

ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ ВНУТРИМОДУЛЬНЫХ УЗЛОВ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОНСТРУКЦИЙ МОДУЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

В.С. ШИРОКОВ^{1, *}, канд. техн. наук

Т.А. БЕЛАШ², д-р техн. наук

¹ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», ул. Молодогвардейская, д. 244, г. Самара, 443100, Россия

²АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Россия

Аннотация

Введение. Жесткость узлов стальных конструкций значительно влияет на распределение внутренних усилий в элементах каркаса. Данное положение справедливо и для модульных зданий. Межмодульные узлы влияют на напряженно-деформированное состояние здания в целом, в то же время жесткость внутримодульных узлов оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние каждого модуля в отдельности. Объектом исследования являются стальные модульные здания из составленных модулей с несущими угловыми колоннами.

Цель. Исследовать напряженно-деформированное состояние стальных модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными соединениями при различных вариантах силового воздействия.

Материалы и методы. Для оценки влияния жесткости узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий проведена серия исследований с различными параметрами соединений методом конечных элементов. Всего рассчитана 921 модель узла. Для подтверждения результатов, полученных численным методом, проведены физические испытания полноразмерных образцов узлов. Сформулированы основные допущения для составления стержневой расчетной модели. На основании выявленных допущений получены выражения, описывающие в явном виде влияние вращательной жесткости внутримодульных узлов на распределение внутренних усилий в элементах модуля и на частоты собственных колебаний здания.

Результаты. В рамках численных исследований методом конечных элементов установлено значительное влияние наличия ребер и их размеров на жесткость внутримодульных узлов. При этом показано, что узлы без ребер жесткости в общем случае являются податливыми. Для конструирования жестких внутримодульных узлов составлены номограммы по назначению минимальных размеров ребер. Физические испытания полноразмерных узлов подтвердили результаты, полученные при численных исследованиях. Расчетный анализ с помощью полученных выражений показал, что учет фактической податливости узлов при расчете стержневой модели модульного здания может привести к значительным неточностям в определении усилий и частот собственных колебаний.

Выводы. Проведенные исследования показывают значительное влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние стальных модульных зданий. При расчете модульных зданий необходимо учитывать податливость узловых соединений. Интерес представляет проведение аналогичных исследований для других конструктивных схем модульных зданий с различными конструктивными решениями узлов.

Ключевые слова: модульные здания, внутримодульные узлы, вращательная жесткость, жесткие узлы, податливые узлы, испытания узлов, напряженно-деформированное состояние, частоты собственных колебаний

Для цитирования: Широков В.С., Белаш Т.А. Влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние конструкций модульных зданий // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. № 1(48). С. 126–145. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-126-145](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-126-145)

Вклад авторов

Авторы берут на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 11.01.2026

Поступила после рецензирования 20.02.2026

Принята к публикации: 27.02.2026

INFLUENCE OF INTRAMODULAR JOINTS STIFFNESS TO THE STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF MODULAR BUILDINGS CONSTRUCTIONS

V.S. SHIROKOV^{1,*}, Cand. Sci. (Engineering)

T.A. BELASH², Dr. Sci. (Engineering)

¹*Samara State Technical University, Molodogvardeyskaya str., 244, Samara, 443100, Russian Federation
Samara 443100*

²*JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract

Introduction. The steel structure joints stiffness significantly affects the distribution of internal forces in the frame elements. This point is true for modular buildings too. Intermodular joints affect the stress-strain behavior of the whole building, while the intramodular joints stiffness affects the stress-strain behavior of each module individually. The object of the research is steel modular buildings made of assembled modules with load-bearing corner columns.

Aim. Studying the stress-strain behavior of steel modular buildings with rigid and semi-rigid intra-modular joints exposed various loads.

Materials and methods. To assess the influence of the joints stiffness to the stress-strain behavior of modular buildings, a series of studies were conducted with various connection parameters using the finite element method. A total of 921 joints models were calculated. To confirm the results obtained by the numerical method, physical tests of full-size specimens of the joints were carried out. The main assumptions for the creating of calculation model have been formulated. Based on the identified assumptions, equations were obtained that explicitly describe the influence of the rotational stiffness of intra-modular joints to the distribution of internal forces in the elements of the module and to the natural vibration frequencies of the building.

Results. Within the framework of numerical studies using the finite element method, a significant influence of the presence of stiffeners and their dimensions on the intra-modular joints stiffness was established. It is shown that nodes without stiffeners are generally semi-rigid. For the design of rigid intra-modular joints, nomograms have been compiled for the assignment of minimum stiffeners sizes. Physical tests of full-size joints specimens confirmed the results obtained in numerical studies. A calculation analysis using the obtained equations showed that failure to take into account the actual joint stiffness when calculating the rod model of a modular building can lead to significant inaccuracies in determining the internal forces and frequencies of natural vibration.

Conclusion. The conducted researches show a significant influence of intra-modular joints stiffness to the stress-strain behavior of steel modular buildings. It is necessary to take into account the joints stiffness when calculating modular buildings. It is of interest to conduct similar studies for other structural schemes of modular buildings with different structural solutions of joints.

Keywords: modular buildings, intra-modular joints, rotational stiffness, rigid joints, semi-rigid joints, joint testing, stress-strain behavior, natural vibration frequencies

For citation: Shirokov V.S., Belash T.A. Influence of intramodular joints stiffness to the stress-strain behavior of modular buildings constructions. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 126–145. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-126-145](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-126-145)

Authors contribution statement

The authors take responsibility for all aspects of the paper.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 11.01.2026

Revised 20.02.2026

Accepted 27.02.2026

Введение

Модульные здания в современной практике строительства нашли широкое распространение. По данной технологии возводится множество объектов различного назначения. При этом важным остается вопрос изучения напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций модулей. Важнейшими параметрами, влияющими на НДС модульных зданий, являются узловые соединения, а именно их жесткость. Так, например, резко возросло количество исследований межмодульных узлов за последние пять лет [1] (рис. 1).

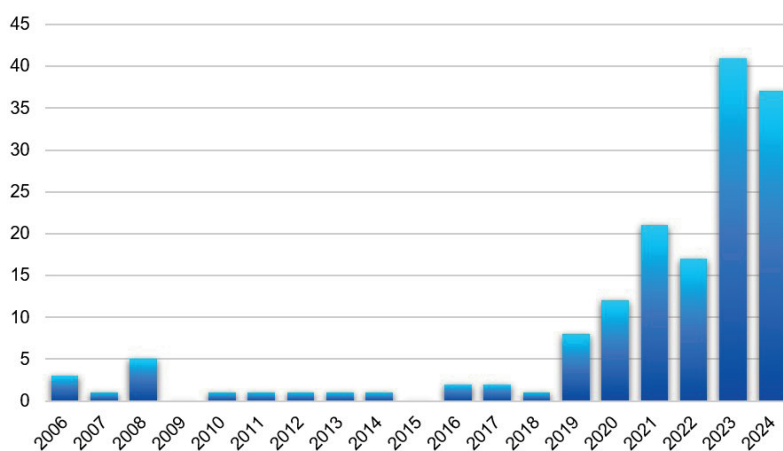


Рис. 1. Число публикаций по исследованию межмодульных узлов за последние 20 лет [1]
Fig. 1. Number of intermodular joints research publications last 20 years [1]

Жесткость узлов оценивается параметром, который в разной литературе называется «угловая», «поворотная», «вращательная» или «изгибная» жесткость узла. Данные понятия эквивалентны между собой. В настоящей статье принят термин «вращательная жесткость», так как он имеет закрепленное нормативное определение в «Техническом кодексе ТКП EN 1993-1-8-2009 (02250)». Вращательная жесткость ($S_{j,ini}$) – момент, вызывающий единичный угол поворота узла.

Жесткость узлов стальных конструкций значительно влияет на распределение внутренних усилий в элементах каркаса [2–12]. Для модульных зданий межмодульные узлы влияют на напряженно-деформированное состояние здания в целом, в то же время жесткость внутримодульных узлов оказывает влияние на НДС каждого модуля в отдельности. Изучению вращательной жесткости внутримодульных узлов посвящены работы [13–24]. Результаты определения жесткости внутримодульных узлов, полученные зарубежными авторами, сведены в табл. 1.

