

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.014.2:69.025.22

DOI: 10.22227/2305-5502.2023.3.1

Работа рамных стальных каркасов с учетом погрешностей монтажа и изготовления

Юсеф Радуан Хамати, Александр Романович Туснин

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

АННОТАЦИЯ

Введение. На напряженно-деформированное состояние каркаса многоэтажного здания оказывают влияние дефекты и отклонения от проектного решения. Качество строительного объекта зависит не только от качества проектирования и изготовления, но и от качества строительно-монтажных работ. При монтаже строительных конструкций основной целью является обеспечение требуемого по проекту пространственного положения элементов строительных конструкций. Для рамного каркаса с жесткими сопряжениями элементов отклонения от проектного положения ведут к росту изгибающих моментов, что может вызвать более раннее истощение несущей способности. Актуальность исследования заключается в разработке методики проектирования рамных стальных каркасов многоэтажных зданий с учетом погрешностей изготовления и монтажа.

Материалы и методы. Оценка влияния начальных несовершенств была выполнена на примере рамного каркаса 10-этажного жилого здания. Для расчета использован вычислительный комплекс ЛИРА-САПР 2021. Начальные несовершенства каркаса приняты в соответствии с действующими российскими нормами. Кроме прямого учета искаженной геометрии проводились расчеты с дополнительными распределенными горизонтальными нагрузками, прикладываемыми на каждом этаже по методике Еврокода 1993-1-1. Полученные разными способами перемещения и усилия характерных точек и сечений каркаса сравнивались друг с другом. Расчет выполнен на сочетание постоянной, снеговой, полезной и ветровой нагрузок.

Результаты. Учет погрешностей сборки и изготовления в геометрии каркаса позволяет более точно учесть влияние погрешностей по сравнению с методикой Еврокода. Перемещения и усилия, полученные линейным расчетом рамного каркаса, мало отличаются от результатов нелинейного расчета.

Выводы. Установлено, что прямой учет погрешностей изготовления и сборки каркаса в геометрии расчетной схемы дает возможность более точно оценить работу каркаса. Использование методики Еврокода с дополнительными горизонтальными нагрузками на уровне каждого этажа ведет к получению завышенных перемещений и усилий по сравнению с фактическими.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: многоэтажные здания, погрешность монтажа и изготовления, рамный каркас, стальные конструкции, линейный расчет, нелинейный расчет, геометрические несовершенства, многоэтажные здания

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Юсеф Радуан Хамати, Туснин А.Р. Работа рамных стальных каркасов с учетом погрешностей монтажа и изготовления // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 3. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.3.1

Автор, ответственный за переписку: Юсеф Радуан Хамати, YoussefHamaty@outlook.com.

Operation of steel frame structure taking into account installation and fabrication imperfections

Youssef Radwan Hamaty, Alexander R. Tusnin

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

ABSTRACT

Introduction. In cities, a large number of buildings are multi-storey. Multi-storey buildings can be public, industrial and residential. Buildings with a height of more than 75 m are called high-rise, with a height of more than 100 m — unique.

The frames of multi-storey buildings consist of columns, ties and ceilings. The bearing capacity and rigidity of the building frame is determined by the interaction of all the elements of the frame. The overlaps transfer the load to vertical load-bearing structures, form horizontal hard disks that combine columns with vertical connections, affect horizontal movements and vibrations of the frame. The stress-strain state of the frame is affected by defects and deviations from the design solution. The quality of a construction object depends not only on the quality of design and manufacturing, but also on the quality of construction and installation work. During the installation of building structures, the main objectives are to ensure the spatial position of building elements required by the project, the mutual connection of structures with each other, ensuring the safety of installation work. Installation of building structures is a complex process of assembling buildings from separate, pre-made elements. Increasing the efficiency of installation work is based on the use of progressive methods of work production, increasing the level of automation and mechanization of work. Geometric dimensional tolerances in construction are divided into functional and technological. For a frame structure with rigid interfaces of elements, deviations from the design position lead to the appearance of additional, primarily bending moments, which may cause earlier exhaustion of the bearing capacity. The relevance of the work is to develop a design methodology for steel frames of multi-storey buildings, taking into account fabrication and installation errors.

Materials and methods. The calculation of steel frames can be performed in linear and nonlinear formulation. The linear calculation does not take into account the deformation of the system under the action of the load and the forces accumulated in the frame elements. With the nonlinear approach, the calculation is performed by several methods: Elastic analysis of the second order-Plastic analysis of the second order. The assessment of the impact of initial imperfections was carried out on the example of a frame structure of a 10-storey residential building. When performing the calculation, the finite element model of the core frame is taken into account. The work of a separate flat frame is considered, which takes into account the design features of the frame. LIRA-SAPR 2021 computing complex was used for the calculation. Initial imperfections of the frame were taken into account with the current Russian standards. In addition to direct consideration of the distorted geometry, calculations were performed with additional distributed horizontal loads applied on each floor according to Eurocode 1993-1-1. The movements and forces of characteristic points and sections of the frame obtained by different methods were compared with each other. The influence of imperfections on movements and efforts from individual loads was studied. The cross sections of the frame elements were initially selected so that its bearing capacity was ensured under the action of combinations of combinations of design loads. The calculated combination of loads includes constant load, snow load, payload, wind load.

Results. When analyzing the results, it is necessary to take into account that direct accounting of assembly and manufacturing errors in the geometry of the frame is more correct, but requires the formation of more complex calculation schemes that take into account the errors of the geometry of the frame. The displacements and forces obtained by linear calculation of the frame structure differ little from the results of nonlinear calculation, which allows us to recommend a linear calculation method for the frame structure.

Conclusions. Based on calculations of the stress-strain state of the frame of a multi-storey building, it was found that direct accounting of manufacturing and assembly errors in the geometry of the frame allows for a more accurate assessment of the work of the frame. The use of Eurocode technique with additional horizontal loads at the level of each floor using a frame structure leads to excessive movements and efforts compared to the actual ones.

KEYWORDS: multi-storey buildings, assembly and fabrication error, frame structure, steel structures, linear calculation, nonlinear calculation, geometric imperfections, multi-storey buildings

FOR CITATION: Youssef Radwan Hamaty, Tusnin A.R. Operation of steel frame structure taking into account installation and fabrication imperfections. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(3):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.3.1

Corresponding author: Youssef Radwan Hamaty, YoussefHamaty@outlook.com.

ВВЕДЕНИЕ

В городах большое число многоэтажных зданий. Они могут быть общественными, промышленными и жилыми. Здания высотой более 75 м называются высотными, более 100 м — уникальными [1, 2]. Многоэтажные здания характеризуются тем, что на относительно небольшом пятне застройки возводится большое по высоте здание.

Объем использования стали в несущих каркасах многоэтажных зданий можно увеличить за счет применения типовых конструкций. Использование типовых конструкций и узлов сокращает время и стоимость проектирования и строительства. Типовые конструкции имеют высокую надежность, доступны, технологии их изготовления и монтажа отработаны. Особенность типовых конструкций заключается в модульности и широком диапазоне размеров. Типовые каркасы монтируются из повторяющихся несущих элементов (колонн, ригелей

и связей) с помощью отработанных узлов, возможно применение готовых несущих объемных модулей [3, 4]. Важным при разработке типовых конструкций, для которых характерно массовое использование в большом числе зданий, а также для конструкций, используемых в ответственных зданиях и сооружениях, является изучение всех особенностей работы таких конструкций, в том числе влияние на несущую способность и жесткость погрешностей изготовления и монтажа.

Каркасы многоэтажных зданий состоят из колонн, связей и перекрытий. Несущая способность и жесткость каркаса здания определяется взаимодействием всех элементов каркаса. Перекрытия передают нагрузку на вертикальные несущие конструкции, образуют горизонтальные жесткие диски, объединяющие колонны с вертикальными связями, влияют на горизонтальные перемещения и колебания каркаса.

