

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.048

DOI: 10.22227/1997-0935.2024.8.1285-1300

Оценка целесообразности учета податливости узлов металлических конструкций аутригера при расчете конструкций высотного здания

Иван Витальевич Астахов, Денис Вадимович Калюжный

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ);
г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. При проектировании металлических конструкций учитывают множество факторов, включая податливость узлов, что влияет на результаты расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов конструкции. При проектировании высотных зданий предусматривают аутригера, распределяющие ветровую нагрузку между ядром жесткости и периметральными колоннами каркаса, снижая горизонтальные перемещения. Учет податливости в узлах аутригера оказывает влияние на распределение усилий в элементах конструкций здания, а также на деформации здания. Представлен анализ влияния учета податливости узлов аутригера на НДС элементов стальных конструкций высотного здания.

Материалы и методы. В качестве объекта исследования принята расчетная схема 60-этажного здания с аутригером, смоделированная в расчетном комплексе ETABS. Податливость узлов конструкций аутригера определялась с использованием программного комплекса IDEA StatiCa.

Результаты. По результатам статического расчета с учетом податливости узлов аутригера при постановке одного аутригера на 54 этаже максимальное горизонтальное перемещение верха здания увеличилось на 2,9 % по сравнению с результатами расчета без учета податливости. При постановке двух аутригеров увеличилось на 4,7 %. Максимальное значение продольной силы в раскосе аутригера снизилось на 23 % по сравнению с результатами без учета податливости, а максимальное значение изгибающего момента увеличилось на 10 %.

Выводы. При расчете высотного здания с учетом податливости значения горизонтального перемещения верха здания увеличиваются в пределах 5 %. Если при проектировании необходимо ограничить горизонтальные перемещения здания, то следует выполнять расчет с учетом податливости узлов металлических конструкций аутригера. Кроме того, учет податливости при расчете позволяет снизить металлоемкость проектируемых раскосов аутригера, так как определяющим усилием является продольная сила, которая при расчете с учетом податливости уменьшается в пределах 25 %.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: податливость, узлы конструкций аутригера, высотные здания, НДС узлов, полужесткие соединения, уточнение расчетной схемы, деформации, напряжения, численное моделирование

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Астахов И.В., Калюжный Д.В. Оценка целесообразности учета податливости узлов металлических конструкций аутригера при расчете конструкций высотного здания // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 8. С. 1285–1300. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.8.1285-1300

Автор, ответственный за переписку: Денис Вадимович Калюжный, kaliuzhnydv@gmail.com.

Estimation of expediency of taking into account the suppleness of outrigger metallic structures nodes in calculation of high-rise building structures

Ivan V. Astakhov, Denis V. Kalyuzhny

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU);
Saint Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. When designing metal structures, many factors are taken into account, including the suppleness of joints, which affects the results of stress-strain calculations of structural elements. In the design of high-rise buildings, outriggers are provided to distribute wind loads between the core and perimeter columns, reducing horizontal displacements. Considering the suppleness in the joints of the outrigger affects the distribution of forces in the building structure elements, as well as on the building deformations. This paper presents an analysis of the influence of considering the suppleness of outrigger joints on the stress-strain state of structural elements of a steel high-rise building.

Materials and methods. The research focuses on a structural model of a 60-story building with an outrigger, modelled using the ETABS software. The suppleness of the joints of the outrigger structures was determined using the IDEA StatiCa software.

Results. According to the results of static calculations considering the suppleness of the outrigger joints, when placing one outrigger on the 54th floor, the maximum horizontal displacement at the top of the building increased by 2.9 % compared to calculations without considering suppleness. Placing two outriggers increased it by 4.7 %. The maximum axial force value in the outrigger brace decreased by 23 % compared to calculations without considering suppleness, while the maximum bending moment increased by 10 %.

Conclusions. When calculating a high-rise building taking into account suppleness, the values of horizontal displacement at the building's top increase within 5 %. If it is necessary to limit horizontal displacements, calculations should consider the suppleness of the joints in steel outrigger structures. Additionally, considering suppleness in calculations allows reducing the material intensity of the designed outrigger braces, as the determining force is the axial force, which decreases by about 25 % when calculated considering suppleness.

KEYWORDS: suppleness, outrigger structure joints, high-rise buildings, joint behaviour factors, semi-rigid connections, refined analysis model, deformations, stress, numerical modelling

FOR CITATION: Astakhov I.V., Kalyuzhny D.V. Estimation of expediency of taking into account the suppleness of outrigger metallic structures nodes in calculation of high-rise building structures. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(8):1285-1300. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.8.1285-1300 (rus.).

Corresponding author: Denis V. Kalyuzhny, kaliuzhnydv@gmail.com.

ВВЕДЕНИЕ

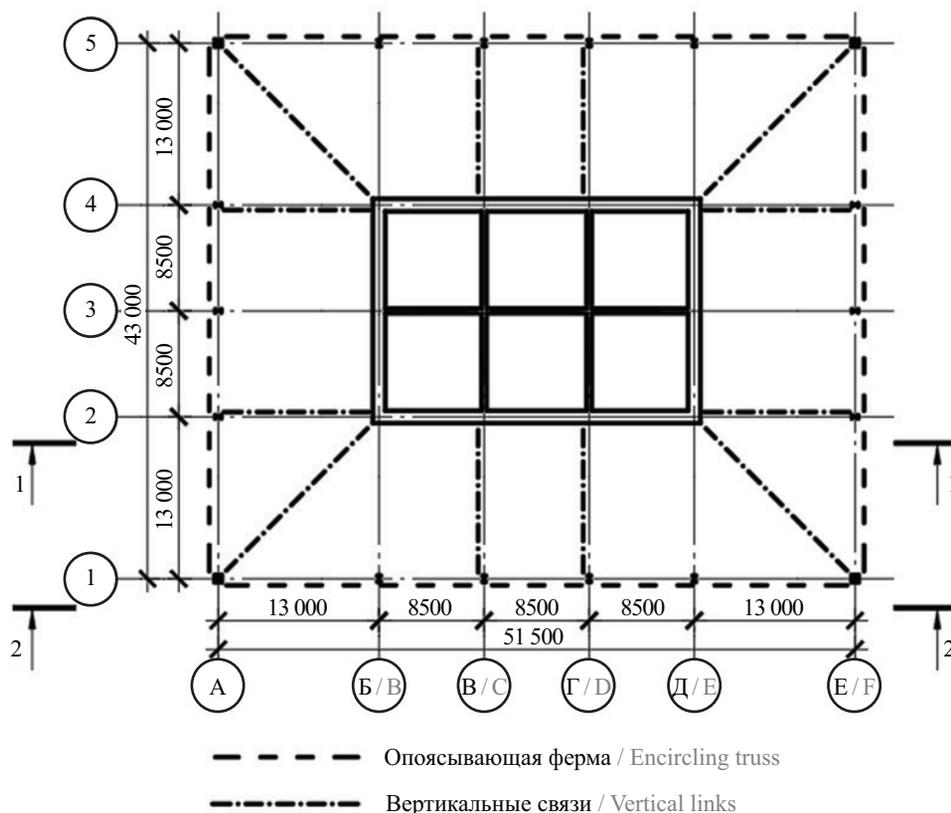
На работу металлических конструкций влияет множество факторов. Один из них — податливость узлов, в результате учета которой происходит перераспределение усилий в элементах расчетной схемы.

Еще в 1938–1940 гг. Е.И. Беленя при проведении экспериментально-теоретического исследования поперечной рамы получил различия экспериментальных изгибающих моментов в месте сопряжения ригеля с колонной на 20–22 % по сравнению с результатами теоретического расчета [1]. Деформации основания были незначительны, поэтому основной причиной перераспределения усилий является податливость узлов сопряжения риге-

ля с колоннами, которые при расчете принимались жесткими.

В 1990 г. был разработан экспериментально-теоретический метод определения податливости узлов для уточнения расчетных схем рам эксплуатируемых промышленных зданий [2]. Метод основан на специальных тестовых испытаниях и программе для определения податливости узлов рамных конструкций. При сопоставлении значений изгибающих моментов, полученных при расчете без учета податливости и с учетом выявленной из тестовых испытаний податливости узлов, обнаружена существенная разница расчетных усилий.

На сегодняшний день проведено множество исследований, посвященных уточнению расчетной