Таблица 1

Исследования вращательной жесткости внутримодульных узлов

Table 1

Intramodular joints rotational stiffness researches

Ссылка	Сечения элементов	Образец	$S_{j,инт}$, кНм/рад	Тип по Eurocode 3
[13]	Колонна HSS 200 × 100 × 6 Балка C 250 × 100 × 4	Без ребра	515,4	шарнирный
		С ребром	1090,3	полужесткий
[14]	Колонна Гн. уг. 150×210×30×25	VL40	5120,12	полужесткий
		CT3.5	5161,89	полужесткий
		CT4.0	6015,82	полужесткий
		BD10	4425,77	полужесткий
		BD14	4564,23	полужесткий
		BL32	4780,73	полужесткий
[15]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка пола RHS 250 × 150 × 8 Балка потолка RHS 150 × 150 × 8	Образец 1	2749	полужесткий
[16]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка пола C 250 × 140 × 10 Балка потолка 1 – C 200 × 140 × 10 2 – C 225 × 140 × 10 3 – C 250 × 140 × 10	Model-2	20868,31	полужесткий
		Model-3	20522,58	полужесткий
		Model-4	20559,69	полужесткий
		Model-5	23886,37	полужесткий
		Model-6	22014,79	полужесткий
		Model-9	19466,81	полужесткий
		Model-10	20622,74	полужесткий
		Model-11	22239,96	полужесткий
		Model-12	21132	полужесткий
[17]	Колонна HSS 125 × 125 × 6 Балка C 200 × 75 × 6	Case 1	2235	полужесткий
		Case 2	7780	полужесткий
[18]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка HSS 150 × 150 × 8	Ребро 100 мм	9390	полужесткий
		Ребро 170 мм	11150	полужесткий

Ссылка	Сечения элементов	Образец	$S_{j,ini}$, кНм/рад	Тип по Eurocode 3
[19]	Колонна HSS 200 × 200 × 10 Балка пола HSS 200 × 200 × 8 Балка потолка HSS 200 × 200 × 6	MS1	16100	полужесткий
		MS2	18300	полужесткий
		MS3	16700	полужесткий
		QS2	15800	полужесткий
[20, 21]	Колонна RHS 150 × 100 × 6 Балка C 350 × 100 × 6	Ref-W	6905,09	полужесткий
		C200-4.5-2	7935,57	полужесткий
		C150-4.5-2	6692,6	полужесткий
		C150-6.0-2	7234,92	полужесткий
		C200-4.5-1	5935,53	полужесткий
		C200-6.0-1	6733,85	полужесткий
[22]	Колонна RHS 100 × 100 × 9 Балка C 200 × 100 × 5	На сварке	3727	полужесткий
		Фланцевый	1156	полужесткий
		Фланцевый с ребром	1254	полужесткий

Как видно из табл. 1, внутримодульные узлы зачастую оказываются полужесткими (податливыми), при этом значение вращательной жесткости узла может изменяться в довольно широких пределах. Таким образом, изучение влияния жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий является актуальной темой.

Объектом исследования являются стальные модульные здания из составленных модулей с несущими угловыми колоннами.

Предмет исследования – влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий при различных силовых воздействиях.

Цель – исследование напряженно-деформированного состояния стальных модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными соединениями при различных вариантах силового воздействия.

Материалы и методы

Выше приведены результаты определения вращательной жесткости для нескольких внутримодульных узлов. При этом сама жесткость зависит от конструктивного решения узла. Имеющиеся исследования охватывают довольно узкий круг вариантов исполнения узлов. Таким образом, для оценки влияния жесткости узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий необходимо провести серию исследований с различными параметрами соединений. Для определения вращательной жесткости узла необходимо знать зависимость «момент – угол поворота» (« $M - \varphi$ »), которую можно получить численным методом конечных элементов (МКЭ) или путем проведения физических испытаний.

Численные исследования

Исследования методом конечных элементов были выполнены в программном комплексе IDEA StatiCa, в котором имеется встроенный модуль по определению вращательной жесткости. Численные исследования проведены для следующих внутримодульных узлов:

- стойка из квадратной трубы, балка из квадратной трубы, без ребра жесткости (Тр-Тр);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, без ребра жесткости (Тр-Шв);
- стойка из квадратной трубы, балка из квадратной трубы, с вертикальным ребром жесткости (Тр-Тр-ВР);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, с вертикальным ребром жесткости (Тр-Шв-ВР);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, с горизонтальными ребрами жесткости (Тр-Шв-ГР). Рассмотренные узлы приведены на рис. 2 и 3.

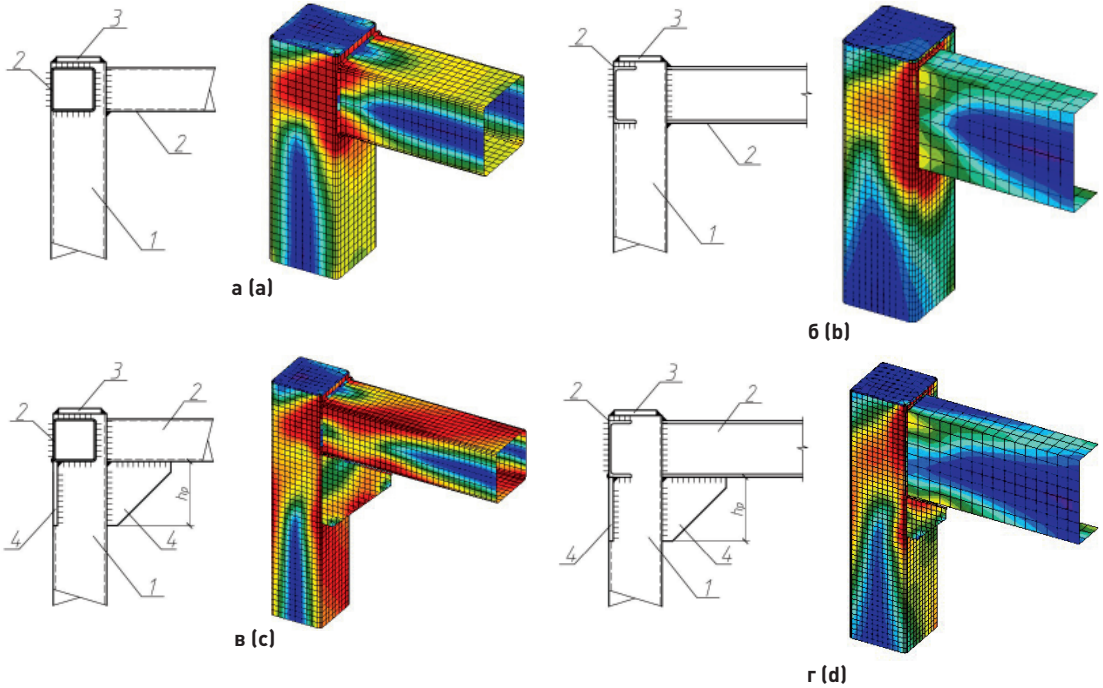


Рис. 2. Схемы и МКЭ модели рассмотренных узлов: а – Тр-Тр; б – Тр-Шв; в – Тр-Тр-ВР; г – Тр-Шв-ВР.

1 – стойка; 2 – балка; 3 – заглушка; 4 – ребро

Fig. 2. Scheme and FEM models of joints: a – Tr-Tr; b – Tr-Shv; c – Tr-Tr-VS; d – Tr-Shv-VS.

1 – column; 2 – beam; 3 – plug; 4 – stiffener

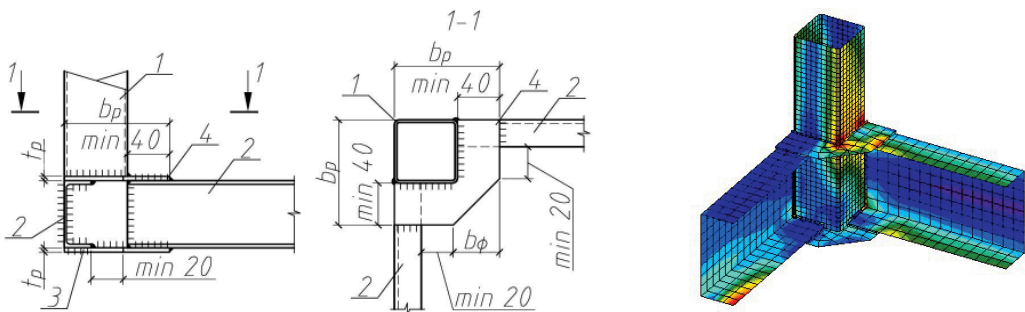


Рис. 3. Схема и МКЭ модель узла с горизонтальными ребрами (Тр-Шв-ГР).

1 – стойка; 2 – балка; 3 – нижнее ребро; 4 – верхнее ребро

Fig. 3. Scheme and FEM model of joint with horizontal stiffener (Tr-Shv-HS)

1 – column; 2 – beam; 3 – bottom stiffener; 4 – top stiffener

Модели узлов без ребер и с вертикальными ребрами состояли из стойки и одного примыкающего ригеля, так как при определении вращательной жесткости важна именно конструкция примыкания одного элемента к другому. Модели узлов с горизонтальными ребрами включали две балки, так как конструкция подразумевает крепление пластин к обоим ригелям.

Нагрузка прикладывалась на конце балки в виде сосредоточенного единичного момента, вычисление предельного момента ($M_{j,Rd}$) и построение зависимости « $M - \varphi$ » производилось автоматически ПК IDEA StatiCA.