Проектирование многоэтажных зданий связано с решением комплекса задач, учитывающих объемно-планировочное решение, работу несущего каркаса, особенности изготовления и монтажа его конструктивных элементов. Многоэтажные здания из металла могут быть только каркасными. Стальные каркасы рационально применять в производственных зданиях с большими нагрузками, а также в гражданских большепролетных и многоэтажных зданиях. Это объясняется несколькими причинами:

- стальной каркас вследствие высокой несущей способности материала обладает существенно меньшим собственным весом по сравнению с железобетонным;
- возможно применение больших пролетов несущих конструкций перекрытий, т.е. увеличение шага колонн;
- при возведении стального каркаса используются элементы полной заводской готовности.

Работа каркасов многоэтажных зданий связана со значительными вертикальными нагрузками на колонны и с большими горизонтальными нагрузками от ветрового воздействия. Проектирование многоэтажного здания напрямую связано с его объемно-планировочным решением, выбором конструктивной схемы, материалов для несущих конструкций, способов их изготовления и монтажа, а также обслуживанием здания в процессе эксплуатации [5, 6].

На напряженно-деформированное состояние (НДС) каркаса оказывают влияние дефекты и отклонения от проектного решения. Дефекты зданий можно классифицировать по следующим признакам: по характеру, причине и времени, значимости.

1. По характеру:

- скрытые;
- явные.

2. По причине и времени:

- ошибки и просчеты при изысканиях и проектировании;
- ошибки и просчеты в процессе изготовления и строительства.

3. По значимости:

- 1-я группа: угрожающие разрушением, ослабляющие конструкции и могущие привести к авариям;
- 2-я группа: не угрожающие целостности, но ослабляющие конструкции;
- 3-я группа: не приводящие к разрушению, но требующие дополнительных затрат в процессе эксплуатации.

Основные дефекты стальных конструкций при их изготовлении:

- неэквивалентная замена материалов при изготовлении элементов конструкций (замена марки стали, типа электродов, уменьшение сечения элементов);

- изменение проектных размеров конструкции в целом и ее отдельных элементов;

- смещение осей элементов от проектных геометрических центров узлов сопряжений нескольких элементов;

- непрямолинейность элементов;

- отсутствие требуемых зазоров между стыкуемыми элементами;

- уменьшение длины сечения сварных швов, низкое качество сварки, окрашивание швов с неотбитым шлаком;

- подрезки металла несущих элементов при сварке;

- недостаточное стягивание пакетов при болтовых соединениях;

- покрытие металла грунтовкой без очистки от ржавчины;

- дефекты соединений элементов (головок заклепок, болтовых соединений, сварных швов);

- дефекты противокоррозионных покрытий (недостаточная толщина, участки с отсутствием покрытия и т.д.);

- отправка стальных изделий на стройку без огрунтовки.

К распространенным дефектам монтажа стальных конструкций можно отнести:

- нарушение правильной последовательности монтажа;

- неточную подгонку и неправильное соединение элементов в монтажных узлах;

- смещение конструкций с проектных отметок и осей;

- отсутствие элемента конструкции или соединения;

- повреждение элементов конструкций при монтаже (искривление, коробление, вмятины и т.п.) [7].

Процесс производства стальных строительных конструкций, как правило, происходит на специализированных заводах металлоконструкций (ЗМК), состоящих из цехов основного и вспомогательного производства.

Технологичность, т.е. простота и удобство их изготовления в заводских условиях, одно из отличительных достоинств строительных стальных конструкций. Чем технологичнее конструкция, тем ниже трудоемкость ее изготовления, а значит и конечная стоимость. Автоматизация операций по изготовлению обеспечивает снижение себестоимости готовой конструкции [8–10].

Качество строительного объекта зависит не только от качества проектирования и изготовления, но и от качества строительно-монтажных работ. При монтаже строительных конструкций основными целями являются обеспечение требуемого по проекту пространственного положения элементов строительных конструкций, взаимное соединение конструкций между собой, обеспечение безопасности проведения монтажных работ.

В настоящее время существует большое количество видов и способ монтажа, поэтому монтаж строительных конструкций выделяют в отдельную отрасль строительного производства.

Монтаж строительных конструкций — это комплексный процесс сборки зданий из отдельных, заранее изготовленных элементов. Процессы, из которых состоит монтаж, делятся на транспортные, подготовительные и собственно монтажные. Для выполнения всех этих процессов в комплексе используются монтажные, такелажные и транспортные средства.

К монтажным процессам относятся захват конструкций грузоподъемным механизмом, подъем или перемещение на место установки, установка на опоры, выверка правильности пространственного положения, временное и постоянное закрепление.

Строящиеся объекты с каждым годом становятся все сложнее, объем монтажных работ в строительстве увеличивается.

Повышение эффективности монтажных работ основано на применении прогрессивных методов производства, повышении уровня автоматизации и механизации.

При монтаже возможно появление погрешностей при установке конструкций в проектное положение как по горизонтали, так и по вертикали. Погрешности, которые укладываются в допускаемые нормы, называются допусками. Допуски геометрических размеров в строительстве разделяют на функциональные и технологические.

Назначение допусков требуется для обеспечения точной сборки конструкций из независимо изготовленных элементов в соответствии с предъявляемыми требованиями в стадии эксплуатации.

Функциональные допуски назначают с учетом требований к конструкциям по прочности, изоляционным свойствам или по эстетическим соображениям. Функциональные допуски устанавливают требования по точности геометрических параметров в узлах соединения конструкций, точности их взаимного расположения.

Технологические допуски определяют точность при изготовлении и установке элементов. К технологическим допускам изготовления относятся допуски линейных размеров элементов, формы и взаимного положения поверхностей. Допуски линейных размеров регламентируют точность их изготовления по длине, ширине, высоте, толщине, а также точность наносимых на элементы ориентиров [11].

Актуальность настоящей работы заключается в разработке методики проектирования рамных стальных каркасов многоэтажных зданий с учетом погрешностей изготовления и монтажа. Для рамного каркаса (рис. 1) с жесткими сопряжениями элементов отклонения от проектного положения ведут к появлению дополнительных, прежде всего изгибающих, моментов, что может вызвать более раннее исчерпание несущей способности.

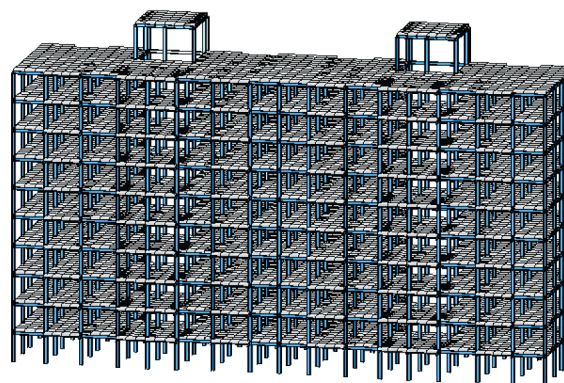


Рис. 1. Многоэтажное здание на несущем рамном каркасе

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчет стальных каркасов может выполняться в линейной и нелинейной постановке. Линейный расчет не учитывает деформирование системы при действии нагрузки и накопленные в элементах каркаса усилия. При нелинейном подходе расчет выполняется несколькими методами (рис. 2).