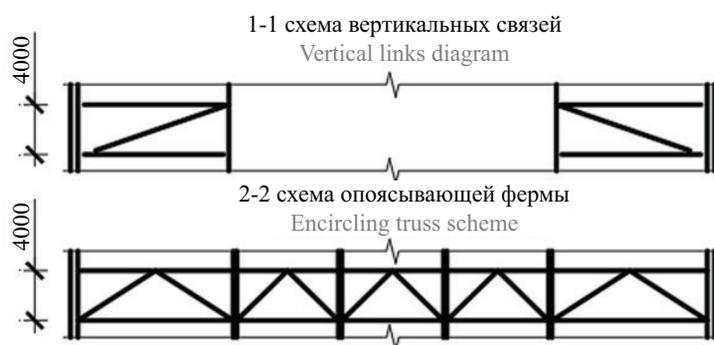


Рис. 1. Схема расположения элементов аутригера

Fig. 1. Outrigger element layout scheme

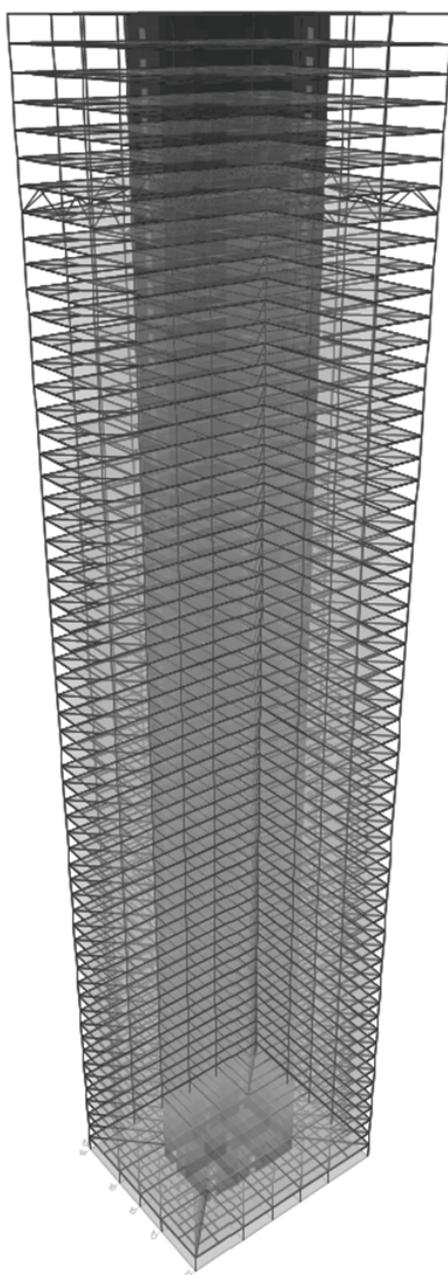


Рис. 2. Расчетная схема объекта исследования, заданная в расчетном комплексе ETABS

Fig. 2. Analytical scheme of the research object defined in the analysis software ETABS

схемы реальной работы узлов различных конструкций [3–23]. Однако для конструкций высотных зданий учет податливости узлов еще недостаточно исследован.

При проектировании высотных зданий большой этажности предусматриваются горизонтальные пояса жесткости — аутригеры [24], которые распределяют ветровую нагрузку между ядром жесткости здания и периметральными колоннами, снижая горизонтальные перемещения. Конструкция аутригера может включать более 40 узлов, жесткость которых влияет на распределение ветровой нагрузки и, как следствие, на горизонтальные перемещения здания.

В исследовании [24] определялось рациональное расположение аутригера по высоте в конструкциях высотных зданий различной этажности. Получены зависимости горизонтальных перемещений верха от положения одного и двух аутригеров для зданий различной этажности. Установлено, что значительное снижение горизонтальных перемещений в зданиях этажностью более 50 (выше 200 м) достигается расположением аутригера на расстоянии $5/6$ – $13/14$ высоты здания.

В данной статье представлен анализ влияния учета податливости узлов аутригера на напряженно-деформированное состояние элементов стальных конструкций высотного здания, расчетная схема которого использовалась в исследовании [24]. Выполнена оценка целесообразности учета податливости при проектировании высотных зданий.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Конструктивная схема здания принята каркасно-ствольной в соответствии со схемой, использованной в исследовании [24]. В качестве объекта исследования принята расчетная схема высотного 60-этажного здания с аутригером (рис. 1). Форма здания в плане — прямоугольная, $51,5 \times 43$ м. Высота этажа — 4 м. Высота здания — 240 м. Ядро жесткости — железобетонное, толщина наружных стен ядра изменяется от 0,4 до 1,0 м, класс бетона — В25, В35. Толщина внутренних стен ядра — 0,4 м. Периметральные колонны каркаса стальные,

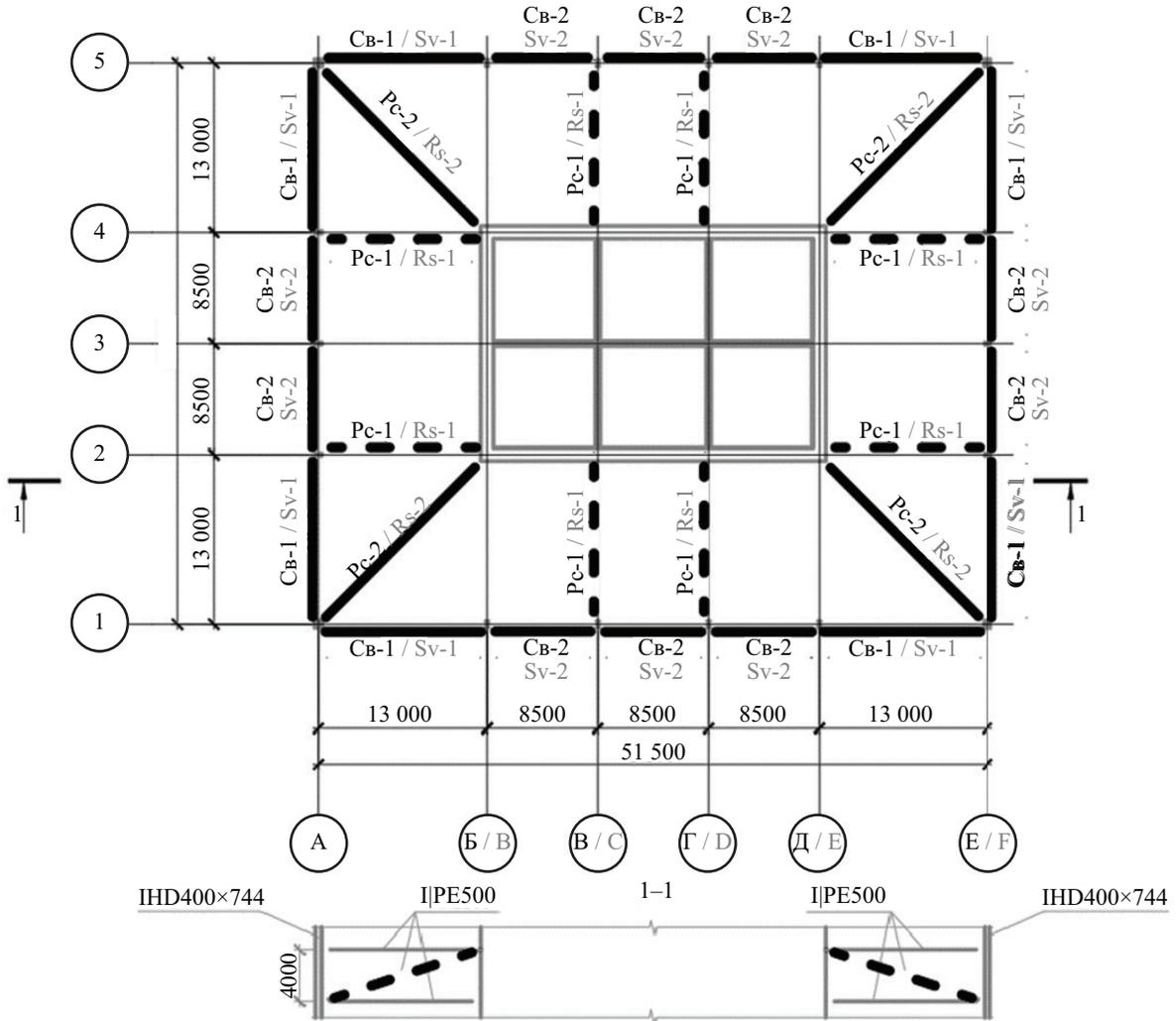
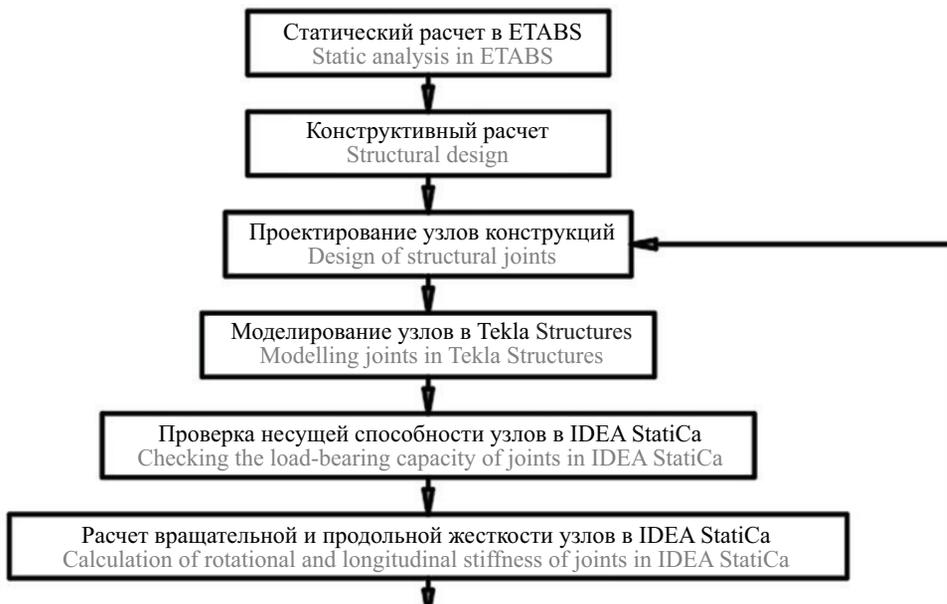


Рис. 3. Схема расположения элементов аутригера (пунктирной линией отмечены раскосы, в которых определялись максимальные значения усилий)

Fig. 3. The arrangement diagram of outrigger elements (diagonal lines mark the braces where the maximum values of forces were determined)



