рис. 15. Деформированный вид пластин с изополями эквивалентных напряжений (а) и разрез по узлу (b) для 1-го нагружения

Fig. 15. Deformed appearance of plates with isofields of equivalent stresses (a) and a section along the joint (b) for 1st load

расположены на внутренней и наружной гранях одних и тех же КЭ.

Пластины деформируются аналогично стенкам нижней колонны. Наибольшие напряжения составляют около 620,6 МПа и находятся на очень малых участках: в зонах контакта с торцевой частью верхней трубы, а также там, где пластины нижними

углами контактируют с деформируемыми стенками нижней трубы (рис. 15).

Заметим, что верхние части пластин фактически почти не включаются в работу, в них напряжения практически равны нулю. Контакт с верхней колонной за счет деформации нижнего торцевого участка происходит не по всей поверхности соеди-

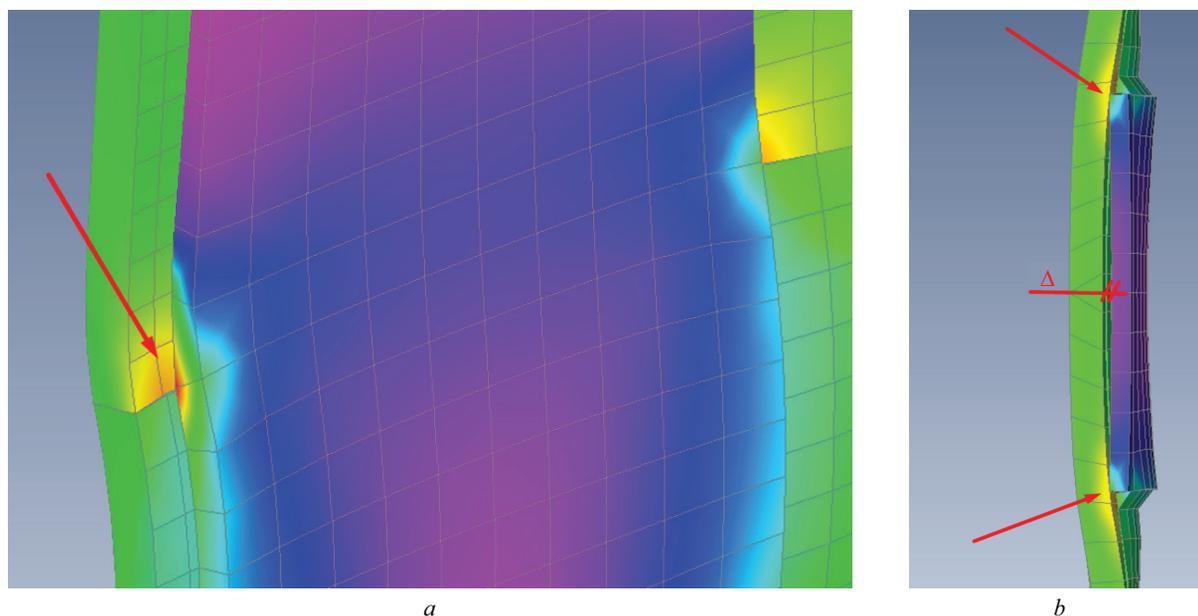


Рис. 16. Увеличенный вид контакта пластины и стенки трубы (а) и вид сверху (b) для 1-го нагружения  
 Fig. 16. Enlarged view of the contact between the plate and the pipe wall (a) and the top view (b) for 1st load

нения, как предполагалось, а по малому участку ребра пластины, фактически в точке касания ребра торцевой грани верхней трубы и ребра пластины. Именно этим и обусловлен местный рост эквивалентных напряжений в пластинах и верхней трубе.

На рис. 16 приведены увеличенные виды, демонстрирующие контакт граней верхней трубы и пластин не по поверхности, а по участку ребра. В средней части виден зазор  $\Delta$ .

Стенки у торца верхней трубы также выпучиваются, но только наружу (в отличие от нижней колонны). Напряжения в некоторых зонах достигают значения 506,9 МПа, что обусловлено локальным контактом деформируемых стенок трубы с пластинами (рис. 17).