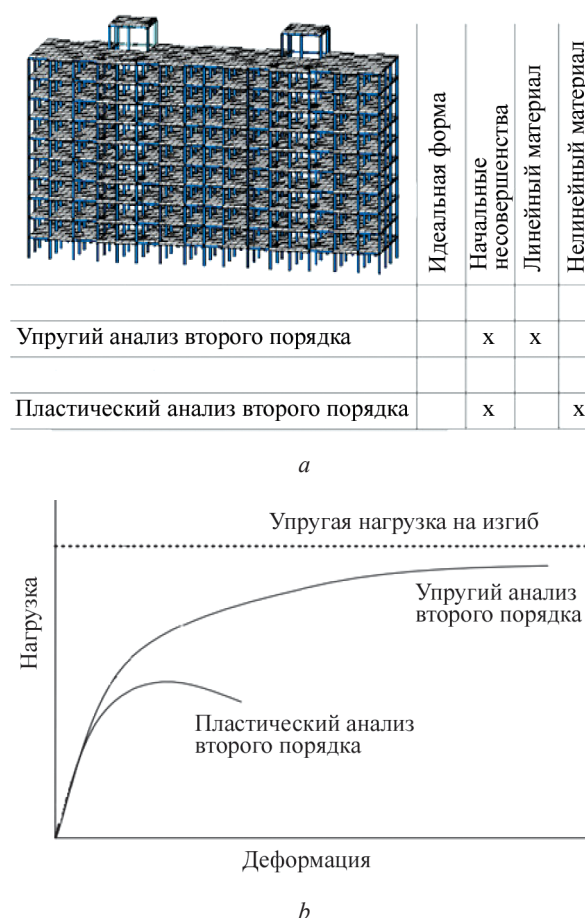


Рис. 2. Общая характеристика методов расчета стальных каркасов [12, 13]: а — методы расчета; б — кривая нагрузка–деформация для разных типов расчета

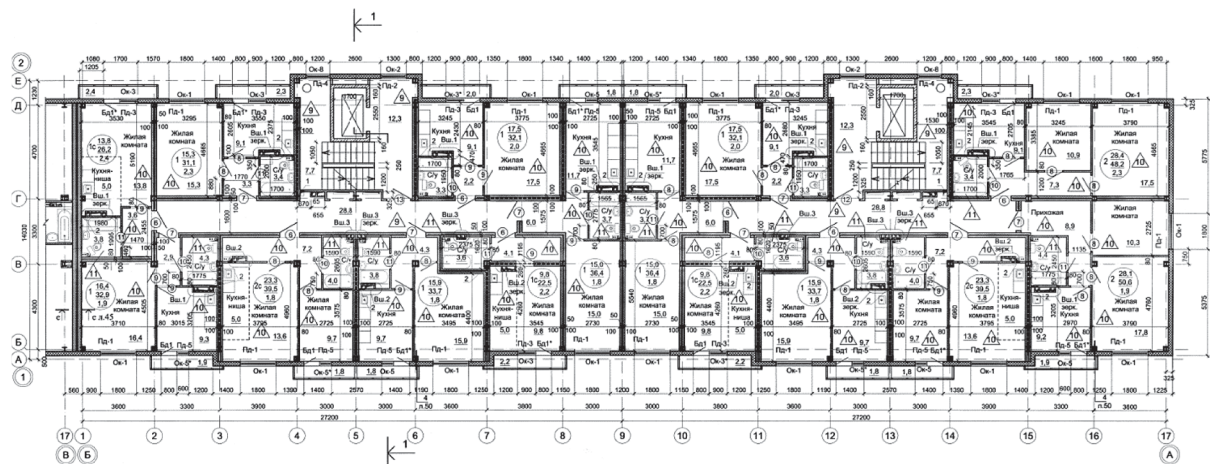


Рис. 3. План типового этажа

1. *Упругий анализ второго порядка* — это анализ с учетом геометрической нелинейности. Такой расчет позволяет выявить потерю общей устойчивости системы в упругой стадии работы, но с учетом изменения геометрии конструкции и накопленных в элементах каркаса с ростом нагрузки усилий. Наличие начальных несовершенств каркаса многоэтажного здания способствует при загрузке более быстрому отклонению положения элементов каркаса от проектного и более раннему достижению предельной нагрузки.

2. *Пластический анализ второго порядка* — анализ, который учитывает не только деформированную схему, но и характер (диаграмму) деформирования материала. Уравнения равновесия записаны для деформированной формы, при этом учитывается как физическая, так и геометрическая нелинейность.

Этот тип анализа лучше всего подходит для моделирования реального поведения конструкции и расчета предела неупругой устойчивости, т.е. при развитии пластических деформаций в материале конструкции при загрузке.

Проведенные ранее исследования показывают, что анализ, основанный на расчете идеализированной многоэтажной стальной каркасной конструкции без учета несовершенств, часто не обеспечивает несущую способность здания и не отвечает эксплуатационным требованиям по допустимым перемещениям каркасов [14].

Оценка влияния начальных несовершенств выполнена на примере рамного каркаса 10-этажного жилого здания, расположенного в IV снеговом и IV ветровом районе. Здание имеет прямоугольный план, размеры в плане 54,4 × 12,3 м. Высота этажа равна 2,95 м. Здание без подвала. Шаг поперечных рам переменный в продольном направлении 3,0; 3,3; 3,6; 3,8 и 3,9 м. В поперечном направлении шаг колонн 4,3; 3,3 и 4,7 м. На рис. 3 показан план здания, на рис. 4 — разрез.

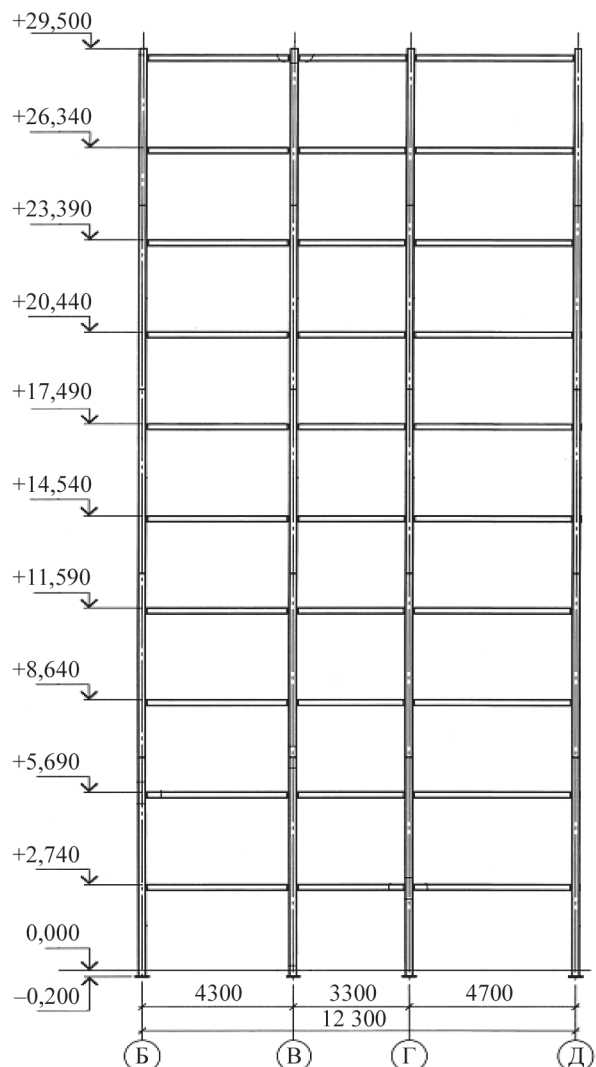


Рис. 4. Разрез каркаса

Рамный каркас представляет собой несущую стержневую систему, в которой колонны и балки жестко соединены друг с другом, а колонны жестко прикреплены к фундаменту. За счет жесткого кре-

пления элементов каркаса друг к другу обеспечивается пространственная устойчивость и жесткость.

Перекрытия здания выполняются в виде монолитной железобетонной плиты по профилированному настилу.

Стены здания каркасно-обшивные. В проекте расчета каркаса вес стен учтен приближенно и принят равным 1 кПа.