Для соединений без ребер жесткости неизменными параметрами были сталь С245, катеты сварных швов $k_f = 4$ мм и материал сварки Э42. Переменными параметрами являлись сечения соединяемых элементов. Для узлов Тр-Тр принят следующий набор сечений:

- стойки из квадратных труб: 70×4 , 70×5 , 70×6 , 80×4 , 80×5 , 80×6 , 90×4 , 90×5 , 90×6 , 100×4 , 100×5 , 100×6 , 120×4 , 120×5 , 120×6 ;
- ригели из квадратных труб: 60×4 , 60×5 , 60×6 , 70×4 , 70×5 , 70×6 , 80×4 , 80×5 , 80×6 , 90×4 , 90×5 , 90×6 , 100×4 , 100×5 , 100×6 , 120×4 , 120×5 , 120×6 .

Для узлов Тр-Шв приняты сечения:

- стойки из квадратных труб: 80×4 , 80×5 , 80×6 , 90×4 , 90×5 , 90×6 , 100×4 , 100×5 , 100×6 , 120×4 , 120×5 , 120×6 ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Для узлов с вертикальными ребрами неизменными параметрами были сталь С245 для всех элементов, толщина стенки трубы и ребра 4 мм, катеты сварных швов $k_f = 4$ мм и материал сварки Э42. Вертикальные ребра приняты односторонними по внешним граням балок и стоек. Высота (h_p) и ширина ребра приняты равными, подрезка под 45° с отступом 20 мм от граней несущих элементов, минимальный размер ребра $h_p = 40$ мм. Переменным параметром являлась высота ребра, которая изменялась с шагом 10 мм. Для узлов Тр-Тр-ВР принят следующий набор сечений основных элементов:

- стойки из квадратных труб: 80×4 , 90×4 , 100×4 , 120×4 ;
- ригели из квадратных труб: 80×4 , 90×4 , 100×4 , 120×4 .

Для исследования узлов Тр-Шв-ВР приняты следующие сечения:

- стойки из квадратных труб: 80×4 , 90×4 , 100×4 , 120×4 ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Для узлов с горизонтальными ребрами было рассмотрено два варианта: сталь С245, материал сварки Э42, катеты швов $k_f = 4$ мм; сталь С345, материал сварки Э50, катеты швов $k_f = 4$ мм. В качестве изменяемых параметров приняты ширина (b_p) и толщина (t_p) ребра. Размеры пластин (b_p) изменялись с шагом 10 мм, при этом размер фаски (b_ϕ) увеличивался с тем же шагом. Толщина ребра изменялась в интервале от 4 до 10 мм с шагом 1 мм. Для исследования принят следующий набор сечений основных элементов:

- стойки из квадратных труб: 80×4 , 90×4 , 100×4 , 120×4 ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Всего было рассчитана 921 модель методом конечных элементов (178 – для Тр-Тр; 117 – для Тр-Тр-ВР; 90 – для Тр-Шв; 222 – для Тр-Шв-ВР; 314 – для Тр-Шв-ГР). По полученным результатам построены графики изменения вращательной жесткости узлов.

Физические испытания

Физические испытания были проведены на двух полноразмерных образцах узлов (О1 и О2). Сечения стойки и балки были выполнены из квадратной трубы 100×4 . Образец О1

выполнен без ребра жесткости, образец О2 выполнен с ребром жесткости. Размер ребра выбран $h_p = 130$ мм, толщина ребра $t_p = 4$ мм. Схема испытательной установки приведена на рис. 4. Определение угла поворота проводилось с помощью измерения изменения линейной деформации между точками «А» и «В» и вычисления изгибных деформаций ригеля и стойки по показаниям тензодатчиков.

Для узла с ребром жесткости:

$$\varphi = \varphi_{tot} \quad (1)$$

Для узла без ребра жесткости:

$$\varphi = \varphi_{tot} - \varphi_b - \varphi_c \quad (2)$$

Более подробно с экспериментальной методикой можно ознакомиться в статье [25].

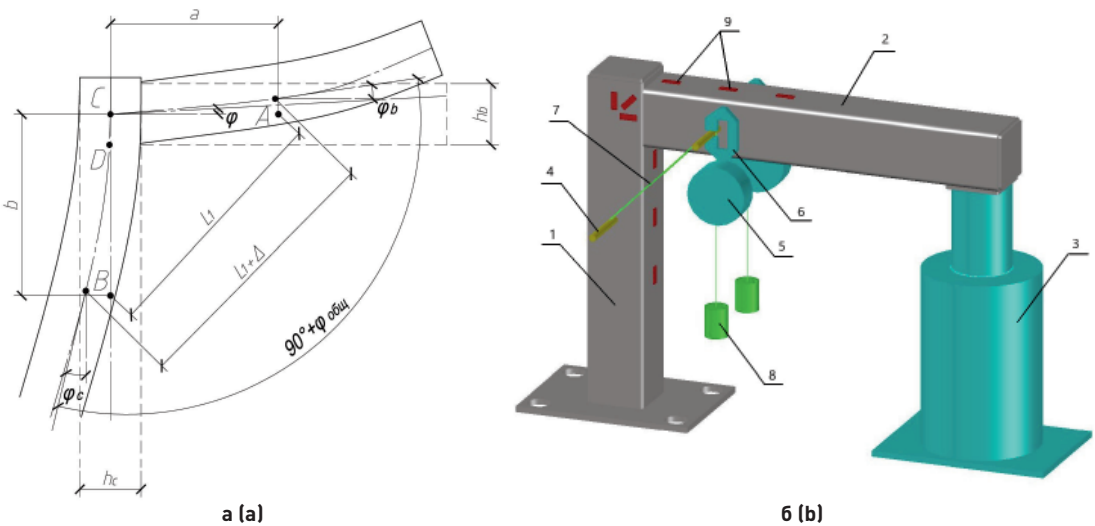


Рис. 4. Схема определения угла раствора [а] и схема испытательной установки [б]: 1 – стойка; 2 – балка; 3 – домкрат; 4 – шпилька; 5 – прогибомер Аистова; 6 – струбцина; 7 – стальная проволока; 8 – грузик; 9 – тензодатчики

Fig. 4. Scheme for opening angle determination [a] and test setup scheme [b]: 1 – column; 2 – beam; 3 – hydraulic jack; 4 – brad; 5 – Aistov's deflection indicator; 6 – clamp; steel wire; 8 – weight; 9 – tensiometers

Теоретические исследования

Конечная жесткость узловых соединений влияет на распределение усилий в элементах системы и на жесткость самой системы, что должно учитываться при расчете здания. Для сведения задачи к стержневой модели систему модульного здания можно разбить на две составляющие: расчетная схема здания в целом; расчетная схема одного модуля, входящего в состав здания. Данные две схемы взаимосвязаны между собой, поэтому для корректной декомпозиции-композиции задачи сформулированы следующие расчетные допущения:

1. Здание прямоугольное в плане постоянной этажности.
2. Модули имеют одинаковое конструктивное решение.
3. В расчетной схеме учитываются только основные несущие элементы (стойки и ригели). Балки настила не учитываются.
4. Сечения верхнего и нижнего ригелей одинаковые.
5. Сопряжение блоков с фундаментами считается шарнирно-неподвижным по углам модулей.

6. Межмодульные узлы принимаются шарнирными в угловых точках горизонтальных рам.

7. Жесткость стенового ограждения не учитывается.

8. Диск перекрытия (покрытия) не деформируется в своей плоскости.

9. Жесткость внутримодульных узлов зависит от конструкции узла.

10. Вертикальные нагрузки принимаются равномерно распределенными.

Указанные допущения сформулированы на основе анализа конструктивных решений стальных модульных зданий из составленных модулей с угловыми несущими колоннами, применяемыми в современном строительстве. Данные допущения позволяют свести анализ работы всего здания к анализу одного модуля, а модуля, в свою очередь, к анализу одной вертикальной рамы (рис. 5). Данный подход значительно упрощает проведение теоретических исследований, а также позволяет выявить характер силовой работы модульных зданий, в том числе влияние податливости внутримодульных узлов на НДС.