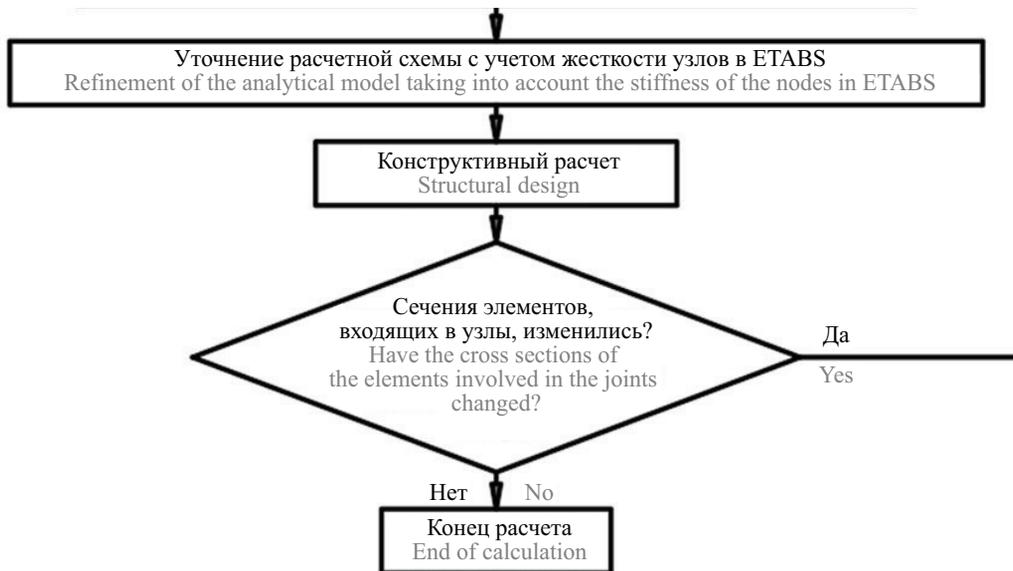
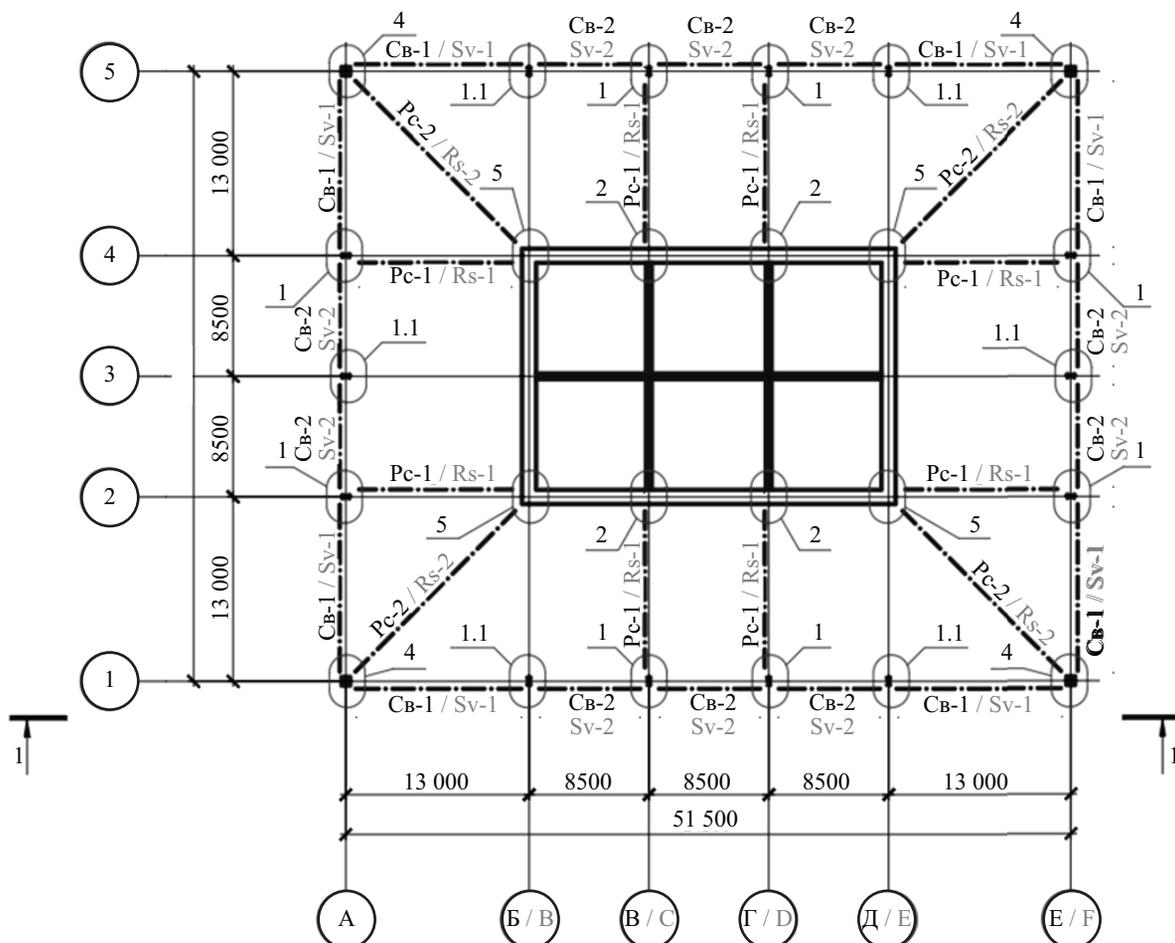


Рис. 4. Алгоритм расчета высотных зданий с учетом податливости

Fig. 4. Algorithm for calculating high-rise buildings taking into account suppleness

сечением из двутавров HD 400 × 744 по сортаменту ARBED, а также в виде квадратных профилей 600 × 600 мм с толщиной стенки 120 мм в углах здания. Перекрытие из профилированного настила по стальным шарнирно опертым балкам. Сечение балок —

двутавр ИРЕ500 по сортаменту Euronorm 19-37. Сталь — С245, С355. Фундаменты для расчетной модели не проектировались. Стеновое ограждение — витражное остекление. Податливость грунтов в расчетах не учитывалась. Опорные узлы периме-



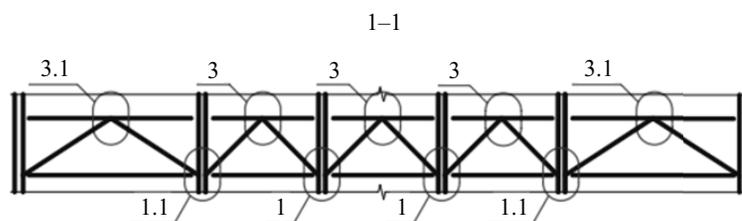


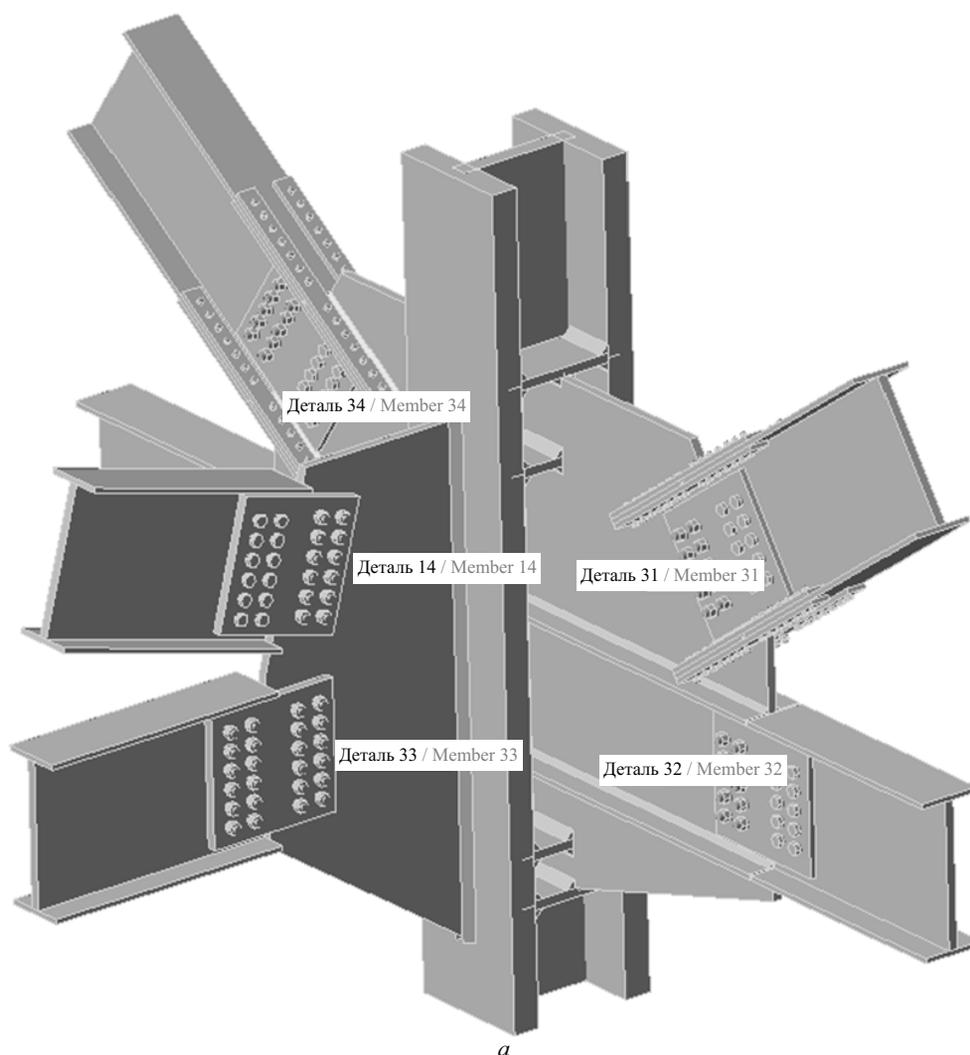
Рис. 5. Схема расположения узлов аутригера, для которых определялись значения продольной и вращательной жесткости
 Fig. 5. Diagram of outrigger node locations, for which longitudinal and rotational stiffness values were determined

тральных колонн и железобетонного ядра жесткости приняты жестко защемленными.