Устойчивость и жесткость рамного каркаса в плоскости поперечной рамы обеспечивается жестким сопряжением ригелей с колоннами и колонн с фундаментом. Из плоскости поперечной рамы устойчивость обеспечивается системой вертикальных связей. Вертикальные несущие конструкции каркаса — колонны располагаются на пересечениях осей. Колонны и балки перекрытия выполняются из прокатных двутавров по ГОСТ Р 57837–2017¹. Сталь колонн и балок С345.

Вес стального каркаса учитывается вычислительным комплексом по сечениям элементов. При выявлении нагрузки от собственного веса каркаса учитывается коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,05, и строительный коэффициент 1,2, учитывающий наличие ребер, накладок, фасонки и опорных пластин. Нагрузка на стальные ригели перекрытия определена с учетом ширины грузовой площади, равной шагу поперечных рам.

Для IV снегового района нормативная снеговая нагрузка равна 2,0 кПа, расчетная — 2,8 кПа. Для IV ветрового района нормативное ветровое давление составляет 0,48 кПа, расчетная нагрузка — 0,672 кПа.

При проведении расчета учтено следующее. Конечно-элементная модель (КЭМ) каркаса стержневая. Рассмотрена работа отдельной плоской рамы, что учитывает особенности конструкции каркаса. Для расчета использован вычислительный комплекс ЛИРА-САПР 2021. В табл. 1 представлены типы жесткостей и сечения элементов каркаса [15].

Табл. 1. Типы жесткостей элементов рамного каркаса

Тип жесткости	Наименование элемента	Сечение
1	Колонны	35К2
2	Балки	30Б2

Нагрузка² прикладывалась к расчетной схеме в виде пяти загрузок:

- 1) вес несущих конструкций;
- 2) постоянная нагрузка — вес ограждающих конструкций;
- 3) полезная нагрузка;

¹ ГОСТ Р 57837–2017. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия.

² СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*.

4) снеговая нагрузка;

5) ветровая нагрузка.

Начальные несовершенства каркаса приняты в соответствии с действующими российскими нормами³. Колонны в здании приняты двухэтажными длиной 5900 мм. Рассмотрено отклонение верха колонны по вертикали на этом участке в плоскости поперечной рамы. Величина этого отклонения составляет 15 мм. Кроме отклонения от вертикали учтена и начальная погиб колонны в плоскости поперечной рамы со стрелой 0,0015 длины или 8,85 мм. Указанные отклонения от проектной геометрии учтены в геометрии КЭМ. Для этого колонна была разделена на десять равных частей, координаты узлов определялись с учетом принятых отклонений в виде смещения верха колонны на 15 мм и стрелы погиби 8,85 мм. В запас несущей способности принятые отклонения колонны накапливались до верха здания. Суммарное отклонение колонны на верху здания равно 75 мм [16]. К расчетной схеме с искаженной геометрией прикладывались указанные выше нагрузки и выполнялся расчет усилий и перемещений. Этот способ расчета наиболее достоверно отражает работу каркаса, однако его применение сопряжено с достаточно трудоемкой процедурой формирования геометрии каркаса с учетом погрешностей изготовления и монтажа.

Кроме прямого учета искаженной геометрии проводились расчеты с дополнительными распределенными горизонтальными нагрузками, прикладываемыми на каждом этаже, по методике Еврокода 1993-1-1⁴ [17–20]. По методике Еврокода отклонение от проектного положения учитывается дополнительной горизонтальной нагрузкой, которая прикладывается к недеформированной конструкции на уровне перекрытия каждого из этажей. Горизонтальная нагрузка определяется только от вертикальных нагрузок на каркас. Дополнительные горизонтальные нагрузки рассчитаны на то, чтобы дать тот же момент в колоннах, что и прямой учет начальных дефектов в геометрии конструкции. В европейских нормах начальные несовершенства учитываются для каждого нагружения с вертикальными нагрузками дополнительными горизонтальными нагрузками: сосредоточенными силами на уровне каждого перекрытия и распределенными по длине колонн нагрузками.

1. Начальные несовершенства в виде отклонений от вертикали (поперечных отклонений) учитываются сосредоточенными горизонтальными силами на уровне каждого перекрытия:

$N = \varphi G$ — горизонтальная нагрузка от вертикальной нагрузки на перекрытие, где G — суммар-

³ СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01–87.

⁴ EN 1993-1-1:2005. Проектирование стальных конструкций. Общие правила.

ная вертикальная нагрузка на перекрытие этажа от соответствующего загрузения.

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

где $\varphi_0 = 1/2000$, $\alpha_h = 2/\sqrt{h}$, но $2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0$ — понижающий коэффициент с учетом высоты колонны h — высота здания;

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$ — понижающий коэффициент с учетом количества колонн в ряду; m — количество колонн в ряду.

С учетом высоты колонны 29,5 м и четырех колонн в ряду коэффициент $\varphi = 0,005 \cdot 1 \cdot 0,79 = 0,004$.

2. Относительные начальные местные изгибные несовершенства элементов при плоской форме потери устойчивости учитываются распределенными по длине колонны горизонтальными нагрузками:

$q = 4Ge_0/L$, где G — суммарная вертикальная нагрузка на перекрытие этажа от соответствующего загрузения; $e_0/L = 1/350 \sim 1/100$ — эквивалентное начальное местное искривление; L — фактическая длина элемента.

При проведении расчета принято $e_0/L = 1/300$, тогда $q = G/75$.

В дальнейшем рассматривалось два способа расчета каркаса с отклонениями:

1. Расчет каркаса с измененной геометрией.
2. Расчет идеального каркаса с учетом дополнительных горизонтальных нагрузок по методике Еврокода.

Кроме расчетов по первому и второму варианту учета несовершенств выполнен расчет идеального каркаса, имеющего проектную геометрию, и без учета дополнительных горизонтальных воздействий. Полученные разными способами перемеще-

ния и усилия характерных точек и сечений каркаса сравнивались друг с другом. Изучалось влияние несовершенств на перемещения и усилия от отдельных загрузений.

Все расчеты осуществлялись при упругой работе стали. Расчеты выполнялись в геометрически линейной и нелинейной постановках.

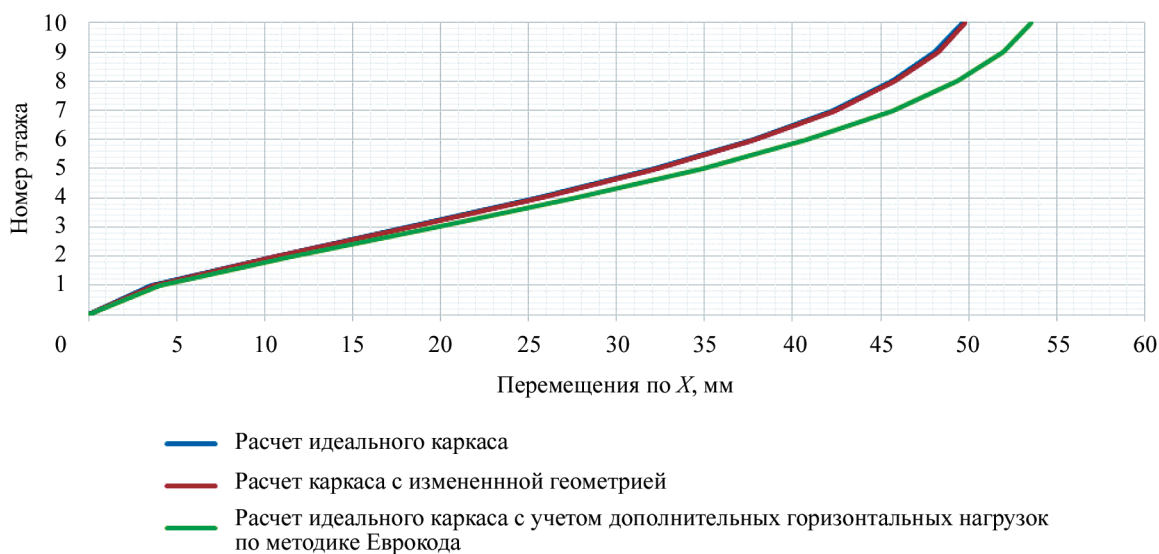
Сечения элементов рамы первоначально подобраны так, чтобы была обеспечена несущая способность при действии сочетаний расчетных нагрузок. В расчетное сочетание нагрузок включены постоянная, снеговая, полезная, ветровая. Постоянная и полезная нагрузки взяты с коэффициентом сочетания 1, ветровая с коэффициентом сочетания 0,9, снеговая с коэффициентом сочетания 0,7.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