Также как и для нижней части колонны в зоне контакта у верхней части колонны фиксируются небольшие участки с эквивалентными напряжениями, достигающими временного сопротивления стали  $R_u = 460$  МПа. Однако наличие таких зон не свидетельствует об исчерпании прочности соединения ввиду незначительности размеров этих зон.

Минимальное значение нормальных контактных напряжений по торцам труб — 335,5 МПа. Максимальное значение нормальных контактных напряжений по торцам труб — 388,2 МПа. Контактные напряжения по торцам труб не превышают расчетное сопротивление стали С345К смятию  $R_p = 460$  МПа. Изополе нормальных контактных напряжений на торце трубы показано на рис. 18.

Результаты расчета для 2-го нагружения приведены на рис. 19. При наличии эксцентриситета качественно изменяется деформированный вид модели. Две трубы изгибаются вместе почти как одно целое за счет наличия трения между фрезерованными торцами.

Стенки труб в менее сжатой части узла изгибаются, но не выпучиваются. Стенки труб в более сжатой части узла выпучиваются, но незначительно. Отрыва одного торца колонны от другого не происходит.

Фиксирующие пластины практически не деформируются, лишь пластина в менее сжатой части узла отгибается вслед за верхней трубой (рис. 20).

На рис. 21 показано изополе нормальных контактных напряжений на торце трубы. Максимальные нормальные контактные напряжения по торцам труб достигают 365,4 МПа. Минимальные нормальные контактные напряжения по торцам труб составляют 119,7 МПа. Контактные напряжения по торцам труб не превышают расчетное сопротивление стали

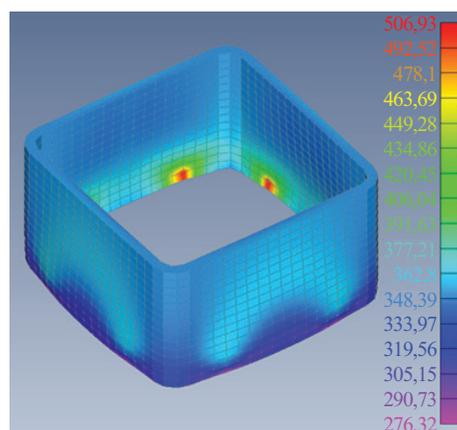


Рис. 17. Деформированный вид нижней части верхней колонны с изополями эквивалентных напряжений (1-е нагружение)

Fig. 17. Deformed view of the lower part of the upper column with isofields of equivalent stresses (1st load)

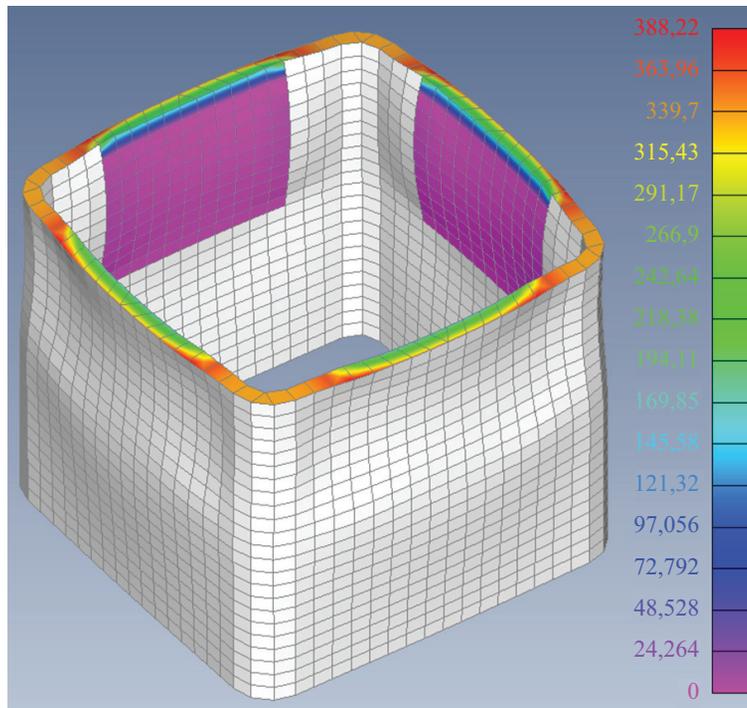


Рис. 18. Изополе нормальных контактных напряжений на торце трубы (1-е загрузеие)