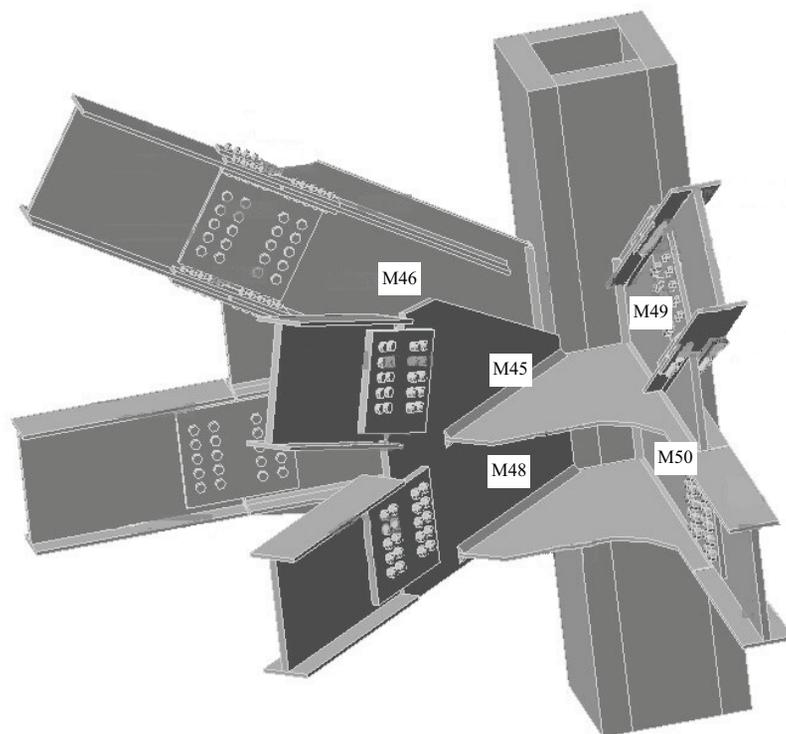
Элементы опоясывающей фермы и вертикальных связей аутригера стальные, сечением в виде двутавра ИРЕ500 по сортаменту Euro norm 19-37. Вертикальные связи приняты в виде нисходящего раскоса от ядра жесткости к периметральным колоннам, закрепленного к периметральным колоннам шарнирным узлом, а к ядру жесткости — жестким. Узлы опоясывающей фермы приняты жесткими. Схема расположения элементов аутригера представлена на рис. 1.

Место строительства — Санкт-Петербург. К перекрытиям приложена полезная нагрузка, нормативное значение которой принято равным 2 кН/м^2 , а также нагрузка от временных перегородок 1 кН/м^2 . Значение снеговой нагрузки — $1,3 \text{ кН/м}^2$. Ветровая нагрузка прикладывалась к диафрагме жесткости перекрытия на каждом этаже, значение принималось в зависимости от высотной отметки этажа. Пульсационная составляющая ветровой нагрузки не учитывалась.

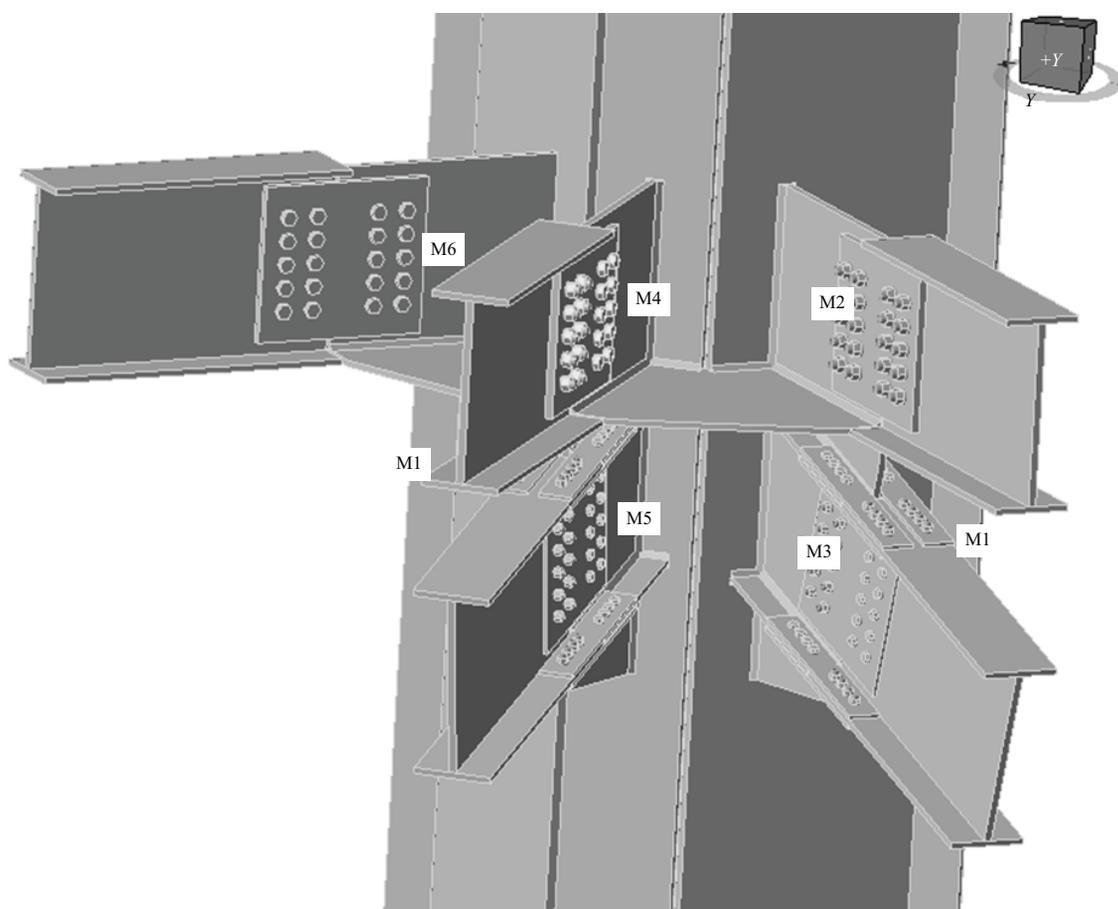
Статический расчет конструкций высотного здания выполнен с использованием расчетного комплекса (ПК) ETABS. Программа предназначена для проектирования высотных зданий, расчеты вы-



а



b



c

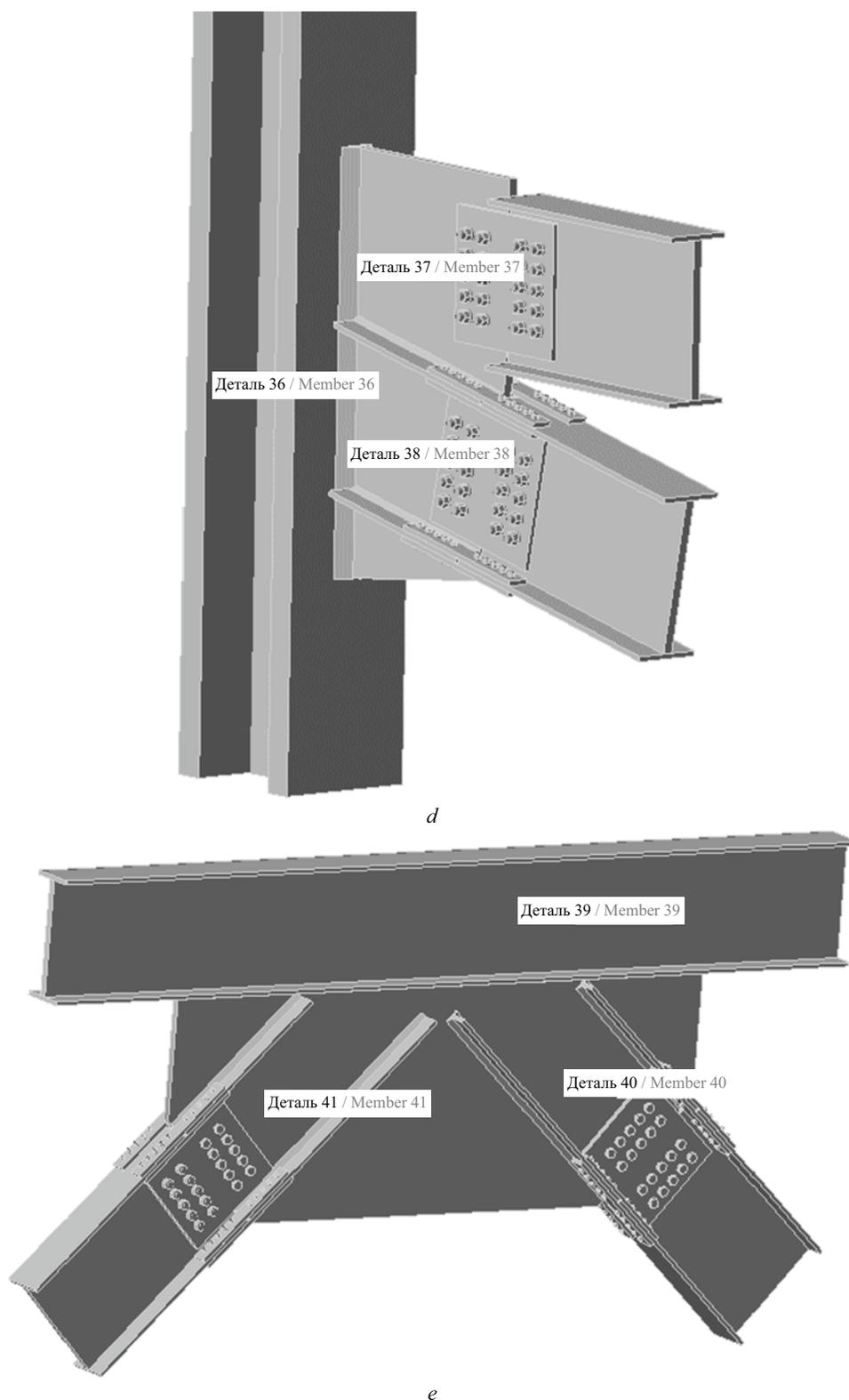


Рис. 6. Модели узлов, разработанные для определения значений продольной и вращательной жесткости: *a* — узел сопряжения периметральной колонны с элементами аутригера; *b* — узел сопряжения элементов аутригера с угловой периметральной колонной; *c* — узел сопряжения элементов аутригера с ядром жесткости (в данном случае железобетон не моделировался, а закладная деталь заменялась колонной высокой жесткости); *d* — узел сопряжения элементов аутригера с ядром жесткости; *e* — узел опоясывающей фермы аутригера