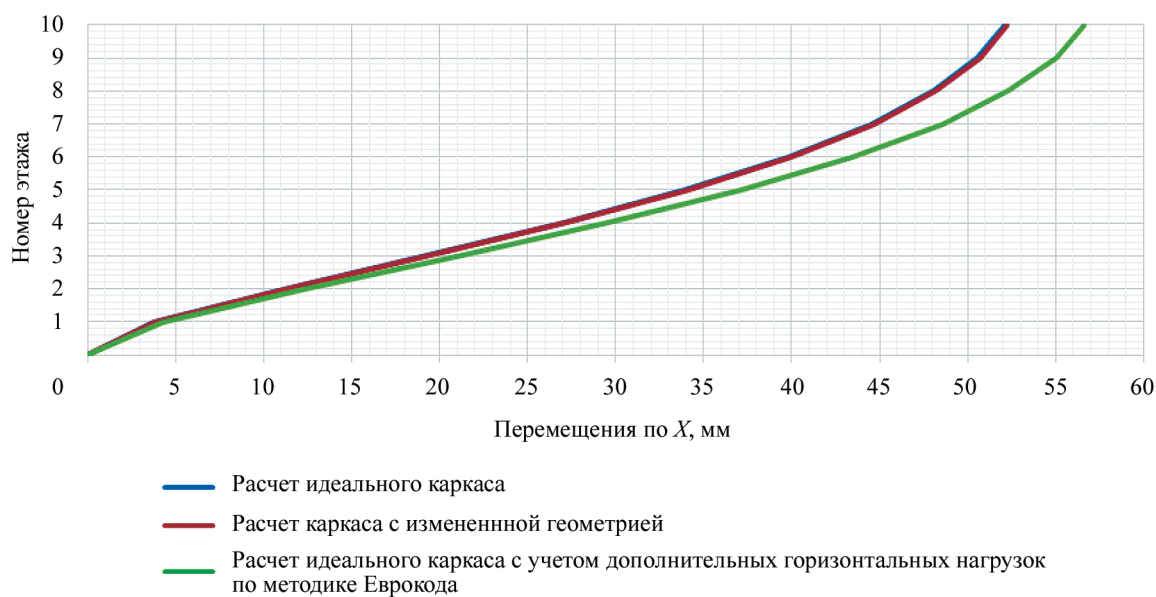
Проведен анализ результатов расчета каркаса, позволивший выявить влияние разных способов учета несовершенств геометрии на перемещения и усилия. Сопоставлены перемещения и усилия, полученные линейным и нелинейным расчетом.

На рис. 5 представлены перемещения каркаса, полученные расчетом разными способами, от расчетного сочетания нагрузок.

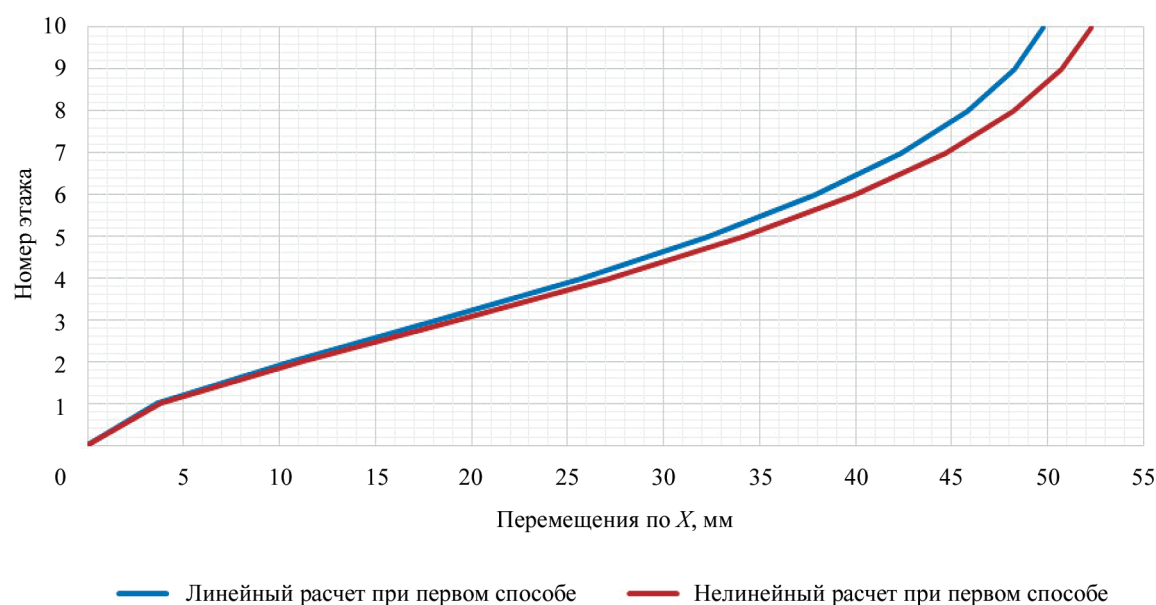
Горизонтальные перемещения верха здания при учете несовершенств каркаса первым способом превышают перемещения идеального каркаса на 0,33 %. Необходимо отметить, что использование методики Еврокода по сравнению с прямым учетом несовершенств в геометрии расчетной схемы ведет к перемещениям, большим на 7,6 %. Учет нелинейной работы каркаса ведет к росту перемещений на 5 %.



a



b



c

Рис. 5. Горизонтальные перемещения каркаса многоэтажного здания от расчетного сочетания нагрузок, мм: *a* — линейные; *b* — нелинейные; *c* — сопоставление линейного и нелинейного расчетов при первом способе расчета

На рис. 6 приведено изменение продольных усилий в средней колонне по высоте здания для линейного и нелинейного расчетов. Наибольшее отличие в величинах продольных усилий наблюдается у колонн нижних этажей, поэтому на графике представлена зависимость продольных усилий для колонн 1–5 этажей.

В табл. 2 представлен анализ продольных усилий для колонн 1–5 этажей для средних колонн.

Анализ влияния несовершенств каркаса на продольные усилия в колоннах показал, что по сравнению с идеальным каркасом первый способ расчета дает продольные усилия больше на 0,13 %. При

использовании методики Еврокода продольные усилия по сравнению с первым способом учета несовершенств на 0,6 % больше. Нелинейный расчет увеличивает продольные усилия по сравнению с линейным на 0,4 %. В крайних колоннах продольные усилия при прямом учете несовершенств геометрии больше, чем в идеальном каркасе на 0,25 %.

На рис. 7 представлено изменение изгибающих моментов в средней колонне по высоте здания для линейного и нелинейного расчетов.

В табл. 3 приведен анализ изгибающих моментов для колонн 1–5 этажей для средних колонн.