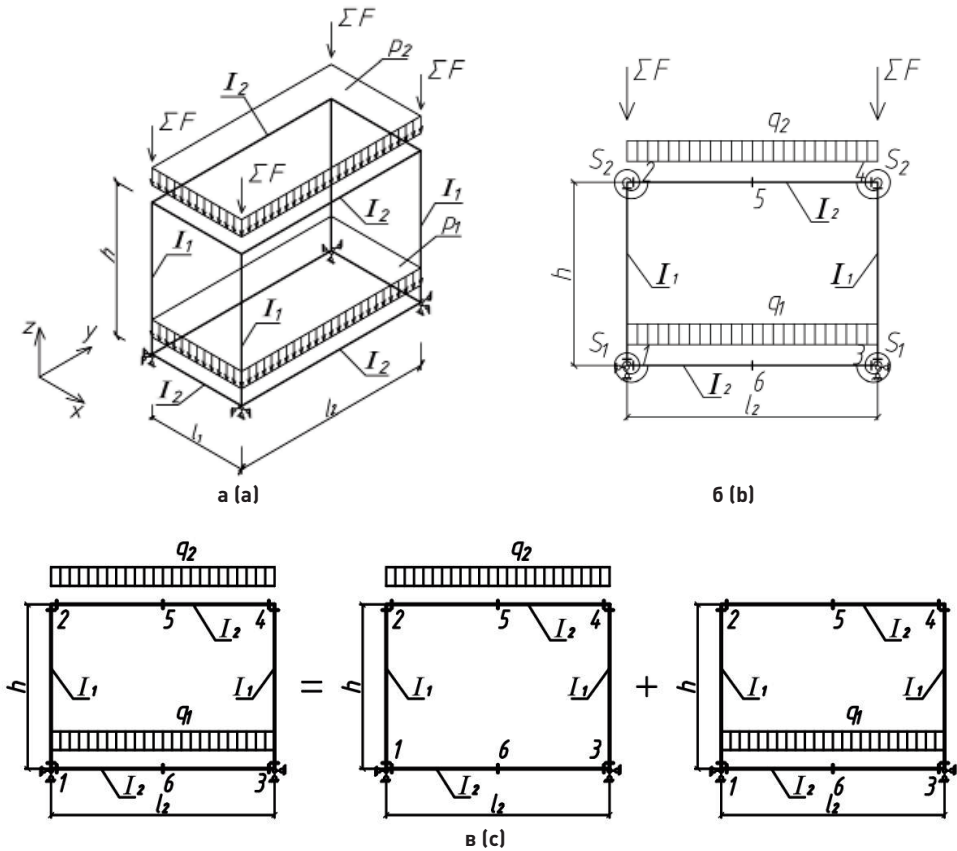


Рис. 5. Расчетные схемы: одного модуля (а); рамы с податливыми узлами (б); к определению усилий (в)
 Fig. 5. Design schemes: one module (a); semi-rigid frame (b); for internal forces calculation (c)

Изгибающий момент M_s , который «уходит» на податливость, можно выразить как часть от полного рамного момента \bar{M} :

$$M_s = \bar{M} \times \frac{E \times I}{l \times S_i}, \tag{3}$$

Тогда изгибающие моменты в характерных сечениях будут равны:

$$M_2 = M_4 = \left(\bar{M}_2^B - \bar{M}_2^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right) + \left(\bar{M}_2^H - \bar{M}_2^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} - \bar{M}_2^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right); \quad (4)$$

$$M_1 = M_3 = \left(\bar{M}_1^H - \bar{M}_1^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} \right) + \left(\bar{M}_1^B - \bar{M}_1^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} - \bar{M}_1^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right); \quad (5)$$

$$M_5 = \frac{q_2 \times l_2^2}{8} - M_2; \quad (6)$$

$$M_6 = \frac{q_1 \times l_2^2}{8} - M_1; \quad (7)$$

S_1, S_2 – вращательная жесткость нижнего и верхнего внутримодульных узлов соответственно;

E – модуль упругости стали.

В формулах (4) и (5) индексы «в» и «н» означают рамные моменты в сечении при расположении нагрузки на верхнем и нижнем ригелях соответственно.

Податливость внутримодульных узлов также влияет на собственные частоты колебаний модуля, следовательно, на величины инерционных сил при динамических воздействиях (сейсмика и пульсация ветра). Первая собственная частота колебаний модульного здания с жесткими внутримодульными узлами:

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{24 \times E \times I_1 \times g}{c^2 \times G \times h^3 \times \left(1 + \frac{I_1 \times l_2}{I_2 \times h}\right)}}, \quad (8)$$

где g – ускорение свободного падения;

G – масса, собранная с перекрытия;

c – количество этажей.

Для здания с податливыми внутримодульными узлами первая частота:

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{8 \times g}{c^2 \times G \times h^2 \times \left(\frac{h}{3 \times E \times I_1} + \frac{l_2}{3 \times E \times I_2} + \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2}\right)}}, \quad (9)$$

При сравнении формул (8) и (9) хорошо видно, что учет податливости внутримодульных узлов приводит к снижению частоты колебаний, следовательно, к увеличению динамической реакции здания.

Результаты исследования

По результатам численных исследований построены графики изменения вращательной жесткости узлов для всех рассмотренных типоразмеров сечений. Характерные графики приведены на рис. 6 и 7. На рис. 6 показаны графики изменения $S_{j,R}$ для узлов без ребер жесткости. На рис. 7 приведены графики изменения вращательной жесткости узлов в зависимости от размеров вертикальных ребер.

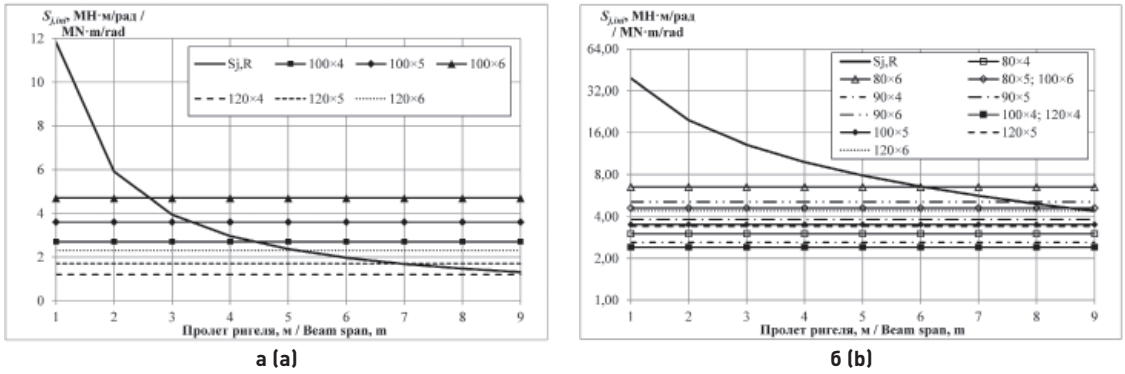


Рис. 6. График изменения $S_{j,R}$ для узлов без ребер жесткости: балка из трубы 100 × 4 (а); балки из швеллера 16P (б)
Fig. 6. $S_{j,R}$ change graph for joints without stiffeners: square hollow section 100 × 4 beam (a); channel 16P beam (b)

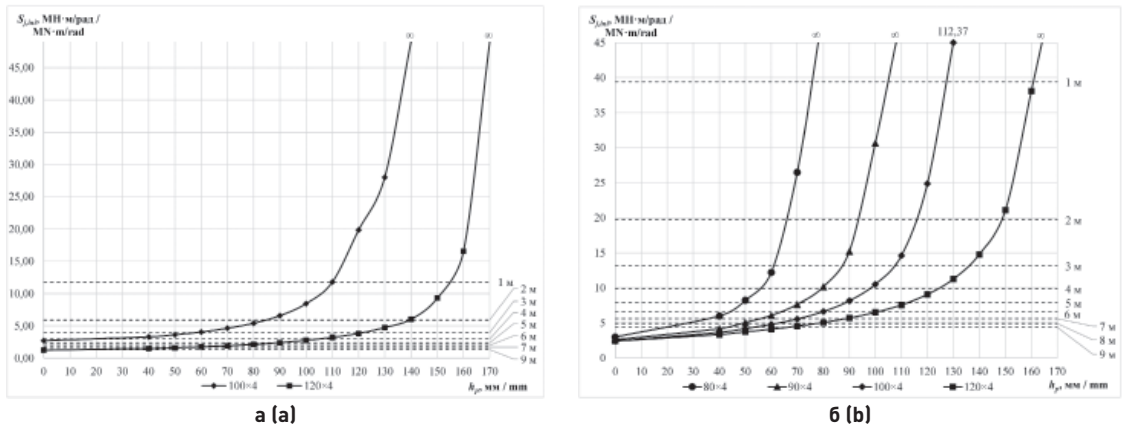
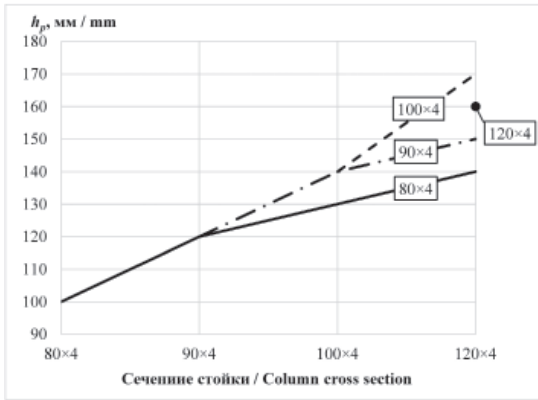


Рис. 7. Графики изменения вращательной жесткости узлов в зависимости от размеров вертикальных ребер: для балки из трубы 100 × 4 (а); для балки из швеллера 16P (б)
Fig. 7. Initial rotational stiffness change graph accordance stiffener size: square hollow section 100 × 4 beam (a); channel 16P beam (b)

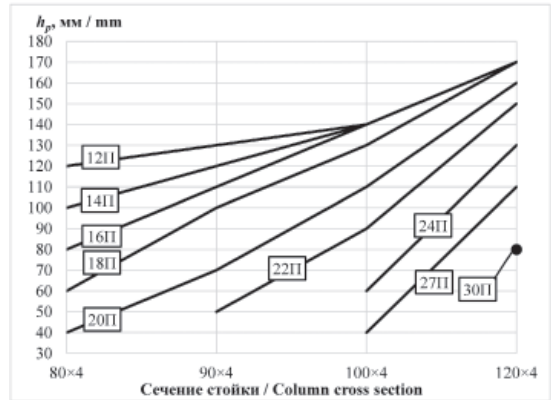
Исследования методом конечных элементов узлов без ребер жесткости показывают, что данные соединения в общем случае относятся к податливым, согласно классификации Eurocode 3. Вращательная жесткость не достигает значений, соответствующих жестким узлам ($S_{j,R}$) при пролетах характерных модульным зданиям (на рис. 6 горизонтальная линия должна лежать выше кривой $S_{j,R}$, чтобы узел можно было считать жестким).