Fig. 6. Node models developed to determine the values of longitudinal and rotational stiffness: *a* — node connecting the perimeter column with outrigger elements; *b* — node connecting outrigger elements with a corner perimeter column; *c* — node connecting outrigger elements with the core stiffness (in this case, reinforced concrete was not modeled, and the embedded detail was replaced by a high-strength column); *d* — node of the outrigger belt truss; *e* — node connecting outrigger elements with the core stiffness

Результаты расчета продольной и вращательной жесткости соединений элементов аутригера

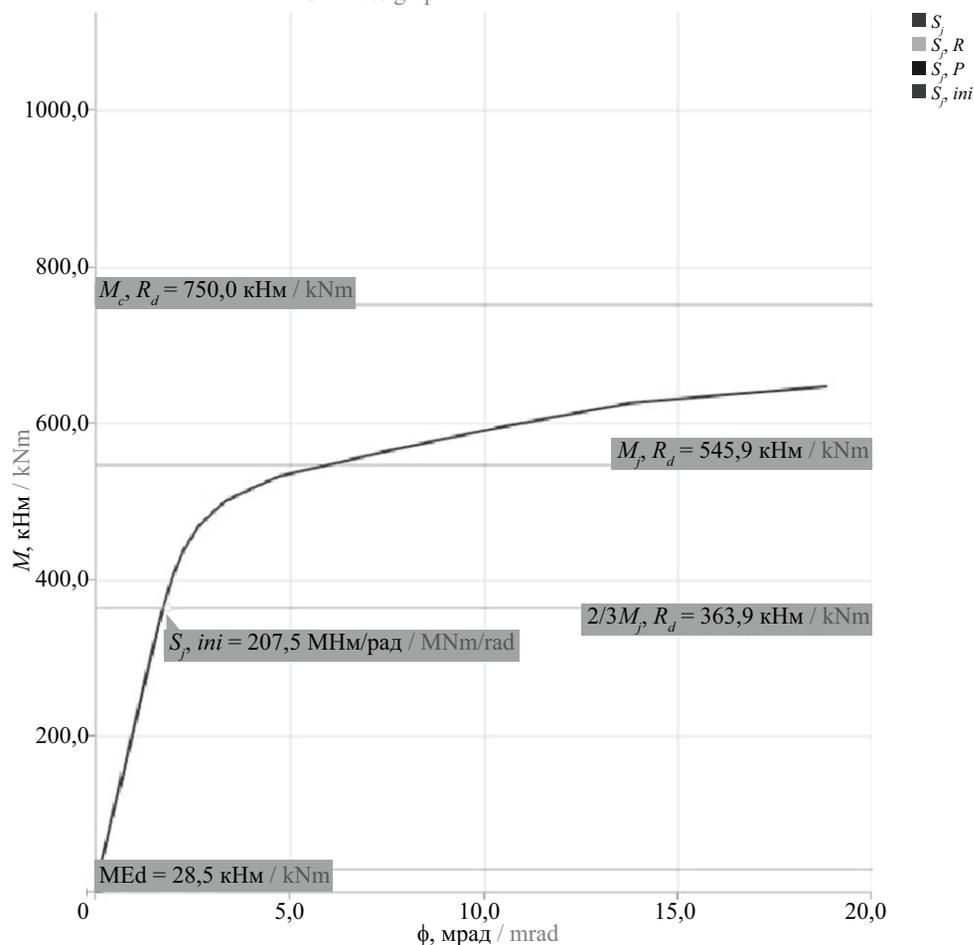
Calculation results of longitudinal and rotational stiffness of connections of outrigger elements

Номер узла Joint number	Номер элемента, входящего в узел (наименование) Element number entering the joint (designation)	Вращательная жесткость $S_{j,ini}$, МНм/рад Initial rotational stiffness $S_{j,ini}$, MNm/rad	Продольная жесткость S_p , МН/м Longitudinal stiffness S_p , MN/m
1	14 (раскос / brace)	20	813
	31 (стержень опоясывающей фермы / bar of the perimeter truss)	207,5	756 (782)
2	38 (раскос / brace)	81	699
3	41 (стержень опоясывающей фермы / bar of the perimeter truss)	136,4 (136,3)	649(658)
4	M45	9,9	432
	M46	394,8	2498
5	M5	133,6	619
	M3	104,2	1052

Вращательная жесткость элемента узла / Rotational stiffness of the node element

Элемент Element	Комп. Comp.	Нагрузки Loads	ME_d кН / kN	M_p, R_d кН / kN	$S_{j, ini}$ МНм/рад MNmrad	$S_{j, R}$ МНм/рад MNmrad	ϕ , мрад mrad	ϕ_c , мрад mrad	L м / m	$S_{j, R}$ МНм/рад MNmrad	$S_{j, P}$ МНм/рад MNmrad	Класс Class	
>	Member 31	My	LE1	-28,5	-545,9	207,5	211,6	0,1	5,7	5,84	567,4	11,3	Полужесткие Semi-rigid

График жесткости $M\phi - \phi$, LE1
Stiffness graph



a

Продольная жесткость компонента узла / Longitudinal stiffness of the node component

	Элемент Element	Комп. Comp.	Нагрузки Loads	N , кН / kN	N_p, R_d кН / kN	δ , мм / mm	S_p мм / mm
>	Member 31	N	LE1	-1936,0	-3156,1	3	756

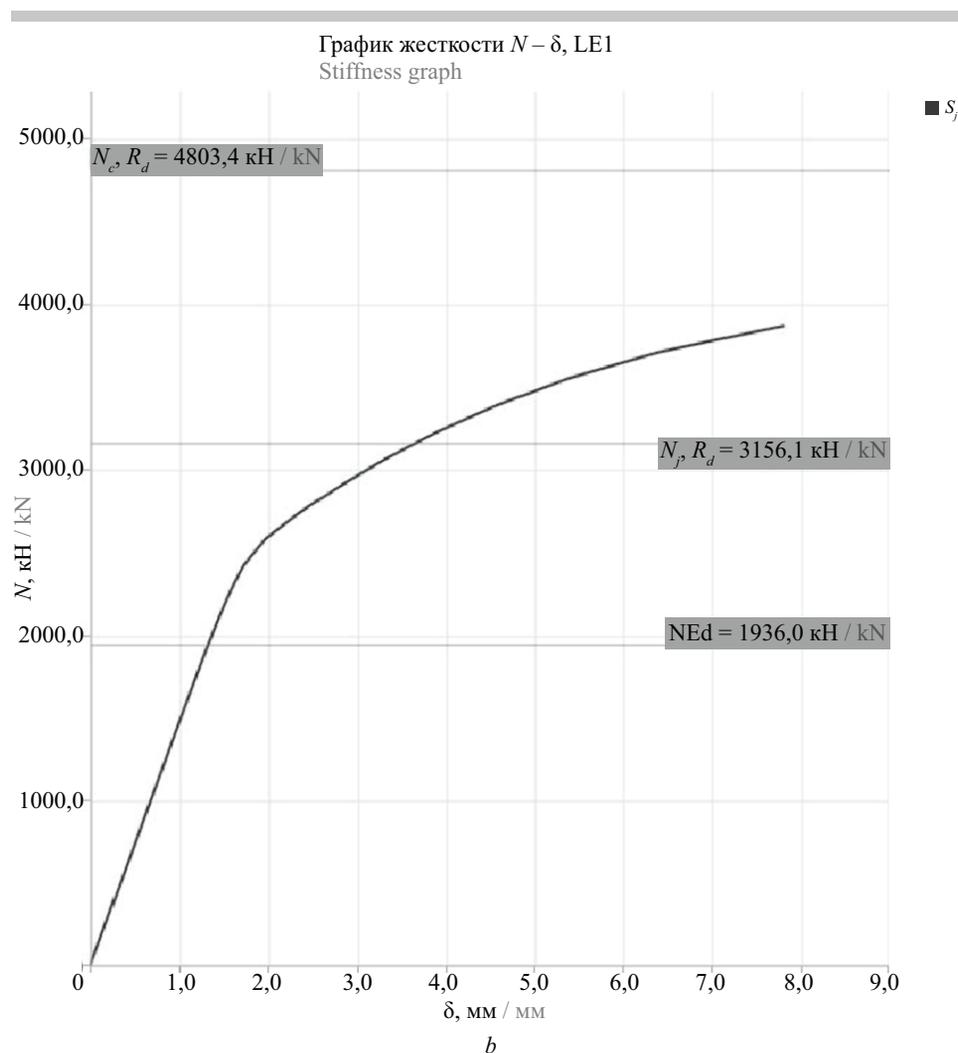


Рис. 7. Примеры графиков вращательной (а) и продольной (б) жесткости

Fig. 7. Examples of rotational (a) and longitudinal (b) stiffness graphs

полняются с использованием метода конечных элементов (МКЭ).