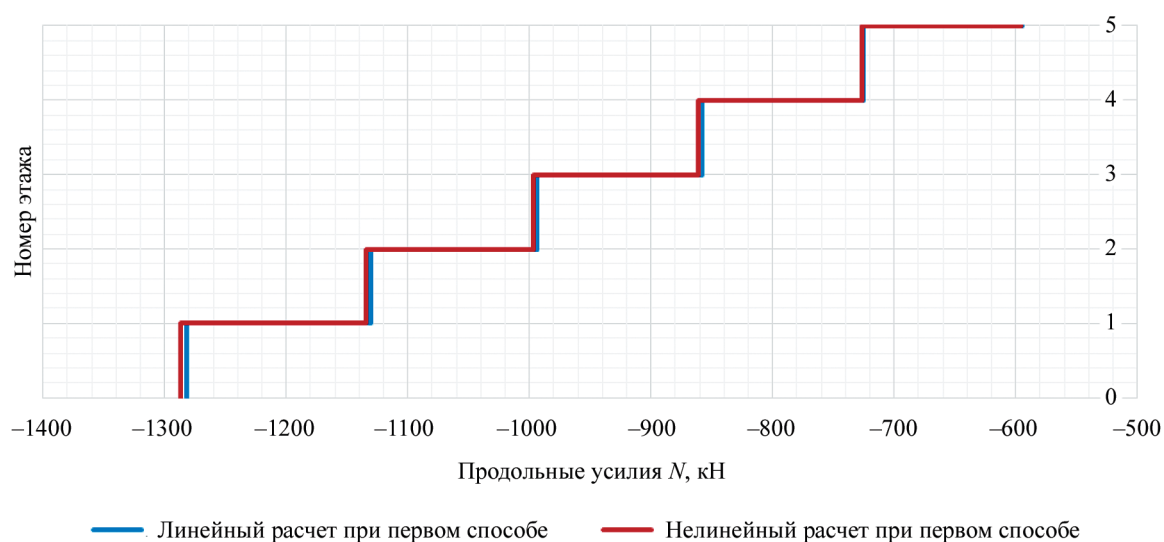


Рис. 6. Продольные усилия в средней колонне для 1–5 этажей при первом способе расчета от расчетного сочетания нагрузок усилий

Табл. 2. Анализ продольных усилий в средних колоннах 1–5 этажей от расчетного сочетания нагрузок

Линейный расчет				Нелинейный расчет			
Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ	Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ
1	-1280,58	-1281,89	-1289,44	1	-1285,37	-1286,73	-1295,53
2	-1128,83	-1130,27	-1136,38	2	-1132,92	-1134,38	-1141,51
3	-992,83	-993,64	-998,84	3	-995,93	-996,74	-1002,71
4	-857,75	-858,55	-862,14	4	-859,88	-860,68	-864,76
5	-724,94	-725,22	-728,02	5	-726,26	-726,54	-729,64

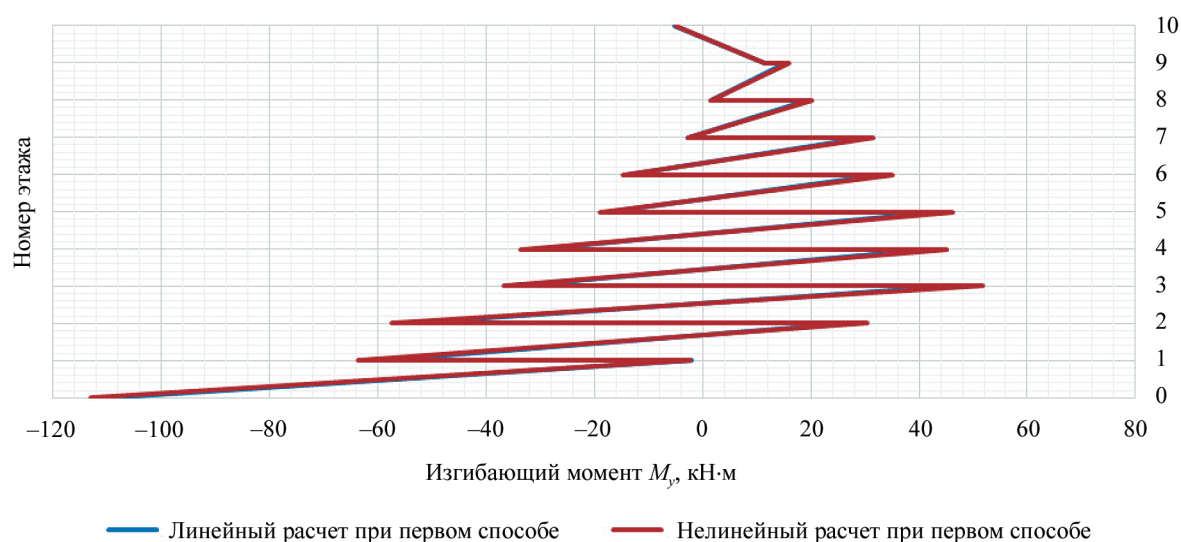


Рис. 7. Изгибающие моменты в средней колонне при первом способе расчета от расчетного сочетания нагрузок

Табл. 3. Анализ изгибающих моментов в средних колоннах 1–5 этажей от расчетного сочетания нагрузок

Линейный расчет				Нелинейный расчет			
Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ	Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ
1 низ	–97,40	–109,00	–123,00	1 низ	–102,00	–113,00	–130,00
1 верх	–3,58	–2,03	2,38	1 верх	–3,67	–2,26	2,93
2 низ	–58,80	–59,20	–61,40	2 низ	–63,40	–63,70	–66,60
2 верх	33,50	28,00	26,40	2 верх	36,00	30,50	29,10
3 низ	–46,10	–53,90	–63,10	3 низ	–49,70	–57,50	–68,10
3 верх	45,30	48,10	55,40	3 верх	48,80	51,70	60,50
4 низ	–34,70	–34,30	–35,00	4 низ	–37,20	–36,80	–37,60
4 верх	45,00	41,50	41,50	4 верх	48,50	45,00	45,60
5 низ	–26,50	–31,90	–38,50	5 низ	–28,10	–33,60	–40,90
5 верх	40,90	43,30	49,30	5 верх	43,90	46,30	53,30

Анализ влияния несовершенств каркаса на изгибающие моменты в колоннах 1–5 этажей показал, что по сравнению с идеальным каркасом первый способ расчета дает изгибающие моменты больше на 12,0 %. При использовании второго способа расчета изгибающие моменты в колоннах 1–5 этажей по сравнению с идеальным каркасом больше на 26 %. Использование методики Еврокода дает изгибающие моменты в колоннах по сравнению с первым способом на 13,0 % больше. Нелинейный расчет увеличивает изгибающие моменты в колоннах по сравнению с линейным на 7,6 %.

В табл. 4 представлен анализ изгибающих моментов для колонн 6–10 этажей от расчетного сочетания нагрузок.

Анализ влияния несовершенств каркаса на изгибающие моменты в колоннах 6–10 этажей показал, что по сравнению с идеальным каркасом первый способ расчета дает изгибающие моменты больше на 23,78 %. Использование методики Еврокода дает изгибающие моменты в колоннах по сравнению с идеальным каркасом на 7,1 % больше. Нелинейный расчет увеличивает изгибающие моменты в колоннах по сравнению с линейным на 7,0 %.

На рис. 8 представлено изменение изгибающих моментов в балках перекрытий первого этажа для идеального каркаса и первого способа учета отклонений от расчетного сочетания нагрузок.

В табл. 5 представлен анализ изгибающих моментов балок перекрытий 1-го, 5-го и 10-го этажей.

Анализ влияния несовершенств каркаса на изгибающие моменты в балках перекрытия показал, что наиболее значительное влияние отклонения каркаса оказали на моменты в балках 1-го этажа. По сравнению с идеальным каркасом первый способ расчета дает изгибающие моменты больше на 1,5 %. Использование методики Еврокода дает изгибающие моменты в балках перекрытия по сравнению с первым способом на 5,2 % больше.