Численные исследования узлов с ребрами жесткости показывают, что наличие вертикальных ребер приводит к увеличению вращательной жесткости. Однако при малых размерах ребер вращательная жесткость все равно не достигает значений, соответствующих жестким узлам. Для обобщения результатов построены номограммы для определения минимальных размеров вертикальных ребер (рис. 8), при которых $S_{j,ini}$ стремится к бесконечности (угол поворота узла нулевой), то есть узел является жестким.

Результаты численных исследований узлов с горизонтальными ребрами жесткости аналогичны: вращательная жесткость узла значительно зависит от размеров ребер. При этом были рассмотрены ребра разной толщины: от 4 до 10 мм, с шагом 1 мм. Поэтому для данного типа узлов составлены номограммы для определения минимальных размеров ребер (ширины b_p и толщины t_p), обеспечивающих жесткое соединение с учетом толщины ребер (рис. 9–11).

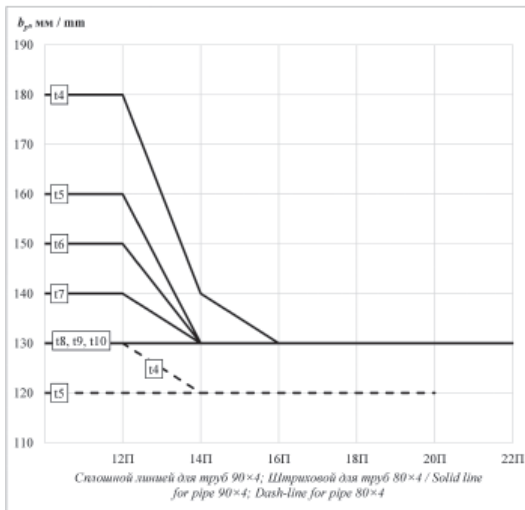


а (a)

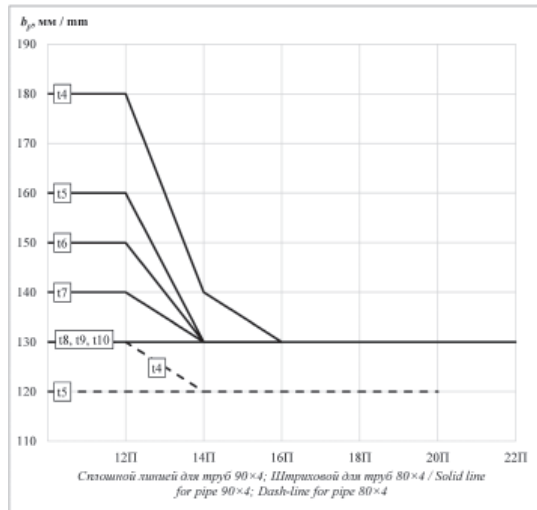


б (b)

Рис. 8. Номограммы минимальных размеров ребер жестких узлов: для балки из трубы (a); для балки из швеллера (b)
Fig. 8. Minimal stiffener size of rigid joints nomogram: square hollow section beam (a); channel beam (b)



а (a)



б (b)

Рис. 9. Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 80 × 4 и 90 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

Fig. 9. Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 80 × 4 and 90 × 4 nomogram: а – steel С245, welding E42; б – steel С345, welding E50

Как видно из рис. 9–11, материалы конструкций и сварки практически не влияют на вращательную жесткость рассмотренных узлов. При этом толщина ребер существенно влияет на их габаритные размеры. На рис. 12 приведено сравнение материалоемкости узлов в зависимости от толщины ребер (рис. 12a) и строительные коэффициенты (k_y), показывающие вклад ребер в общую массу ригелей, для узлов с вертикальными и горизонтальными ребрами (рис. 12б), вычисленные по формулам:

$$k_{y,r} = 1 + \frac{2 \times V_p}{A_b \times \sum l_b}, \quad (10)$$

$$k_{y,v} = 1 + \frac{4 \times V_p}{A_b \times \sum l_b}, \quad (11)$$

где $k_{y,г}$ и $k_{y,в}$ – строительные коэффициенты для узлов с горизонтальными и вертикальными ребрами соответственно;

A_b – площадь сечения ригеля;

$\sum l_b$ – суммарная длина продольного и поперечного ригелей.

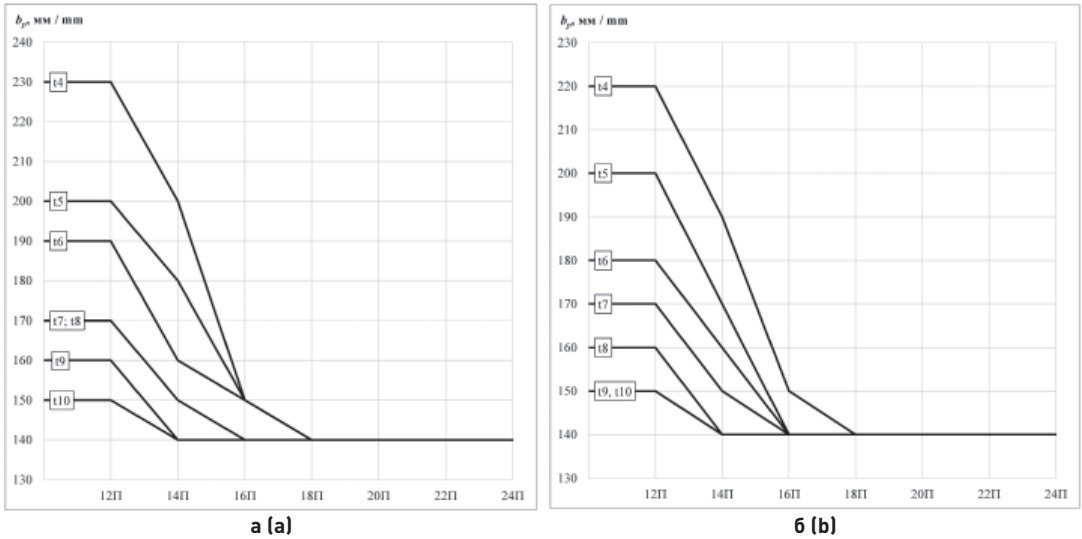


Рис. 10. Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 100 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

Fig. 10. Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 100 × 4 nomogram: а – steel C245, welding E42; б – steel C345, welding E50

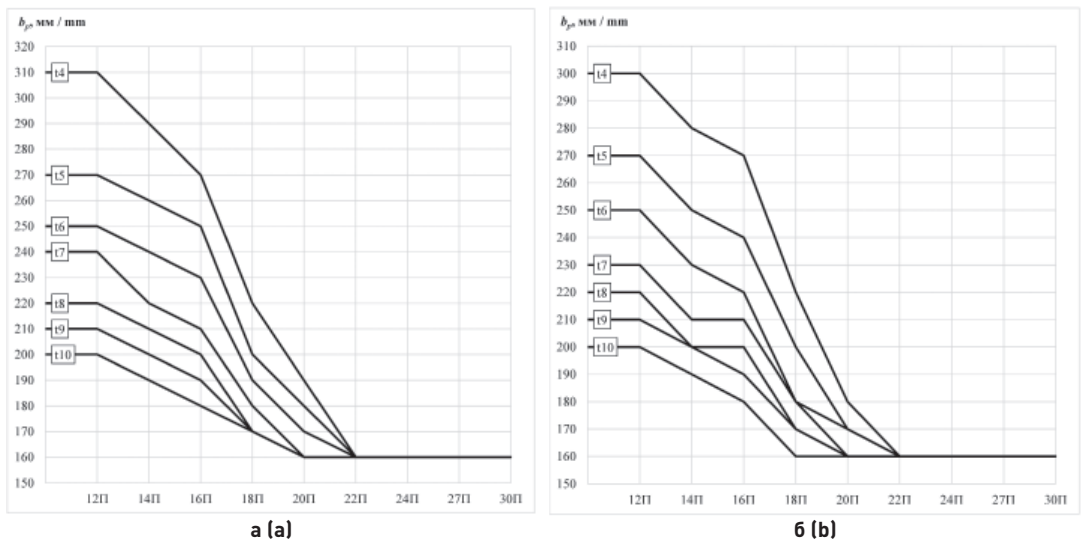


Рис. 11. Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 120 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

Fig. 11. Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 120 × 4 nomogram: а – steel C245, welding E42; б – steel C345, welding E50