Fig. 18. Isofield of normal contact stresses at the end of the pipe (1st load)

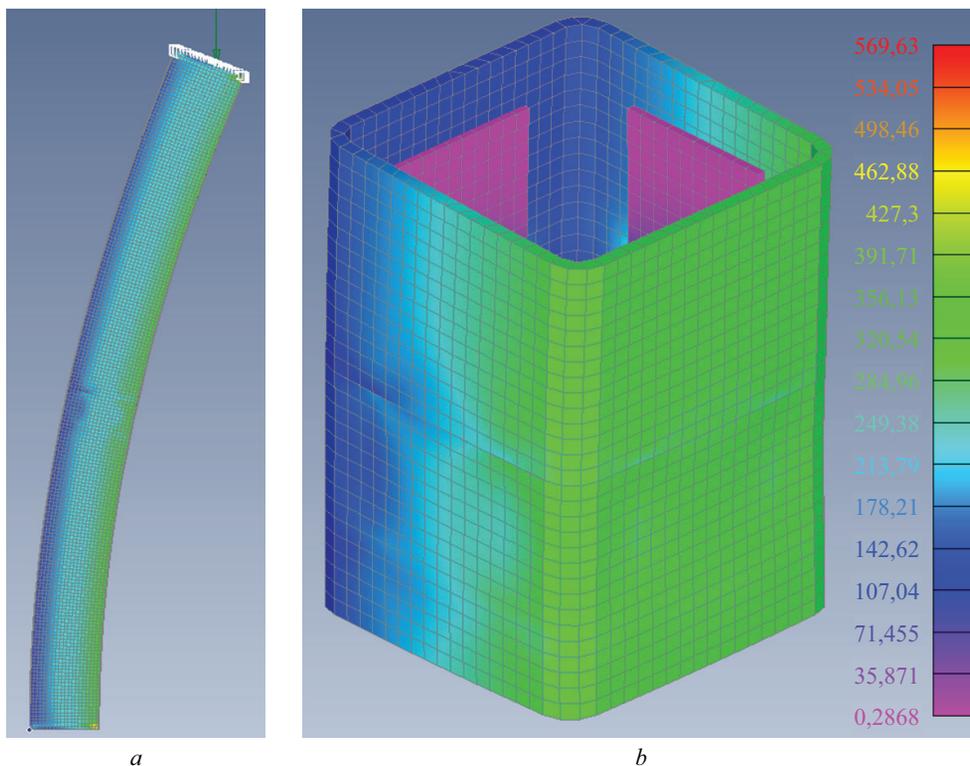


Рис. 19. Деформированный вид модели с изополями эквивалентных напряжений (2-е загрузеие): *a* — общий вид; *b* — узел стыка крупным планом

Fig. 19. Deformed view of the model with isofields of equivalent stresses (2nd load): *a* — general view; *b* — close-up of the junction

С345К смятию  $R_p = 460$  МПа, что позволяет сделать вывод об обеспечении прочности узла.

Сравнение максимальных нормальных контактных напряжений с расчетным сопротивлением