При анализе результатов необходимо учесть, что прямой учет погрешностей сборки и изготовления в геометрии каркаса является более правильным, но требует формирования более сложных расчетных схем, учитывающих погрешности геометрии каркаса. Перемещения и усилия, полученные линейным расчетом рамного каркаса, мало отличаются от результатов нелинейного расчета, что позволяет для рамного каркаса рекомендовать линейный метод расчета.

Табл. 4. Анализ изгибающих моментов в средних колоннах 6–10 этажей от расчетного сочетания нагрузок

Линейный расчет				Нелинейный расчет			
Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ	Номер этажа	Идеальный	1-й способ	2-й способ
6 низ	35,00	32,80	33,00	6 низ	37,30	35,10	35,80
6 верх	–10,90	–14,30	–18,60	6 верх	–11,40	–14,80	–19,30
7 низ	28,30	30,00	34,20	7 низ	30,00	31,60	36,40
7 верх	–3,15	–2,61	–2,28	7 верх	–3,32	–2,77	–2,36
8 низ	20,30	19,20	19,50	8 низ	21,30	20,20	20,70
8 верх	3,09	1,53	0,43	8 верх	3,10	1,57	–0,43
9 низ	14,50	15,40	17,60	9 низ	15,10	16,00	18,40
9 верх	11,10	11,60	12,20	9 верх	11,20	11,60	12,30
10 низ	–5,08	–5,18	–4,96	10 низ	–4,82	–4,92	–4,66

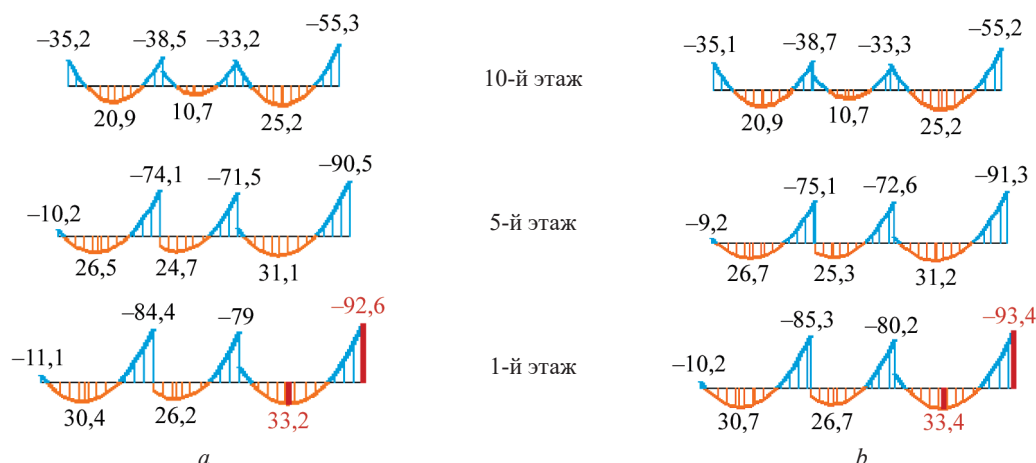


Рис. 8. Изгибающие моменты балок перекрытий первого этажа для идеального каркаса и первого способа учета отклонений от расчетного сочетания нагрузок: *a* — идеальный каркас (балки перекрытий 1-го, 5-го и 10-го этажей); *b* — первый способ учета отклонения (балки перекрытий 1-го, 5-го и 10-го этажей)

Табл. 5. Изгибающие моменты в балках перекрытий 1-го, 5-го и 10-го этажей от расчетного сочетания нагрузок

Изгибающие моменты, кН·м									
Номер этажа	Идеальный								
	Б1			Б2			Б3		
	Ось Б	Пролет	Ось В	Ось В	Пролет	Ось Г	Ось Г	Пролет	Ось Д
1	11,10	−30,40	84,40	−12,00	−26,20	79,00	23,80	−33,20	92,60
5	10,20	−26,50	74,10	−15,10	−24,70	71,50	12,00	−31,10	90,50
10	35,20	−20,90	38,50	18,80	−10,70	28,20	33,20	−25,20	55,30
Номер этажа	1-й способ								
	Б1			Б2			Б3		
	Ось Б	Пролет	Ось В	Ось В	Пролет	Ось Г	Ось Г	Пролет	Ось Д
1	10,20	−30,70	85,30	−13,20	−26,70	80,20	23,00	−33,40	93,40
5	9,20	−26,70	75,10	−16,20	−25,30	72,60	11,30	−31,20	91,30
10	35,10	−20,90	38,70	18,80	−10,70	28,10	33,30	−25,20	55,20
Номер этажа	2-й способ								
	Б1			Б2			Б3		
	Ось Б	Пролет	Ось В	Ось В	Пролет	Ось Г	Ось Г	Пролет	Ось Д
1	6,51	−31,80	88,90	−17,70	−28,90	84,60	19,70	−33,90	96,90
5	5,94	−27,70	78,20	−20,10	−27,40	76,40	8,30	−31,90	94,30
10	34,90	−20,90	38,90	18,80	−10,70	28,20	33,10	−25,20	55,50

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

На основании расчетов НДС каркаса многоэтажного здания установлено, что прямой учет погрешностей изготовления и сборки в геометрии каркаса дает возможность более точно оценить работу каркаса. Использование методики Еврокода с дополнительными горизонтальными нагрузками на уровне каждого этажа с использованием рамного каркаса ведет к получению завышенных перемещений и усилий по сравнению с фактическими. Опре-

делено, что погрешности изготовления и монтажа рамного каркаса:

- мало влияют на горизонтальные перемещения, которые увеличиваются до 0,33 % и на продольные усилия в колоннах, увеличивающиеся до 0,13 %;
- значительно влияют на изгибающие моменты в колоннах 1–5 этажей, которые увеличиваются до 12,0 %, и в колоннах 6–10 этажей до 23,78 %;
- при проведении практических расчетов для учета влияния отклонений каркаса от проектной геометрии возможен расчет идеализированной

расчетной схемы с умножением результатов на поправочные коэффициенты: для изгибающих моментов в колоннах 1–5 этажей $\gamma_{cm} = 1,12$ и в колоннах 6–10 этажей $\gamma_{cm} = 1,24$. Перемещения и продольные усилия в колоннах, полученные расчетом идеализированного каркаса, допускается использовать при проектировании фактического каркаса без поправочных коэффициентов;

- изменениями изгибающих моментов в балках перекрытий, полученными фактическим расчетом, можно пренебречь.

Для уменьшения отклонений каркаса от проектной геометрии необходимо соблюдать технологические мероприятия, компенсирующие погрешности изготовления и монтажа.