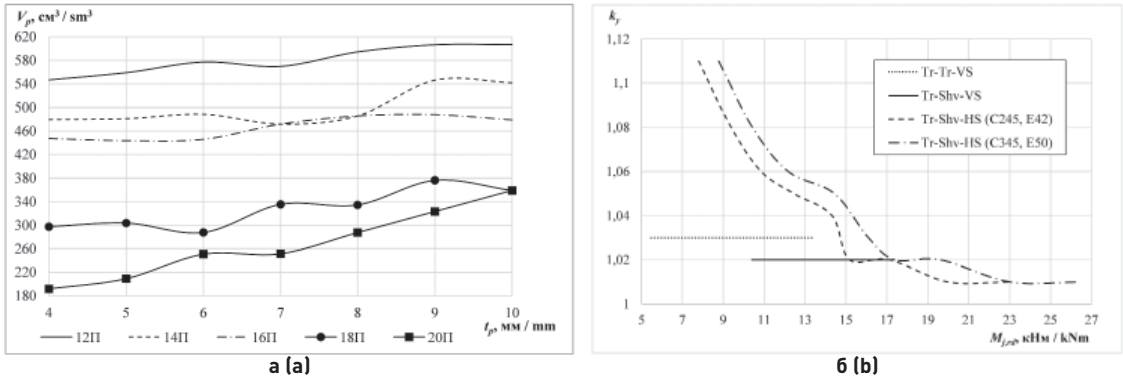


Рис. 12. Сравнение материалоемкости узлов со стойками из труб 100 × 4:
 а – зависимость массы горизонтальных ребер от их толщины; б – строительные коэффициенты k_y
Fig. 12. Material consumption comparison of joint with square pipe section column 100 × 4:
 а – horizontal stiffeners mass by thickness depending; б – building coefficients k_y

Данные рис. 12 показывают, что применение горизонтальных ребер с меньшей толщиной более предпочтительно с точки зрения материалоемкости. При этом применение вертикальных ребер, то есть расположенных в плоскости вращения, является более рациональным для рассмотренных узлов. Вертикальные ребра дают добавку к массе ригелей 1–3 %, а горизонтальные до 6–10 %.

Экспериментальные исследования на двух образцах узлов подтвердили результаты численных исследований. На рис. 13 приведены результаты определения вращательной жесткости, полученные при испытании полноразмерных узлов (O1 и O2). Данные результаты сопоставлены с численными.

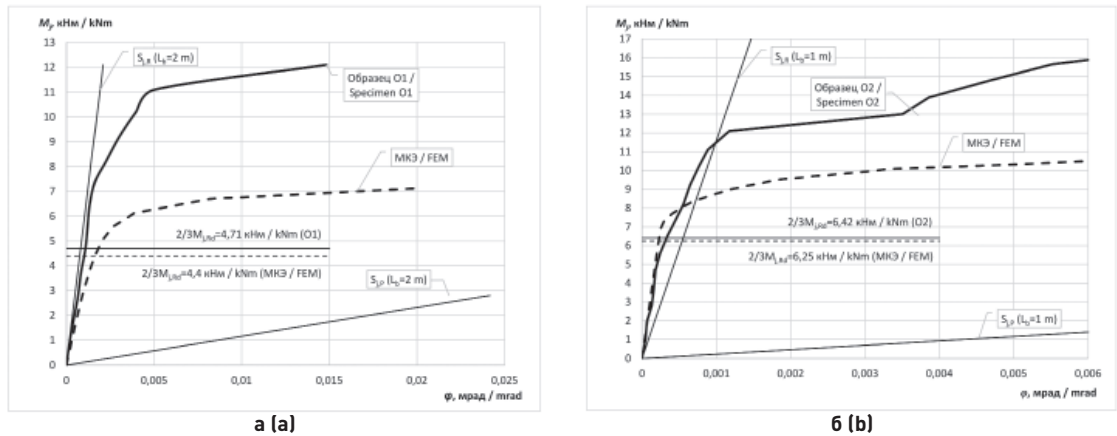


Рис. 13. Графики начальной вращательной жесткости: а – образец O1; б – образец O2
Fig. 13. Initial rotational stiffness graphs: а – specimen O1; б – specimen O2

Предельные моменты, полученные экспериментальным и численным методами, практически совпали: расхождение составляет $\Delta 1 = 6,1 \%$ для узла без ребра и $\Delta 2 = 2,5 \%$ для узла с ребром. Значения вращательных жесткостей имеют большее расхождение, однако порядок значений схож. Для узла без ребра жесткости по МКЭ $S_{j,ini} = 2700$ кНм/рад, по испытаниям $S_{j,ini} = 4320$ кНм/рад. Для узла с ребром жесткости по МКЭ $S_{j,ini} = 28\ 000$ кНм/рад, по испытаниям $S_{j,ini} = 19\ 500$ кНм/рад. Таким образом,

экспериментальные исследования подтвердили результаты, полученные на стадии численных.

Влияние податливости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние здания оценено через коэффициент K_M :

$$K_M = \frac{M_S}{\bar{M}}. \quad (12)$$

Коэффициент K_M показывает, какая часть от рамного момента не перейдет на узел, то есть «уйдет» в пролетную часть момента. На рис. 14 показано изменение K_M для конструкций внутримодульных узлов, приведенных в литературе [13–15, 17–19, 21, 22]. Предельная величина $K_M=1$ соответствует шарнирному узлу. Пунктирной линией на рис. 14 показан уровень, при котором узел можно считать жестким. Для некоторых решений с малой вращательной жесткостью внутримодульных узлов [13, 15, 21] K_M имеет значения, близкие к единице, то есть значительная часть рамного момента «уходит» в пролет. Следовательно, неучет фактической вращательной жесткости (податливости) внутримодульного узла при расчете стержневой модели модуля может привести к значительным неточностям при определении усилий.

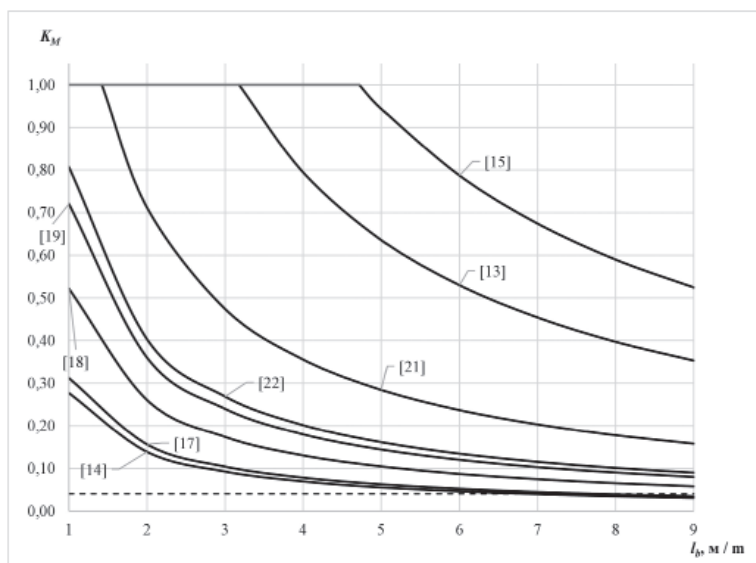


Рис. 14. Изменение коэффициентов K_M различных модульных зданий
Fig. 14. K_M coefficients changes for different modular buildings

Изменение частот собственных колебаний модульного здания, в зависимости от жесткости узлов, показано на рис. 15. В качестве примера принято здание с характеристиками [17]. Графики изменения частот приведены для одно-, двух- и трехэтажного зданий. На рис. 15 сплошными линиями показано изменение частоты, вычисленной в ПК ЛИРА-САПР, штрихпунктирными – по формуле (9).

Штриховой линией на рис. 15 показано значение частоты колебаний здания с рамными узлами, определенные по МКЭ. Вертикальные линии на графике – значение вращательной жесткости узлов, определенное авторами [17] ($S_{j,ini} = 2235$ кНм/рад), и значение вращательной жесткости, при которой внутримодульные узлы можно классифицировать

как рамные согласно Eurocode 3 ($S_{j,ini} = 24\,293$ кН/рад). При низких значениях вращательных жесткостей наблюдается значительное расхождение частот по сравнению с рамными узлами. На примере рассмотренного здания видно, что необходимо учитывать податливость узлов для определения корректного значения собственных частот колебаний.