На рис. 2 представлена расчетная схема объекта исследования, смоделированная в ПК ETABS.

Исследование проводилось путем поочередной постановки ауригера на разных этажах здания с последующим выполнением расчетов и анализом результатов. После каждой постановки фиксировалось значение максимального горизонтального перемещения верха здания, а также максимальных усилий в раскосах вертикальных связей (продольной силы и изгибающего момента). На рис. 3 показана схема расположения раскосов, в которых определялись максимальные значения усилий.

Для учета податливости узлов при расчете высотных зданий разработан алгоритм, представленный на рис. 4.

В настоящем исследовании сечения элементов после учета жесткости узлов в расчетной схеме не уточнялись, так как целью исследования является анализ влияния учета податливости на результаты статического расчета. При проектировании высотного здания рекомендуется повторять итерации данного алгоритма до достижения такой точности расчета, при которой дальнейшее уточнение расчетной схемы не будет оказывать влияние на результаты конструктивного расчета. На рис. 5 приведена схема расположения узлов, для которых определялись значения продольной и вращательной жесткости.

Модели узлов, разработанные в программном комплексе (ПК) Tekla Structures, представлены на рис. 6.

Для определения податливости узлов рассчитаны жесткости элементов конструкции, входящих

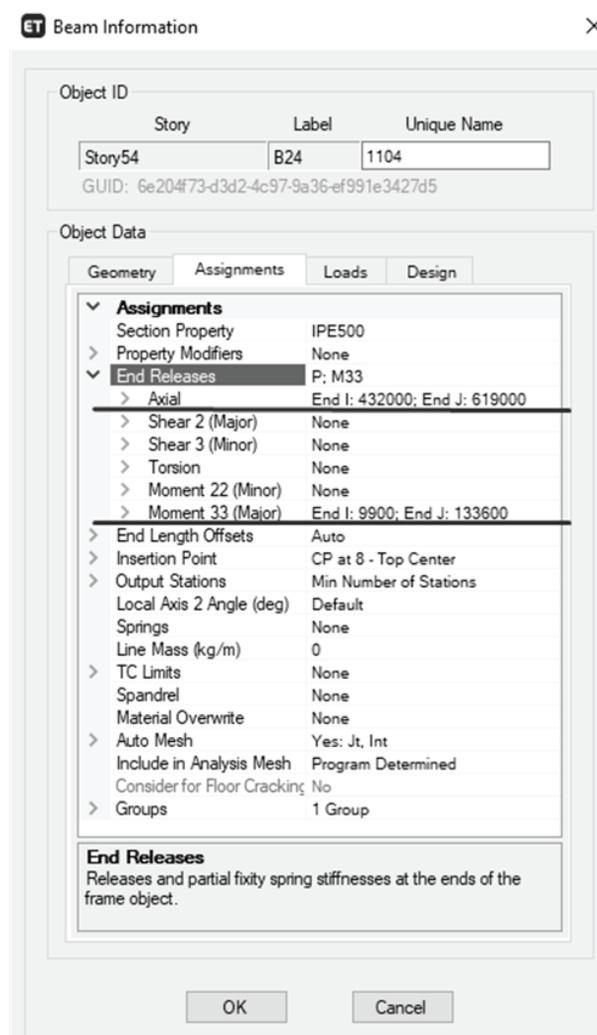


Рис. 8. Присваивание продольной и вращательной жесткости элементу в расчетном комплексе ETABS

Fig. 8. Assignment of longitudinal and rotational stiffness to an element in the analysis model in ETABS

в узлы. Расчет выполнялся с помощью ПК IDEA StatiCa. В данной программе для расчета соединений используется компонентный МКЭ, при котором элементы узла классифицируются на компоненты, каждый из которых рассчитывается по отдельным формулам. При этом напряжения в отдельных компонентах (пластины, стержни и т.д.) рассчитываются при помощи МКЭ. Этот метод позволяет программе определять вращательную и продольную жесткость соединения отдельных стержней узла. При определении вращательной жесткости строится график жесткости, а также приводятся значения начальной вращательной жесткости $S_{j,ini}$, соответствующей упругой работе соединения, значение предела несущей способности, а также граничные значения жесткости $S_{j,R}$ и $S_{j,P}$, по которым в соответствии с европейскими нормами¹ узел классифицируется по жесткости. При определении поступательной продольной жесткости строится график жесткости, а также приводится значение продольной жесткости S_j . На рис. 7

¹ EN 1993-1-8 (2005). Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–8: Design of joints.

представлены примеры графиков продольной и вращательной жесткости.

Результаты расчета жесткостей соединений элементов аутригера приведены в таблице.

Полученные значения жесткостей были присвоены соответствующим элементам аутригера в РК ETABS. На рис. 8 линией подчеркнуты присваиваемые параметры жесткости закреплений по обоим концам (end I и end J) для раскоса PC-2.

Далее выполнялся повторный статический расчет в РК ETABS уже с присвоенными элементам аутригера значениями продольной и вращательной жесткости соединений.

Завершающим этапом исследования была оценка влияния и уточнение зависимостей перемещений и усилий от расположения аутригера с учетом продольной и вращательной жесткостей соединений его элементов.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Первым этапом исследования стало определение зависимости максимального значения го-

горизонтального перемещения верха здания от расположения аутригеров по этажам, полученной в исследовании [24], и ее уточнение учетом податливости узлов аутригера.

Построены зависимости горизонтального перемещения верха здания при постановке одного аутригера. Значение горизонтального перемещения на графике выражено в процентах от перемещения

без аутригера. Перемещение без аутригера составило 121,8 мм. Оптимальным расположением аутригера для данной конструктивной схемы является его расположение на 54 этаже (0,9 высоты здания). В таком случае максимальные горизонтальные перемещения верха здания снижаются на 8,3 %.

По результатам статического расчета в ПК ETABS с учетом податливости узлов аутригера при по-

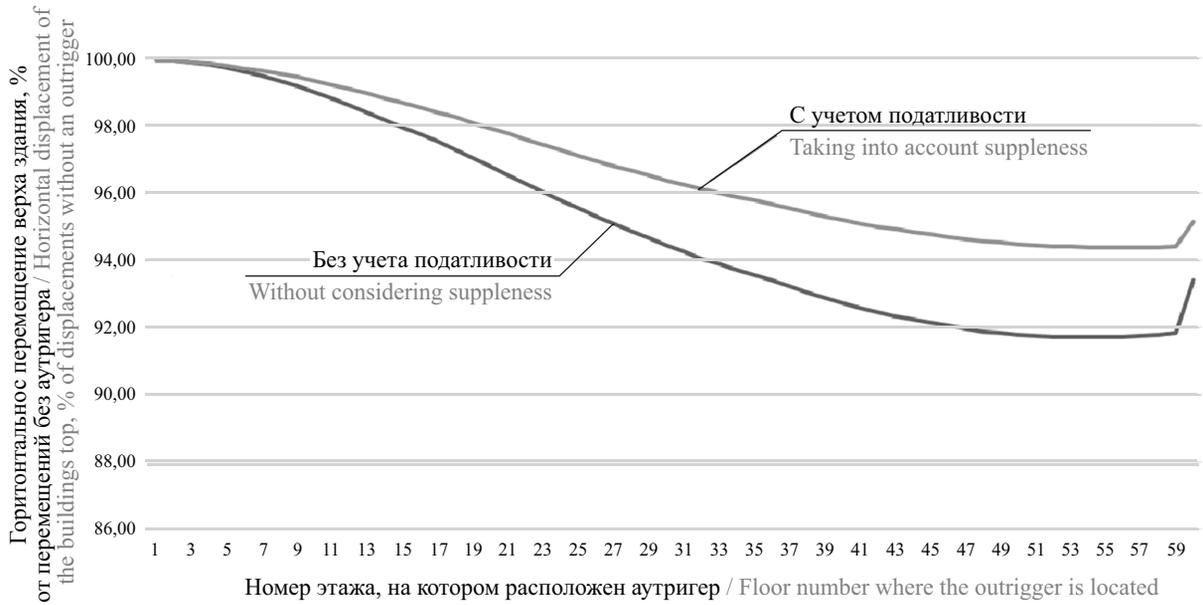


Рис. 9. Зависимости горизонтального перемещения верха здания от расположения аутригера, полученные при расчете с учетом податливости и без учета податливости

Fig. 9. Dependences of horizontal displacement of the building's top depending on the outrigger location, obtained in calculations with and without considering suppleness