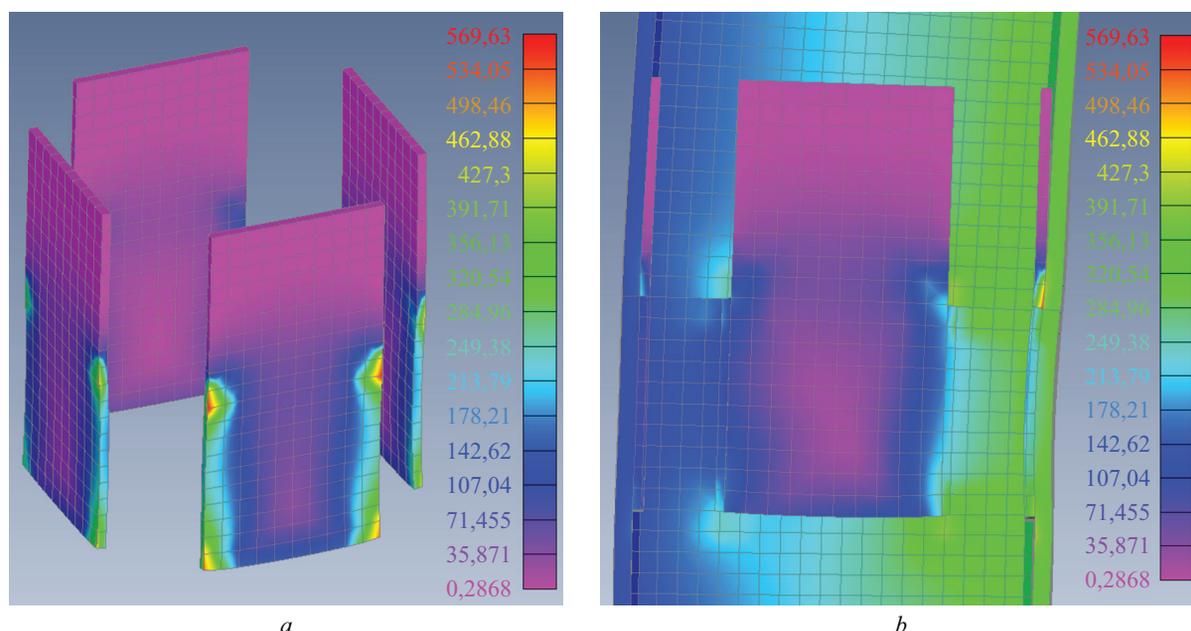


Рис. 20. Деформированный вид пластин с изополями эквивалентных напряжений (а) и разрез по узлу (b) для 2-го нагружения

Fig. 20. Deformed appearance of plates with isofields of equivalent stresses (a) and a section along the joint (b) for 2nd load

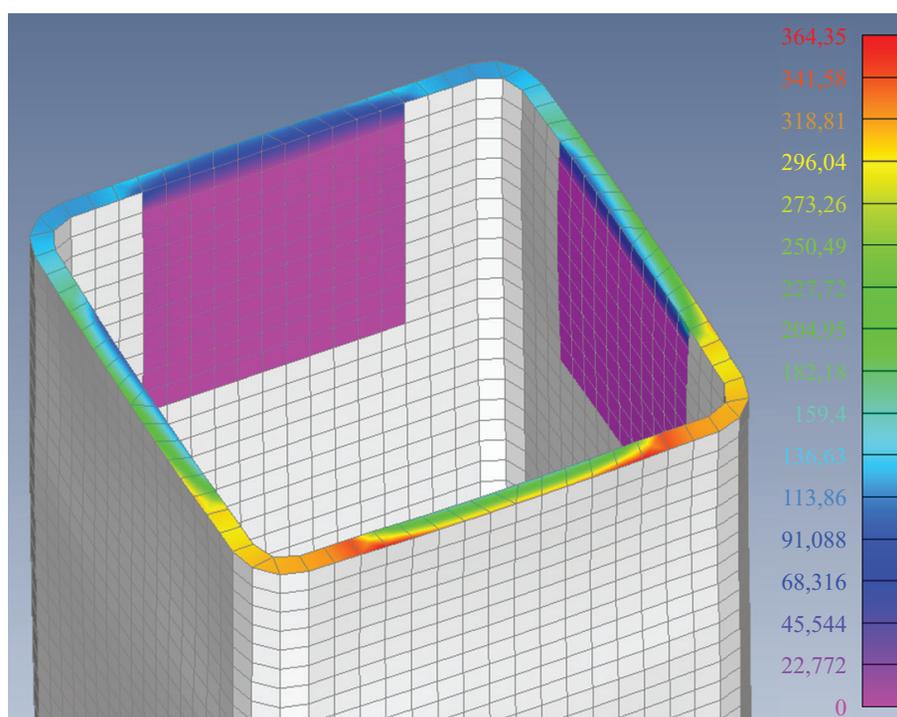


Рис. 21. Изополе нормальных контактных напряжений на торце трубы (2-е нагружение)