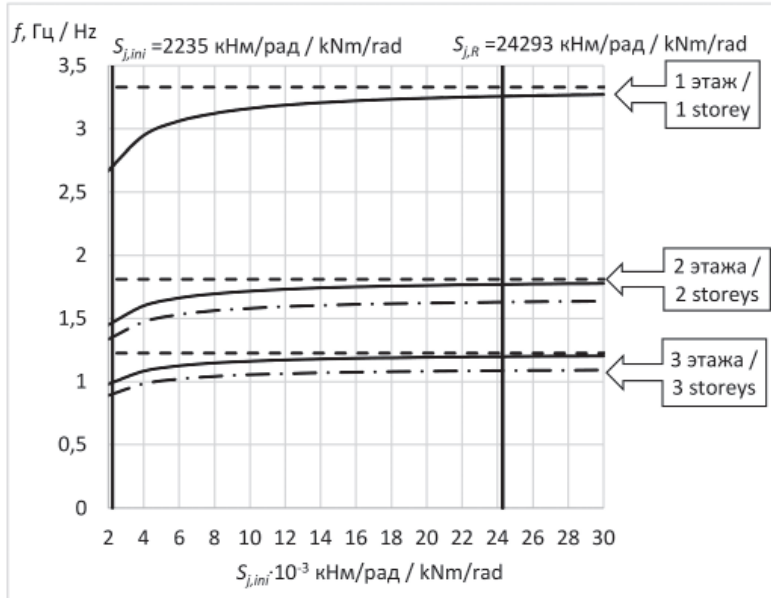


Рис. 15. Изменение первой собственной частоты модульного здания в зависимости от вращательной жесткости внутримодульных узлов

Fig. 15. Natural vibrational frequency changes accordance initial rotational stiffness of intramodular joints

Таблица 2

Параметры модульных зданий для анализа коэффициентов динамичности при сейсмическом воздействии

Table 2

Modular buildings parameters for seismic load dynamic coefficients analysis

Ссылка	Сечения		$I_1, \text{см}^4$	$I_2, \text{см}^4$	r	$T, \text{с/s}$		
	колонна	балка				1 эт.	2 эт.	3 эт.
[13]	HSS 200 × 100 × 6	C 250 × 100 × 4	1703	1682	0,99	0,167	0,333	0,500
[15]	HSS 150 × 150 × 8	RHS 250 × 150 × 8	1411	4886	3,46	0,132	0,265	0,397
[17]	HSS 125 × 125 × 6	C 200 × 75 × 6	643	1179	1,83	0,226	0,452	0,678
[16]	HSS 150 × 150 × 8	C 250 × 140 × 10	1411	5048	3,58	0,132	0,263	0,395
[18]	HSS 150 × 150 × 8	HSS 150 × 150 × 8	1411	1411	1,00	0,183	0,365	0,548
[19]	HSS 200 × 200 × 10	HSS 200 × 200 × 8	4251	3566	0,84	0,112	0,223	0,335
[20, 21]	RHS 150 × 100 × 6	C 350 × 100 × 6	834	5481	6,57	0,157	0,313	0,470

Для оценки коэффициентов динамичности при сейсмическом воздействии рассмотрены конструктивные решения модульных зданий, описанные в научной литературе (табл. 2). Для модульных зданий с конструктивными решениями, которые находятся

выше кривых, представленных на рис. 16, коэффициент динамичности равен 2,5. Наиболее неудачным решением является такое, при котором отношение жесткости ригеля к жесткости стойки (r) меньше единицы. При $r < 1$ происходит резкое увеличение минимального момента инерции стойки, при котором коэффициент динамичности может быть меньше 2,5.

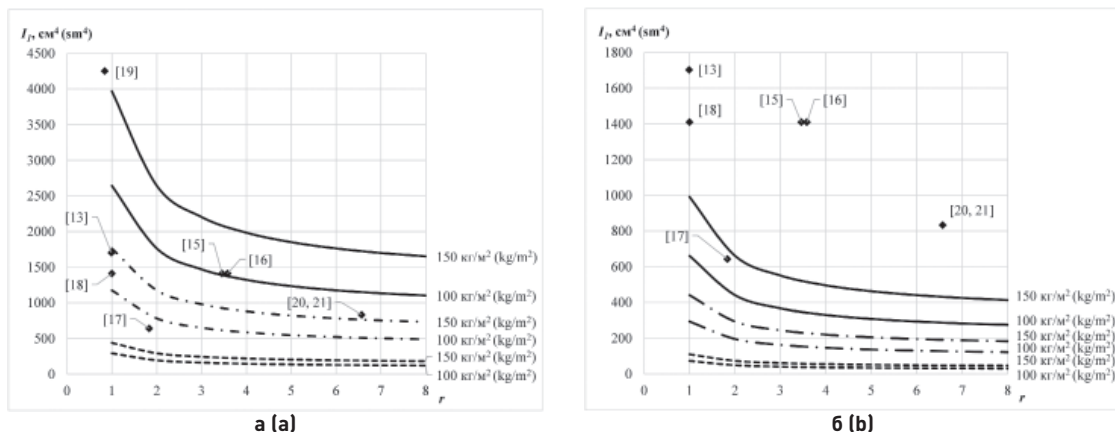


Рис. 16. График изменения момента инерции стойки, при котором происходит уменьшение коэффициента динамичности B : а – для грунтов I и II категорий; б – для грунтов III и IV категорий

Fig. 16. Moment of inertia of column change graph leading to decrease dynamic coefficient B : а – for I and II category soils; б – for III and IV category soils

Заключение и обсуждение

Проведенные численные исследования вращательной жесткости пяти типов внутримодульных узлов показывают значительное влияние наличия ребер и их размеров на жесткость узлов. В свою очередь толщина стенок ригелей, материалы сварки, класс стали конструкций, толщина ребер незначительно влияют на жесткость узла. Для конструирования жестких внутримодульных узлов найдены минимально достаточные размеры ребер, которые можно определить по составленным номограммам.

Проведенные физические испытания по определению вращательной жесткости двух полноразмерных внутримодульных узлов подтвердили результаты, полученные методом конечных элементов.

На основании выявленных допущений для составления расчетных схем стальных модульных зданий с угловыми несущими колоннами получены выражения, описывающие в явном виде влияние вращательной жесткости внутримодульных узлов на распределение внутренних усилий в элементах модуля. При этом показано, что неучет фактической податливости узлов при расчете стержневой модели может привести к значительным неточностям в определении усилий. Также получены аналитические выражения для определения первой собственной частоты колебаний модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными узлами. Показано, что соотношение жесткостей ригеля и стойки, а также вращательная жесткость внутримодульных узлов оказывают значительное влияние на частоту собственных колебаний модульного здания.

Аналитические решения, приведенные в статье, справедливы для составленных модульных зданий с несущими угловыми колоннами. Интерес представляет проведение аналогичных исследований для других конструктивных схем, а также для других конструкций узлов.

Список литературы

1. Iakovlev N.A., Khraonova L.V. Inter-module connections in modular construction: A comprehensive review and classification. *AlfaBuild*, 2025, no. 1(33), pp. 3304–3304. <https://doi.org/10.57728/ALF.33.4>.
2. Шури́н А.Б., Зинкевич И.В. Оценка жесткости баз внецентренно нагруженных стальных колонн по EN 1993-1-8 // *Вестник МГСУ*. 2025. 7(20). С. 1051–1060. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2025.7.1051-1060>.
3. Алпатов В.Ю., Лукин А.О., Сахаров А.А. Исследования жесткости узла базы стальной колонны, состоящей из одной опорной плиты // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 9. С. 9–14. EDN: UKFKDV.
4. Ананьин М.Ю., Фомин Н.И., Черногубов Д.Е. Метод учета податливости в узлах металлических конструкций зданий // *Академический вестник Уралниипроект РААСН*. 2009. № 3. С. 80–85. EDN: KYVPSB.
5. Ананьин М.Ю., Фомин Н.И. Метод учета податливости в узлах металлических конструкций зданий // *Академический вестник Уралниипроект РААСН*. 2010. № 2. С. 72–74. EDN: MTEXND.
6. Багаутдинов Р.И., Комаров Ю.П., Мостовский Н.Н., Дауров З.С. Численное моделирование конечной жесткости узлов колонны с балкой // *Вестник МГСУ*. 2019. № 2(14). С. 179–187. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.2.179-187>.
7. Бакшанский И.С., Жабинский А.Н. Влияние конструктивных особенностей болтовых фланцевых узлов на распределение внутренних усилий в поперечной раме здания В: *Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции*, Минск, 28 мая 2019 г. Минск: БНТУ; 2019. С. 49–59.
8. Павлов А.Б. Основы проектирования стальных строительных конструкций каркасов зданий с учетом реальной изгибной жесткости и прочности узлов соединений их элементов [диссертация]. Москва; 1996.
9. 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
10. Туснина В.М. Податливые соединения стальных балок с колоннами // *Инженерно-строительный журнал*. 2017. № 5. С. 25–39. <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
11. Рюмин В.В. Анализ податливости рамных узлов на высокопрочных болтах. В: *Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. научных трудов*. 2012. № 1(16). С. 216–223.
12. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 4, pp. 40–51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
13. Cho B.H., Lee J.S., Kim H., Kim D.J. Structural performance of a new blind-bolted frame modular beam-column connection under lateral loading. *Applied Sciences*, 2019, no. 9, 1929. <https://doi.org/10.3390/app9091929>.
14. Zhang J.F., Zhao J.J., Deng E.F., Wang H., He J.M., Yu H.X., Fan Y.F. Component method based rotation performance and design method for the connection in ATLS modular house. *Thin-Walled Structures*, 2021, no. 164, 107803. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107803>.
15. Khan K., Yan J.-B. Numerical studies on the seismic behaviour of a prefabricated multi-storey modular steel building with new-type bolted joints. *Advanced Steel Construction*, 2021, no.17, pp. 1–9. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.1.1>.
16. Ma R., Xia J., Chang H., Xu B., Zhang L. Experimental and numerical investigation of mechanical properties on novel modular connections with superimposed beams. *Engineering Structures*, 2021, no. 232, 111858. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111858>.
17. Choi K.S., Kim H.J. An Analytical Study on Rotational Capacity of Beam-Column Joints in Unit Modular Frames. *International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 2015, no. 9, pp. 83–86. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1098106>.
18. Wang Y., Xia J., Ma R., Xu B., Wang T. Experimental study on the flexural behavior of an innovative modular steel building connection with installed bolts in the columns. *Applied Science*, 2019, no. 9, 3468. <https://doi.org/10.3390/app9173468>.
19. Deng E.F., Zong L., Ding Y., Dai X.M., Lou N., Chen Y. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*, 2018, no. 167, pp. 407–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.028>.
20. Lee S., Park J., Shon S., Kang C. Seismic performance evaluation of the ceiling-bracket-type modular joint with various bracket parameters. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, no. 150, pp. 298–325. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.008>.
21. Lee S., Park J., Kwark E., Shon S., Kang C., Choi H. Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket. *Materials*, 2017, no. 3 (10), 263. <https://doi.org/10.3390/ma10030263>.