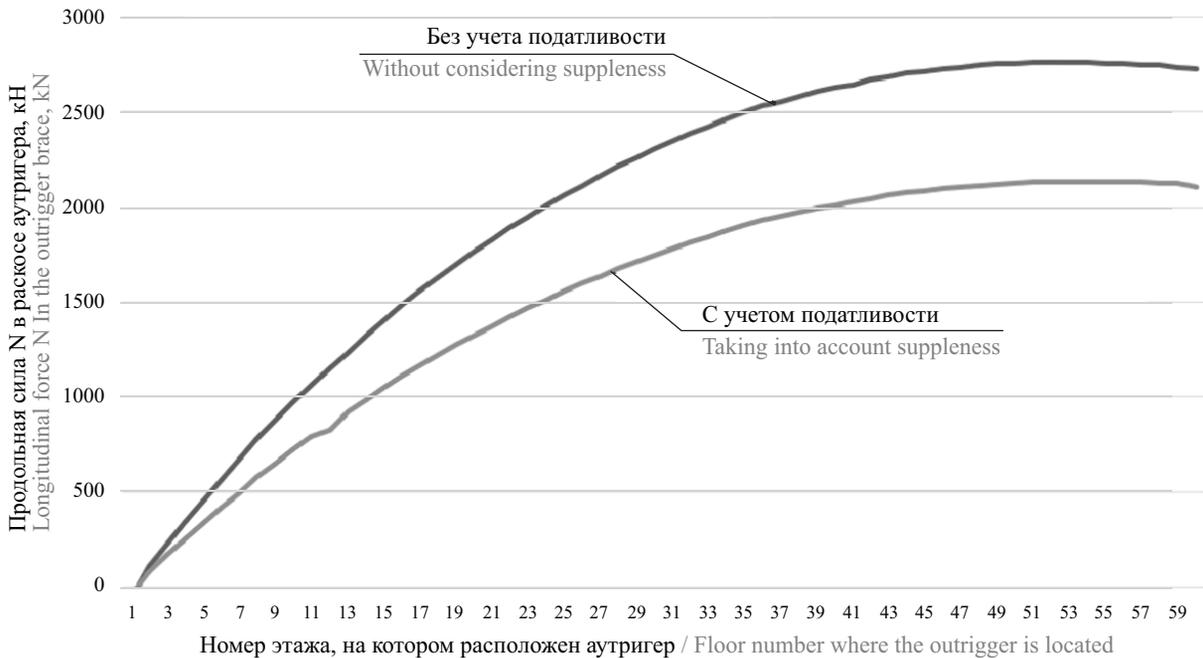


Рис. 10. Зависимости значения продольной силы в раскосе от расположения аутригера, полученные при расчете с учетом податливости и без учета податливости

Fig. 10. Dependences of the longitudinal force value in the brace on the outrigger location, obtained in calculations with and without considering suppleness

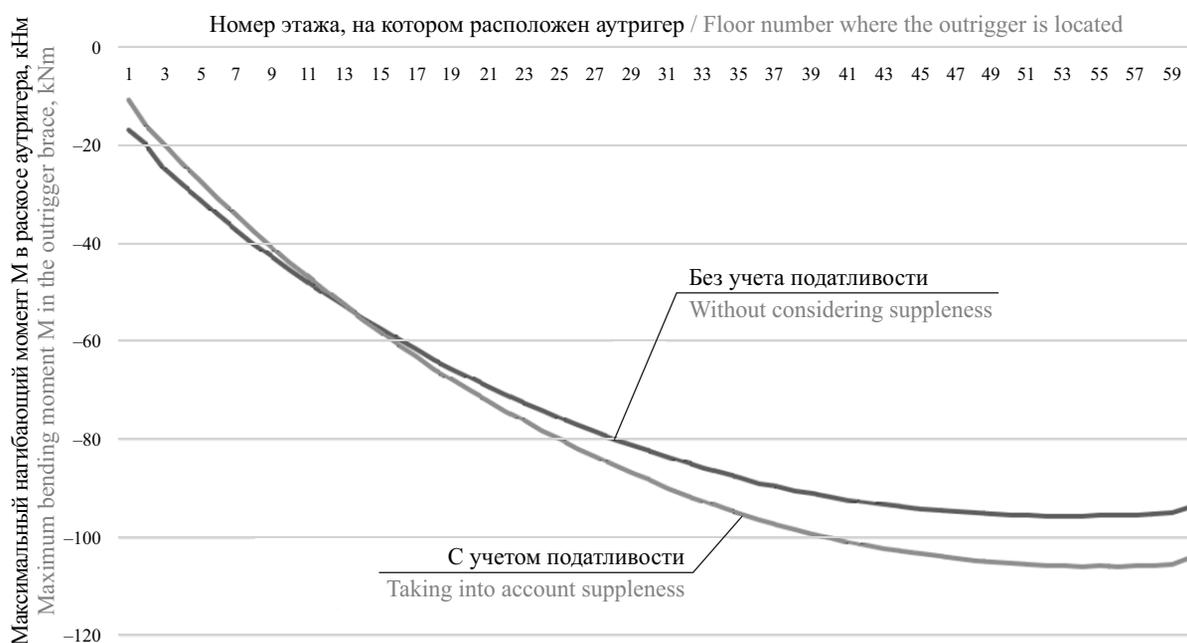


Рис. 11. Зависимости значения изгибающего момента в раскосе от расположения аутригера, полученные при расчете с учетом податливости и без учета податливости

Fig. 11. Dependences of the bending moment value in the brace on the outrigger location, obtained in calculations with and without considering suppleness

становке аутригера на 54 этаже максимальное горизонтальное перемещение верха здания увеличилось на 2,9 % по сравнению с результатами расчета без учета податливости. На рис. 9 показаны зависимости горизонтальных перемещений верха здания от расположения аутригера, полученные при расчете с учетом податливости и без учета податливости. Зависимость горизонтального перемещения верха здания от расположения аутригера при расчете без учета податливости совпала с результатами исследования [24].

Для уточнения зависимости максимального горизонтального перемещения от расположения аутригера были спроектированы узлы аутригера при его расположении на 10 этаже. В таком случае максимальное горизонтальное перемещение при постановке аутригера на 10 этаже увеличилось на 0,2 % по сравнению с результатом расчета с учетом жесткости узлов, спроектированных для аутригера на 54 этаже. То есть для уточнения данной зависимости необходимо прикладывать к расчетной схеме жесткости узлов, спроектированных для соответствующего расположения аутригера.

На втором этапе исследования получены зависимости значений продольной силы и изгибающего момента в раскосе от расположения аутригера. Максимальное значение продольной силы получено при постановке аутригера на 54 этаже (0,9 высоты здания) — 2762 кН, изгибающего момента на 52-м этаже (0,9 высоты здания) — 95,49 кНм.

Также получены зависимости продольной силы и изгибающего момента в раскосе аутригера от положения аутригера при учете податливости. Мак-

симальное значение продольной силы снизилось на 23 % по сравнению с результатами без учета податливости, а максимальное значение изгибающего момента увеличилось на 10 %.

Зависимости значений продольной силы и изгибающего момента от расположения аутригера при расчете с учетом податливости и без учета податливости представлены на рис. 10, 11.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

При расчете высотного здания с учетом податливости узлов аутригера значения горизонтального перемещения верха здания увеличиваются в пределах 5 %.

Если при проектировании необходимо ограничить горизонтальные перемещения здания, то следует выполнять расчет с учетом податливости узлов металлических конструкций аутригера.

Для уменьшения горизонтальных перемещений рекомендуется проектировать конструкции аутригера сталежелезобетонными либо, в случае невозможности использования сталежелезобетонных конструкций, проектировать узлы аутригера более жесткими.

Учет податливости при расчете позволяет снизить металлоемкость проектируемых раскосов аутригера, так как определяющим усилием является продольная сила, которая при расчете с учетом податливости уменьшается в пределах 25 %.

Одним из возможных направлений будущих исследований по данной теме может быть определение связи между высотой здания и необходимостью учитывать податливость узлов металлических конструкций аутригера.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Беленя Е.И.* Действительная работа и расчет поперечных рам стальных каркасов одноэтажных производственных зданий: экспериментально-техническое исследование в 2 т. : дис. ... д-ра техн. наук. М., 1959. 561 с.
2. *Колмогоров Ю.И.* Экспериментально-теоретический метод определения податливости узлов для уточнения расчетных схем рам эксплуатационных промзданий : дис. ... канд. техн. наук. Л. : ЛИСИ, 1990. 185 с.
3. *Лапшин А.А., Морозов Д.В., Колесов А.И.* Методика проектирования стальных конструкций из гнутых тонколистовых незамкнутых профилей с учетом податливости узловых соединений на самонарезающих винтах // Приволжский научный журнал. 2014. № 3 (31). С. 16–25. EDN SNZKRV.
4. *Новоселов А.А., Карелин Д.А.* Оценка влияния податливости опорного узла стальной колонны // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2017. № 4 (43). С. 26–31. EDN ZWDQCB.
5. *McGuire J.* Notes on semi-rigid connections. 1995. URL: <https://femci.gsfc.nasa.gov/semirigid/>
6. *Kartal M.E., Başağa H.B., Bayraktar A., Muvafik M.* Effects of semi-rigid connection on structural responses // Electronic Journal of Structural Engineering. 2010. Vol. 10. Pp. 22–35. DOI: 10.56748/ejse.10122
7. *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.
8. *Марутян А.С.* Учет влияния податливости узловых соединений перекрестных систем на работу конструкций покрытий // Строительная механика и расчет сооружений. 2008. № 6. С. 2–6.
9. *Ackroyd M.H., Gerstle K.H.* Strength of flexibly connected steel frames // Engineering Structures. 1983. Vol. 1. Issue 1. Pp. 31–37. DOI: 10.1016/0141-0296(83)-90038-X
10. *Frye M.J., Morris G.A.* Analysis of flexibly connected steel frames // Canadian Journal of Civil Engineering. 1975. Vol. 2. Issue 3. Pp. 280–291. DOI: 10.1139/l75-026
11. *Lindsey S.D., Loannides S.A., Goverdhan A.* LRFD Analysis and design of beams with partially restrained connections // Engineering Journal. 1985. Vol. 22. Issue 4. Pp. 157–162. DOI: 10.62913/engj.v22i4.452
12. *Должиков В.Н., Удотова О.А.* Влияние податливости узловых соединений на напряженно-деформированное состояние металлических стержневых систем // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2023. № 11 (779). С. 15–25. DOI: 10.32683/0536-1052-2023-779-11-15-25. EDN RVOXQH.
13. *Каландарбеков И.И., Низомов Д.Н., Каландарбеков И.К.* Об учете податливости стыковых соединений в расчетах элементов многоэтажных зданий // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. 2021. № 2 (54). EDN UUZLUD.
14. *Люблинский В.А.* Податливость вертикальных связей сдвига панельных зданий // Строительство и реконструкция. 2022. № 3 (101). С. 32–39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-32-39. EDN LCGTMJ.
15. *Широков В.С.* Влияние податливости внутримодульных узлов на частоту собственных колебаний модульного здания // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. № 10. С. 1556–1562. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.10.1556-1562. EDN FMLQDX.
16. *Козлов А.В., Козлов В.А.* Напряженно-деформированное состояние составной конструкции с учетом податливости на сдвиг между железобетонной плитой и стальной балкой // Строительная механика и конструкции. 2021. № 2 (29). С. 48–61. EDN DDVSCI.
17. *Каюмов Р.А., Хайдаров Л.И., Гимазетдинов А.Р.* Податливость сжатых стержней с упругой опорой с учетом их закритического поведения // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. № 3 (57). С. 5–11. DOI: 10.52409/20731523_2021_3_5. EDN JHXCQC.
18. *Истомин А.Д., Кудрявцев М.В.* Влияние податливости опор на температурные усилия в статически неопределимой железобетонной балке // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2021. № 2 (746). С. 52–60. DOI: 10.32683/0536-1052-2021-746-2-52-60. EDN VXWNIR.
19. *Кудряшова А.Н.* Важность анализа податливости узлов при расчете балочных конструкций на стесненное кручение // Тенденции развития науки и образования. 2023. № 96–10. С. 58–60. DOI: 10.18411/trnio-04-2023-523. EDN MOGXMN.
20. *Люблинский В.А., Стручков В.С.* Прочность и податливость вертикальных стыков панельных зданий при сдвиге и кручении // Строительство и реконструкция. 2023. № 6 (110). С. 41–49. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-110-6-41-49. EDN GYQEYG.
21. *Киселёв Д.В., Бержинская Л.П., Горбач П.С.* Учет податливости сборных железобетонных конструкций при расчетах зданий с помощью ПК SCAD office // Вестник Ангарского государственного технического университета. 2021. № 15. С. 134–138. EDN SUTJRW.
22. *Рубанова Э.А., Багаутдинов Р.И., Школяр Ф.С.* Влияние податливости платформенного соединения типа КЭ-55 на НДС конструкции // Междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых БГТУ им. В.Г. Шухова, посвящ. 300-летию Российской