Fig. 21. Isofield of normal contact stresses at the end of the pipe (2nd load)

на снятие  $R_p$  показало, что коэффициент использования прочности сечения составляет 0,79, что меньше, чем коэффициент использования, вычисленный выше в линейной постановке с использованием в качестве допустимых максимально возможных нормальных напряжений. Таким образом, в качестве критерия исчерпания прочности контактного стыка при внецентренном действии продольной

силы можно, как и для случая центрального сжатия, рекомендовать применение расчетного сопротивления по пределу текучести  $R_y$ .

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Каркас многоэтажного здания из прокатных двутавров и гнутосварных элементов обладает ря-

дом преимуществ:

- доступность прокатных двутавров и гнutosварных профилей;
- монтаж каркаса из элементов максимальной заводской готовности;
- более высокая коррозионная стойкость по сравнению с легкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК);
- малая трудоемкость монтажа;
- расход металла (38–44 кг/м<sup>2</sup>), сопоставимый с расходом металла при использовании ЛСТК (30–41 кг/м<sup>2</sup>);
- стоимость конструкций каркаса из прокатных двутавров и гнutosварных профилей с учетом монтажа 2780–3200 руб/м<sup>2</sup>, что меньше стоимости ЛСТК (не менее 4500 руб/м<sup>2</sup>);
- минимальные транспортные издержки;
- малые габаритные размеры и масса элементов каркаса дают возможность выполнять монтаж с использованием кранов небольшой грузоподъемности.

Предложенная идея использования контактных соединений в быстровозводимых стальных каркасах многоэтажных зданий является перспективной и актуальной. Применение быстросборных узлов позволит возводить несущий остов сооружения за более короткий срок, что отразится на стоимости строительно-монтажных работ в целом. Однако в нашей стране отсутствуют рекомендации по применению и расчету подобных соединений. Поэтому сложной и интересной задачей ставится всестороннее исследование поведения контактных соединений, определение допустимых значений нагрузок, изучение влияния дефектов изготовления и обработки на качество передачи усилий от одного элемента к другому. Для решения этой задачи важным является проведение лабораторных испытаний и численных исследований с использованием современных вычислительных комплексов.

Численный расчет контактного монтажного узла подтвердил работоспособность таких узлов и возможность применения в каркасах многоэтажных зданий.

По результатам численного расчета одного из предложенных узлов для случая центрального сжатия можно сделать следующие выводы:

- определена работоспособность монтажных узлов с передачей продольных сжимающих усилий за счет контактного взаимодействия фрезерованных

торцов установленных друг на друга колонн из квадратных труб при использовании минимального числа фиксирующих элементов;

- установлено, что даже при действии продольного усилия без эксцентриситета из-за местного искривления стенок профилей напряжения в зоне контакта распределены неравномерно, максимальные эквивалентные напряжения превосходят минимальные напряжения на 13,6 %;

• для колонн из труб при центральном и внецентренном действии продольного сжимающего усилия в качестве критерия несущей способности контактного монтажного узла следует использовать расчетное сопротивление по пределу текучести, при реализации такого подхода максимальные напряжения в зоне контакта не достигают расчетного сопротивления на смятие, но могут превышать предел текучести;

• контактный узел сохраняет работоспособность не только при центральной сжатии, но при действии продольных усилий с эксцентриситетами, не превышающими радиус ядра сечения, в этом случае предельную продольную силу следует определять по достижению максимальных нормальных сжимающих напряжений расчетному сопротивлению по пределу текучести, при таком подходе максимальные эквивалентные напряжения не превышают расчетного сопротивления на смятие;

• при коэффициенте трения 0,25 за счет сил трения в контактных монтажных узлах возможно восприятие фиктивной поперечной силы в колоннах связевого каркаса многоэтажных зданий;

• фиксирующие пластины при восприятии поперечной силы за счет трения по плоскости контакта, приваренные к внутренним граням нижней трубы, незначительно влияют на работу контактного узла, наличие небольших местных зон с напряжениями, достигающими временного сопротивления, не ведут к исчерпанию прочности монтажного узла.