22. Liew J.Y.R., Dai Z., Chua Y.S. Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings. *Structures*, 2019, no. 21, pp. 135–149. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.02.010>.
23. Широков В.С., Алпатов В.Ю., Гордеев Е.А. Исследование вращательной жесткости узлового соединения ригеля и стойки модульных зданий // *Вестник МГСУ*. 2021. 1(16). С. 20–29. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.1.20-29>.
24. Ведяков И.И., Суслов Л.С., Марисюк А.А., Кашин О.В., Новожилов М.В. Несущая способность стального каркаса многоэтажного модульного здания с учетом жесткости быстросборных соединений // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 6. С. 8–44. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-6-8-44>.
25. Широков В.С., Белаш Т.А., Соловьев А.В. Экспериментальные исследования жесткости внутримодульных узлов // *Вестник гражданских инженеров*. 2024. № 2. С. 35–42. <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2024-21-2-35-42>.

References

1. Iakovlev N.A., Khraponova L.V. Inter-module connections in modular construction: A comprehensive review and classification. *AlfaBuild*, 2025, no. 1(33), pp. 3304–3304. (In Russian) <https://doi.org/10.57728/ALF.33.4>.
2. Shuryin A.B., Zinkevich I.V. Stiffness assessment of bases of off-centre loaded steel columns according to EN 1993-1-8. *Vestnik MGSU*, 2025, no. 7(20), pp. 1051–1060. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2025.7.1051-1060>.
3. Alpatov V.Yu., Lukin A.O., Saharov A.A. The study of rigidity of a steel column base assembly consisting of a support plate. *Industrial and Civil Engineering*, 2015, no. 9, pp. 9–14. (In Russian). EDN: UKFKDV.
4. Ananjin M.Yu., Fomin N.I., Tchernogubov D.E. Method of the account of a pliability in nodes of metal designs of buildings. *Akademicheskij vestnik Uralniiproekt RAASN*, 2009, no. 3, pp. 80–85. (In Russian). EDN: KYVPSB.
5. Ananjin M.Yu., Fomin N.I. Method of the account of a pliability in nodes of metal designs of buildings. *Akademicheskij vestnik Uralniiproekt RAASN*, 2010, no. 2, pp. 72–74. (In Russian). EDN: MTEXND.
6. Bagautdinov R.I., Komarov Yu.P., Mostovskiy N.N., Daurov Z.S. Numerical model of beam-to-column joint finite stiffness. *Vestnik MGSU*, 2019, no. 2(14), pp. 179–187. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.2.179-187>.
7. Bakshanskiy I.S., Zhabinskiy A.N. Influence of constructive features of bolt flange units on the distribution of internal forces in the transverse frame of a building. *BNTU = Problems of modern construction: materials of the International Scientific and Technical Conference*. Minsk, May 28, 2019. Minsk: BNTU; 2019, pp. 49–59. (In Russian).
8. Pavlov A.B. Fundamentals of designing steel building structures of building frames taking into account the actual bending stiffness and strength of the joint connections of their elements [dissertation]. Moscow; 1996. (In Russian).
9. Tushina V.M., Kolyago A.A. To the issue of actual work of pliable nodes of steel frames of multistory buildings. *Industrial and Civil Engineering*, 2018, no. 2, pp. 28–34. (In Russian). EDN: YTCEAU.
10. Tushina V.M. Semi-rigid steel beam-to-column connections. *Magazine of Civil Engineering*, 2017, no. 5, pp. 25–39. (In Russian). <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
11. Rumin V.V. Analysis of rigidity of beam to column moment connections with high strength bolts. In: *Modern metal and wood building structures: collection of scientific papers*, 2012, 1(16), pp. 216–223. (In Russian).
12. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 4, pp. 40–51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
13. Cho B.H., Lee J.S., Kim H., Kim D.J. Structural performance of a new blind-bolted frame modular beam-column connection under lateral loading. *Applied Sciences*, 2019, no. 9, 1929. <https://doi.org/10.3390/app9091929>.
14. Zhang J.F., Zhao J.J., Deng E.F., Wang H., He J.M., Yu H.X., Fan Y.F. Component method based rotation performance and design method for the connection in ATLS modular house. *Thin-Walled Structures*, 2021, no. 164, 107803. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107803>.
15. Khan K., Yan J.-B. Numerical studies on the seismic behaviour of a prefabricated multi-storey modular steel building with new-type bolted joints. *Advanced Steel Construction*, 2021, no. 17, pp. 1–9. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.1.1>.
16. Ma R., Xia J., Chang H., Xu B., Zhang L. Experimental and numerical investigation of mechanical proper-ties on novel modular connections with superimposed beams. *Engineering Structures*, 2021, no. 232, 111858. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111858>.

17. Choi K.S., Kim H.J. An Analytical Study on Rotational Capacity of Beam-Column Joints in Unit Modular Frames. *International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 2015, no. 9, pp. 83–86. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1098106>.
18. Wang Y., Xia J., Ma R., Xu B., Wang T. Experimental study on the flexural behavior of an innovative modular steel building connection with installed bolts in the columns. *Applied Science*, 2019, no. 9, 3468. <https://doi.org/10.3390/app9173468>.
19. Deng E.F., Zong L., Ding Y., Dai X.M., Lou N., Chen Y. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*, 2018, no. 167, pp. 407–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.028>.
20. Lee S., Park J., Shon S., Kang C. Seismic performance evaluation of the ceiling-bracket-type modular joint with various bracket parameters. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, no.150, pp. 298–325. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.008>.
21. Lee S., Park J., Kwark E., Shon S., Kang C., Choi H. Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket. *Materials*, 2017, 3(10), 263. <https://doi.org/10.3390/ma10030263>.
22. Liew J.Y.R., Dai Z., Chua Y.S. Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings. *Structures*, 2019, no. 21, pp. 135–149. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.02.010>.
23. Shirokov V.S., Alpatov V.Yu., Gordeyev E.A. Research into the stiffness of beam-column joints of modular prefabricated buildings. *Vestnik MGSU*, 2021, no/ 1(16), pp. 20–29. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.1.20-29>.
24. Vedyakov I.I., Suslov L.S., Marisiuk A.A., Kashin O.V., Novozhilov M.V. Bearing capacity of a steel frame of a multi-storey modular building with consideration of the rigidity of quick-assembled connections. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2023, no. 6, pp. 8–44. (In Russian). <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-6-8-44>.
25. Shirokov V.S., Belash T.A., Solovov A.V. Experimental research of intra-module joints stiffness. *Bulletin of Civil Engineers*, 2024, no. 2, pp. 35–42. (In Russian). <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2024-21-2-35-42>.

Информация об авторах / Information about the authors

Широков Вячеслав Сергеевич*, канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительная механика, фундаменты, металлические конструкции», Самарский государственный технический университет, Самара
e-mail: ShirokovViacheslav@gmail.com

SPIN-код: 8240-0959

AuthorID: 665300

ResearcherID: N-5278-2016

<https://orcid.org/0000-0001-6285-8895>

Viacheslav S. Shirokov*, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Structural Mechanic, Foundations, Metal Structures, Samara State Technical University, Samara

e-mail: ShirokovViacheslav@gmail.com

SPIN-code: 8240-0959

AuthorID: 665300

ResearcherID: N-5278-2016

<https://orcid.org/0000-0001-6285-8895>

Татьяна Александровна Белаш, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: Belashta@mail.ru

SPIN-код: 5217-7177

AuthorID: 66498

Tatyana A. Belash, Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Department of Building Structures, Constructions and Materials, JSC Research Center of Construction, 109428, Moscow

e-mail: Belashta@mail.ru

SPIN-код: 5217-7177

AuthorID: 66498

* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author