академии наук : сб. докл. нац. конф. с междунар. участием. 2022. С. 301–307. EDN MYPNUR.

23. Ведяков И.И., Конин Д.В., Одесский П.Д. Стальные конструкции высотных зданий. М. : Издательство АСВ, 2014. 272 с.

24. Травуш В.И., Конин Д.В. Работа высотных зданий с применением этажей жесткости (аутригеров) // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2009. № 2 (23). С. 77–91. EDN KXDSLJ.

Поступила в редакцию 1 марта 2024 г.

Принята в доработанном виде 14 апреля 2024 г.

Одобрена для публикации 17 апреля 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Иван Витальевич Астахов** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; **Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ)**; 190005, г. Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, д. 4; SPIN-код: 8747-6048; 3557710@mail.ru;

Денис Вадимович Калюжный — аспирант кафедры строительной механики; **Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ)**; 190005, г. Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, д. 4; SPIN-код: 4788-9567; kaliuzhnydv@gmail.com.

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

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Belenia E.I. *Actual work and calculation of cross frames of steel frames of single-story industrial buildings: experimental-technical research in 2 vols : thesis of doctor of technical sciences*. Moscow, 1959; 561. (rus.).
2. Kolmogorov Yu.I. *Experimental-theoretical method for determining the flexibility of nodes to refine the design schemes of frames of operational industrial buildings : thesis of candidate of technical sciences*. Leningrad, LISI, 1990; 185. (rus.).
3. Lapshin A.A., Morozov D.A., Kolesov A.I. Methods of designing steel structures of cold-formed profiles with pliability of nodal connections on tapping screws. *Privolzhsky Scientific Journal*. 2014; 3(31):16-25. EDN SNZKRV. (rus.).
4. Novoselov A.A., Karelin D.A. Impact assessment of the steel column datum node deformation capacity. *Proceedings of the Siberian State University of Railway Engineering*. 2017; 4(43):26-31. EDN ZWDQCB. (rus.).
5. McGuire J. *Notes on Semi-Rigid Connections*. 1995. URL: <https://femci.gsfc.nasa.gov/semirigid/>
6. Kartal M.E., Bařađa H.B., Bayraktar A., Muvafik M. Effects of semi-rigid connection on structural responses. *Electronic Journal of Structural Engineering*. 2010; 10:22-35. DOI: 10.56748/ejse.10122
7. Ananin M.Yu., Fomin N.I. Method of accounting for flexibility in nodes of metal structures of buildings. *Akademicheskij Vestnik UralNIiproekt RAASN*. 2010; 2:72-74. EDN MTEXND. (rus.).
8. Marutyan A.S. Accounting for the influence of flexibility of nodal connections of intersecting systems on the performance of covering structures. *Building Mechanics and Structure Calculation*. 2008; 6:2-6. (rus.).
9. Ackroyd M.H., Gerstle K.H. Strength of flexibly connected steel frames. *Engineering Structures*. 1983; 1(1):31-37. DOI: 10.1016/0141-0296(83)90038-X
10. Frye M.J., Morris G.A. Analysis of flexibly connected steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 1975; 2(3):280-291. DOI: 10.1139/175-026
11. Lindsey S.D., Loannides S.A., Goverdhan A. LRFD analysis and design of beams with partially restrained connections. *Engineering Journal*. 1985; 22(4):157-162. DOI: 10.62913/engj.v22i4.452
12. Dolzhikov V.N., Udotova O.A. Influence of the malleability of nodal joints on the stress-strain state of metal rod systems. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2023; 11(779):15-25. DOI: 10.32683/0536-1052-2023-779-11-15-25. EDN RVOXQH. (rus.).
13. Kalandarbekov I.I., Nizomov G.N., Kalandarbekov I.K. About accounting the supply of butt connections in calculations of elements of multi-storey buildings. *Polytechnic Bulletin. Series: Engineering Studies*. 2021; 2(54). EDN UUZLUD. (rus.).
14. Lyublinskiy V.A. Pliability of vertical shear bonds of panel buildings. *Construction and Reconstruction*. 2022; 3(101):32-39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-101-3-32-39. EDN LCGTMJ. (rus.).
15. Shirokov V.S. Influence of compliance of intra-modular joints on the natural vibrations frequency of a modular building. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2023; 18(10):1556-1562. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.10.1556-1562. EDN FM-LQDX. (rus.).

16. Kozlov A.V., Kozlov V.A. Deflected mode of composite structure taking into account supply on shift between reinforced concrete plate and steel beam. *Building Mechanics and Structures*. 2021; 2(29):48-61. EDN DDVSCI. (rus.).

17. Kayumov R.A., Khaidarov L.I., Gimazetdinov A.R. Compliance of compressed rods with elastic supports, taking into account their post-buckling behavior. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2021; 3(57):5-11. DOI: 10.52409/20731523_2021_3_5. EDN JHXCQC. (rus.).

18. Istomin A.D., Kudryavtsev M.V. Influence of the supports pliability on the temperature forces in a statically undetectable reinforced concrete beam. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2021; 2(746):52-60. DOI: 10.32683/0536-1052-2021-746-2-52-60. EDN VXWNIR. (rus.).

19. Kudryashova A.N. The importance of analyzing the flexibility of connections in calculating beam structures for restrained torsion. *Trends in Science and Education Development*. 2023; 96-10:58-60. DOI: 10.18411/trnio-04-2023-523. EDN MOGXMN. (rus.).

20. Lyublinskiy V.A., Struchkov V.S. Strength and flexibility of vertical joints of panel buildings in shear

and torsion. *Building and Reconstruction*. 2023; 6(110): 41-49. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-110-6-41-49. EDN GYQEYG. (rus.).

21. Kiselev D.V., Berzhinskaya L.P., Gorbach P.S. Accounting for the malleability of precast reinforced concrete structures when calculating buildings using PC SCAD office. *Bulletin of the Angarsk State Technical University*. 2021; 15:134-138. EDN SUTJRW. (rus.).

22. Rubanova E.A., Bagautdinov R.I., Shkolyar F.S. Influence of flexibility of platform connection type KE-55 on the behavior of structure under dynamic loads. *International scientific and technical conference of young scientists of BSTU. V.G. Shukhov, dedicated to the 300th anniversary of the Russian Academy of Sciences : collection of reports from the National Conference with international participation*. 2022; 301-307. EDN MYPNUR. (rus.).

23. Vedyakov I.I., Konin D.V., Odesskiy P.D. *Steel Structures of High-rise Buildings*. Moscow, ASV, 2014; 272. EDN XVOYFH. (rus.).

24. Travush V.I., Konin D.V. High-rise buildings with outrigger effort. *Journal of Construction and Architecture*. 2009; 2(23):77-91. EDN KXDSLJ. (rus.).

Received March 1, 2024.

Adopted in revised form on April 14, 2024.

Approved for publication on April 17, 2024.

B I O N O T E S : **Ivan V. Astakhov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor in the Department of Metal and Wooden Structures; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., Saint Petersburg, 190005, Russian Federation; SPIN-code: 8747-6048; 3557710@mail.ru;

Denis V. Kaliuzhny — postgraduate student at the Department of Structural Mechanics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., Saint Petersburg, 190005, Russian Federation; SPIN-code: 4788-9567; kaliuzhnydv@gmail.com.

Contribution of the authors: all authors have made equivalent contributions to the publication.

The authors declare no conflict of interest.