Быстросборные узлы стального каркаса, в которых конструктивные элементы устанавливаются друг на друга и передают продольные усилия и изгибающие моменты через фрезерованные поверхности при использовании минимального числа фиксирующих элементов, являются перспективным направлением при проектировании многоэтажных каркасов и требуют дальнейшего изучения.

## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование металлических конструкций / под ред. А.Р. Туснина. М., 2020. 436 с.
2. Heinisuo M., Laasonen M., Ronni H. Integration of joint design of steel structures using product model // Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering ICCBE. 2010. Pp. 323–328.

3. Hasançebi O. Cost efficiency analyses of steel frameworks for economical design of multi-storey buildings // Journal of Constructional Steel Research. 2017. Vol. 128. Pp. 380–396. DOI: 10.1016/j.jcsr.2016.09.002
4. Pershakov V., Bieliatynskiy A., Bilyk S., Bakulin Y., Pylypenko O., Bolotov G. et al. Structural designs of multy-storey buildings // Proceedings of Na-

tional Aviation University. 2019. Vol. 81. Issue 4. DOI: 10.18372/2306-1472.81.14599

5. Lacey A.W., Chen W., Hao H., Bi K. Structural response of modular buildings — an overview // Journal of Building Engineering. 2018. Vol. 16. Pp. 45–56. DOI: 10.1016/j.jobe.2017.12.008

6. Ma H., Huang Z., Song X., Ling Y. A Study on Mechanical Performance of an Innovative Modular Steel Building Connection with Cross-Shaped Plug-In Connector // Buildings. 2023. Vol. 13. Issue 9. P. 2382. DOI: 10.3390/buildings13092382

7. Chen Z., Khan K., Khan A., Javed K., Liu J. Exploration of the multidirectional stability and response of prefabricated volumetric modular steel structures // Journal of Constructional Steel Research. 2021. Vol. 184. P. 106826. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106826

8. Sendanayake S.V., Thambiratnam D.P., Perera N., Chan T., Aghdamy S. Seismic Mitigation of Steel Modular Building Structures through Innovative Inter-Modular Connections // Heliyon. 2019. Vol. 5. Issue 11. P. e02751. DOI: 10.1016/j.heliyon.2019.e02751

9. Nadeem G., Safee N.A., Bakar N.A., Karim I.A., Nasir N.A.M. Evaluation of slip behaviour of self-locking modular steel connection // Journal of Constructional Steel Research. 2022. Vol. 197. P. 107467. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107467

10. Нефедов Г.В. Строительство домов средней этажности на каркасах из легких стальных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 7. С. 10–15. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.07.10-15. EDN YDNMJA.

11. Yao G., Chen Y., Yang Y., Ma X., Men W. Investigation on buckling performance of prefabricated light steel frame materials under the action of random defects during construction // Materials. 2023. Vol. 16. Issue 16. P. 5666. DOI: 10.3390/ma16165666

12. Baskaran R., Fernando P. Steel frame structure defect detection using image processing and artificial intelligence // 2021 International Conference on Smart Generation Computing, Communication and Networking (SMART GENCON). 2021. DOI: 10.1109/SMARTGENCON51891.2021.9645845

13. Lindner J. Old and new solutions for contact splices in columns // Journal of Constructional Steel Research. 2008. Vol. 64. Issue 7–8. Pp. 833–844. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.01.026

14. Li D., Uy B., Patel V., Aslani F. Behaviour and design of demountable steel column-column connections // Steel and Composite Structures. 2016. Vol. 22. Issue 2. Pp. 429–448. DOI: 10.12989/scs.2016.22.2.429

15. Босаков С.В. Контактная задача для торца упругой полуполосы // Наука и техника. 2023. № 22 (2). С. 127–130. DOI: 10.21122/2227-1031-2023-22-2-127-130

16. Snijder H.H., Hoenderkamp J.C.D. Influence of end plate splices on the load carrying capacity of columns // Journal of Constructional Steel Research. 2008. Vol. 64. Issue 7–8. Pp. 845–853. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.01.020

17. Lim R.Z.C., Looi D.T.W., Chen M.T., Tsang H.H., Wilson J.L. A component-based macro-mechanical model for inter-module connections in steel volumetric buildings // Journal of Constructional Steel Research. 2023. Vol. 207. P. 107954. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.107954

18. Yang C., Xu B., Xia J., Chang H., Chen X., Ma R. Mechanical behaviors of inter-module connections and assembled joints in modular steel buildings : a comprehensive review // Buildings. 2023. Vol. 13. Issue 7. P. 1727. DOI: 10.3390/buildings13071727

19. Туснина В.М., Коляго А.А. К вопросу действительной работы податливых узлов стальных каркасов многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 28–34. EDN YTCEAU.

20. Bazarchi E., Davaran A., Lamarche C.P., Roy N., Parent S. Experimental and numerical investigation of a novel vertically unconstrained steel inter-modular connection // Thin-Walled Structures. 2023. Vol. 183. P. 110364. DOI: 10.1016/j.tws.2022.110364

21. Кузнецов С.А. Механика контактного взаимодействия : конспект лекций. 2020. 77 с.

22. Туснин А.П. Стальной каркас малоэтажного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 11. С. 18–22. EDN ZTTDKX.

23. Туснин А.П., Вараксин П.А. Типовой стальной каркас пятиэтажного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 45–49. EDN SKGHNZ.

24. Туснина О.А. Конструктивные решения узлов стального каркаса для малоэтажных жилых зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 11. С. 23–27. EDN ZTTDLR.

25. Abbasi M., Rasmussen K.J.R., Khezri M., Schafer B.W. Experimental investigation of the sectional buckling of built-up cold-formed steel columns // Journal of Constructional Steel Research. 2023. Vol. 203. P. 107803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.107803

Поступила в редакцию 14 февраля 2024 г.

Принята в доработанном виде 13 марта 2024 г.

Одобрена для публикации 13 марта 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Александр Романович Туснин — доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций, директор института Промышленного и гражданского строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; tusninar@mgsu.ru;

**Иван Владимирович Мыльников** — аспирант кафедры металлических и деревянных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1234163, ORCID: 0009-0000-4381-7393; miv\_2499@mail.ru.

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

*Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.*

## REFERENCES

1. *Design of metal structures* / ed. A.R. Tushina. Moscow, 2020; 436. (rus.).
2. Heinisuo M., Laasonen M., Ronni H. Integration of joint design of steel structures using product model. *Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering ICCBE*. 2010; 323-328.
3. Hasançebi O. Cost efficiency analyses of steel frameworks for economical design of multi-storey buildings. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017; 128:380-396. DOI: 10.1016/j.jcsr.2016.09.002
4. Pershakov V., Bieliatynskiy A., Bilyk S., Bakulin Y., Pylypenko O., Bolotov G. et al. Structural designs of multi-storey buildings. *Proceedings of National Aviation University*. 2019; 81(4). DOI: 10.18372/2306-1472.81.14599
5. Lacey A.W., Chen W., Hao H., Bi K. Structural response of modular buildings — an overview. *Journal of Building Engineering*. 2018; 16:45-56. DOI: 10.1016/j.jobe.2017.12.008
6. Ma H., Huang Z., Song X., Ling Y. A study on mechanical performance of an innovative modular steel building connection with cross-shaped plug-in connector. *Buildings*. 2023; 13(9):2382. DOI: 10.3390/buildings13092382
7. Chen Z., Khan K., Khan A., Javed K., Liu J. Exploration of the multidirectional stability and response of prefabricated volumetric modular steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*. 2021; 184:106826. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106826
8. Sendanayake S.V., Thambiratnam D.P., Perera N., Chan T., Aghdamy S. Seismic mitigation of steel modular building structures through innovative inter-modular connections. *Heliyon*. 2019; 5(11):e02751. DOI: 10.1016/j.heliyon.2019.e02751
9. Nadeem G., Safiee N.A., Bakar N.A., Karim I.A., Nasir N.A.M. Evaluation of slip behaviour of self-locking modular steel connection. *Journal of Constructional Steel Research*. 2022; 197:107467. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107467
10. Nefedov G.V. Construction of medium-storey residential buildings on frames of light steel thin-walled structures. *Industrial and Civil Engineering*. 2020; 7:10-15. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.07.10-15. EDN YDNMJA. (rus.).
11. Yao G., Chen Y., Yang Y., Ma X., Men W. Investigation on buckling performance of prefabricated light steel frame materials under the action of random defects during construction. *Materials*. 2023; 16(16):5666. DOI: 10.3390/ma16165666
12. Baskaran R., Fernando P. Steel frame structure defect detection using image processing and artificial intelligence. *2021 International Conference on Smart Generation Computing, Communication and Networking (SMART GENCON)*. 2021. DOI: 10.1109/SMARTGENCON51891.2021.9645845
13. Lindner J. Old and new solutions for contact splices in columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2008; 64(7-8):833-844. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.01.026
14. Li D., Uy B., Patel V., Aslani F. Behaviour and design of demountable steel column-column connections. *Steel and Composite Structures*. 2016; 22(2):429-448. DOI: 10.12989/scs.2016.22.2.429
15. Bosakov S.V. Contact problem for the end of elastic half-strip. *Science & Technique*. 2023; 22(2):127-130. DOI: 10.21122/2227-1031-2023-22-2-127-130 (rus.).
16. Snijder H.H., Hoenderkamp J.C.D. Influence of end plate splices on the load carrying capacity of columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2008; 64(7-8):845-853. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.01.020
17. Lim R.Z.C., Looi D.T.W., Chen M.T., Tsang H.H., Wilson J.L. A component-based macro-mechanical model for inter-module connections in steel volumetric buildings. *Journal of Constructional Steel Research*. 2023; 207:107954. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.107954
18. Yang C., Xu B., Xia J., Chang H., Chen X., Ma R. Mechanical behaviors of inter-module connections and assembled joints in modular steel buildings : a comprehensive review. *Buildings*. 2023; 13(7):1727. DOI: 10.3390/buildings13071727
19. Tushina V.M., Kolyago A.A. To the issue of actual work of pliable nodes of steel frames of multi-storey buildings. *Industrial and Civil Engineering*. 2018; 2:28-34. EDN YTCEAU. (rus.).
20. Bazarchi E., Davaran A., Lamarche C.P., Roy N., Parent S. Experimental and numerical investigation of a novel vertically unconstrained steel inter-modular connection. *Thin-Walled Structures*. 2023; 183:110364. DOI: 10.1016/j.tws.2022.110364
21. Kuznetsov S.A. *Mechanics of contact interaction : lecture notes*. 2020; 77. (rus.).

22. Tusnin A.R. Steel framework of a low-rise building. *Industrial and Civil Engineering*. 2017; 11:18-22. EDN ZTTDKX. (rus.).
23. Tusnin A.R., Varaksin P.A. Standard steel frame of a 5-story building. *Industrial and Civil Engineering*. 2018; 10:45-49. EDN SKGHNZ. (rus.).
24. Tusnina O.A. Structural solutions of joints of a steel frame for low-rise residential buildings. *Industrial and Civil Engineering*. 2017; 11:23-27. EDN ZTTDLR. (rus.).
25. Abbasi M., Rasmussen K.J.R., Khezri M., Schafer B.W. Experimental investigation of the sectional buckling of built-up cold-formed steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2023; 203:107803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.107803

Received February 14, 2024.

Adopted in revised form on March 13, 2024.

Approved for publication on March 13, 2024.

**BIOTOTES:** **Alexander R. Tusnin** — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Metal and Wooden Structures, Director of the Institute of Industrial and Civil Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; tusninar@mgsu.ru;

**Ivan V. Myl'nikov** — postgraduate student of the Department of Metal and Wooden Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1234163, ORCID: 0009-0000-4381-7393; miv\_2499@mail.ru.

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