Результаты, полученные для основного исследования, можно считать действительными только для рассмотренной конструкции каркаса. Для разработки нормативных рекомендаций требуется провести теоретические, экспериментальные и численные исследования широкой группы многоэтажных каркасов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатьева В.С. Металлические конструкции : учебник для студ. высш. учеб. заведений. М. : Академия, 2008. 688 с.
2. Турьева А.В. Стальной каркас многоэтажного здания: преимущества и обеспечение жесткости // Севергеоэкотех-2013 : мат. XIV Междунар. молодежной науч. конф. : в 5-ти частях. (Ухта, 20–22 марта 2013 г.). Ухта, 2013.
3. Farrell T.Dzh., Pinon Dzh.P., Shein K.D. Construction of building fencing for modular construction // 3rd Conference on design and construction of residential buildings (March 2–3, 2016). State College, Pennsylvania. 2016. Pp. 12–28.
4. Ganiron Jr. T.U., Al'marve M. Prefabricated technology in modular housing construction // International Journal of Advanced Science and Technology. 2014. Vol. 73. Pp. 51–74. DOI: 10.14257/ijast.2014.73.04
5. Лебедь Е.В., Ибрагимов А.М. Проектирование металлического каркаса многоэтажного здания : учеб.-метод. пособие. М. : МИСИ – МГСУ, 2020.
6. Туснин А.Р., Рыбаков В.А., Назмеева Т.В. Проектирование металлических конструкций. Часть 2: Металлические конструкции. Специальный курс : учебник. М. : Перо, 2020. 436 с.
7. Васильев А.А., Дзирко С.В., Михасев В.А. Дефекты изготовления, монтажа, возведения элементов и конструкций зданий и сооружений : учеб.-метод. пособие. Гомель : БелГУТ, 2010. 147 с.
8. Крохалев В.Г., Чебыкин А.А. Технология изготовления металлических конструкций. Екатеринбург : Изд-во Урал. ун-та, 2017. 180 с.
9. Металлические конструкции : в 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения / под ред. В.В. Горева. М. : Высшая школа, 2002. 544 с.
10. Металлические конструкции / под ред. Ю.И. Кудишина. М. : Академия, 2011. 688 с.
11. Стаценко А.С. Монтаж стальных и железобетонных конструкций : учебник. Минск : Республиканский институт профессионального образования (РИПО), 2016. 468 с.
12. Dhiman S., Nauman M., Islam N. Behaviour of multistory steel structure with different types of bracing systems // International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES). 2015. Vol. 4. Issue 1. Pp. 70–82.
13. Новоселов А.А. Влияние типа связей на деформативность каркаса многоэтажного здания со стальным каркасом // Вопросы строительства и инженерного оборудования объектов железнодорожного транспорта : мат. науч.-практ. конф. (г. Новосибирск, 22 марта 2017 г.). Новосибирск, 2017. С. 27–34. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=32171892>
14. Ведяков И.И., Конин Д.В., Одесский П.Д. Стальные конструкции высотных зданий. М. : Изд-во АСВ, 2014. 272 с.
15. Хамати Ю. Контроль точности монтажа конструкций стального каркаса // Дни студенческой науки : сб. докл. науч.-техн. конф. по итогам науч.-исслед. работ студентов Института строительства и архитектуры (ИСА) НИУ МГСУ. (г. Москва, 28 февраля – 4 марта 2022 г.). М., 2022. С. 917–919.
16. Царитова Н.Г., Лагутина Д.Р. Анализ существующих узловых соединений пространственных конструкций и разработка шарнирного узла // Современное строительство и архитектура. 2020. № 4 (20). С. 26–30. DOI: 10.18454/mca.2020.20.3
17. Эффективные жилые здания на стальном каркасе : методическое пособие. М. : АКЦИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2018. 41 с.
18. Конин Д.В. Статистическая оценка неточностей монтажа колонн металлических каркасов высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 6. С. 12–19.
19. Металлические конструкции : справочник проектировщика. Т. 3. / под ред. В.В. Кузнецова. М. : Изд-во АСВ, 1999. 528 с.
20. Смирнов В.В., Свитцов М.А., Шилева А.Ю., Шихова Е.Н., Поникарова Ю.Е. Анализ дефектов и повреждений металлических конструкций зданий металлургических производств // European science. 2015. № 8 (9). С. 51–54. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=24482921>

Поступила в редакцию 25 мая 2023 г.

Принята в доработанном виде 24 июля 2023 г.

Одобрена для публикации 24 июля 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: **Юсеф Радван Хамати** — аспирант кафедры металлических и деревянных конструкций, исследователь, инженер; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1120236; YoussefHamaty@outlook.com;

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.

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

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

In cities, a large number of buildings are multi-storey. Multi-storey buildings can be public, industrial and residential. Buildings with a height of more than 75 m are called high-rise, with a height of more than 100 m — unique [1, 2]. Multi-storey buildings are characterized by the fact that a large building is erected on a relatively small plot of land.

The use of steel in the load-bearing frames of multi-storey buildings can be increased through the use of standard structures. The use of standard structures and assemblies reduces the time and cost of design and construction. Standard structures have high reliability, are available, and the technology of their manufacture and installation is well developed. A characteristic feature of standard structures is modularity and a wide range of sizes. Typical frameworks are assembled from repetitive load-bearing elements (columns, transoms and links) with the use of developed assemblies, it is possible to use ready-made load-bearing volume modules [3, 4]. It is important in the development of standard structures, which are characterized by mass use in a large number of buildings, as well as for structures used in critical buildings and structures, to study all the features of the operation of such structures, including the influence of manufacturing and installation errors on the load-bearing capacity and stiffness.

The frames of multi-storey buildings consist of columns, links and slabs. The bearing capacity and stiffness of the building frame is determined by the interaction of all frame elements. Slabs transfer the load to vertical load-bearing structures, form horizontal rigid discs uniting columns with vertical links, influence horizontal displacements and vibrations of the frame.

The design of multi-storey buildings is associated with the solution of a set of problems that take into account the volume-planning solution, the operation of the load-bearing frame, the peculiarities of manufacturing and installation of its structural elements. Multi-

storey buildings made of metal can only be frame buildings. Steel frames are rationally used in industrial buildings with heavy loads, as well as in civil large-span and multi-storey buildings. This is explained by several reasons:

- the steel frame has a significantly lower dead weight than a reinforced concrete frame due to the high load-bearing capacity of the material;
- it is possible to use larger spans of slab load-bearing structures, i.e. increased column spacing;
- when erecting the steel frame, the elements are used in full factory readiness.

The operation of multi-storey building frames is associated with significant vertical loads on columns and with large horizontal loads from wind effects. The design of a multi-storey building is directly related to its volume-planning solution, the choice of structural scheme, materials for load-bearing structures, methods of their manufacture and installation, as well as maintenance of the building during operation [5, 6].

The stress-strain state of the frame is influenced by defects and deviations from the design solution. Defects of buildings can be classified according to the following features: by nature, reason and time, significance:

1. By nature:
 - hidden;
 - explicit.
2. For reason and time:
 - errors and miscalculations in surveying and design;
 - errors and miscalculations in the fabrication and construction process.
3. Significance:
 - group 1: threatening to collapse, weakening structures and potentially leading to accidents;
 - group 2: not threatening integrity, but weakening structures;
 - group 3: not leading to destruction, but requiring additional costs during operation.

The main defects of steel structures during their manufacture are:

- non-equivalent replacement of materials in the manufacture of structural elements (replacement of steel grade, type of electrodes, reduction of element cross-section);
- changes in the design dimensions of the structure as a whole and its individual elements;
- displacement of element axes from the design geometric centres of joint nodes of several elements;
- nonstraightness of elements;
- absence of required gaps between the jointed elements;
- reduction of welds cross-section length, poor welding quality, colouring of welds with unbroken slag;
- trimming the metal of supporting elements during welding;
- insufficient tightening of packages at bolted connections;
- coating of metal with primer without rust removal;
- defects of element joints (rivet heads, bolted joints, welded seams);
- defects of anticorrosion coatings (insufficient thickness, areas with no coating, etc.);
- sending steel products to the construction site without priming.

Common defects in the installation of steel structures include:

- violation of the correct installation sequence;
- inaccurate fitting and incorrect connection of elements in assembly units;
- displacement of structures from the design marks and axes;
- the absence of a structural element or connection;
- damage to structural elements during assembly (warping, warping, dents, etc.) [7].

The production process of steel building structures usually takes place at specialized steel construction plants (SCP) consisting of main and auxiliary production shops.

Technological efficiency, i.e. simplicity and convenience of their manufacture in factory conditions is one of the distinctive advantages of building steel structures. The more technologically advanced the structure, the lower the labour intensity of its manufacture, and therefore the final cost. Automation of manufacturing operations ensures the reduction of the cost of the finished structure [8–10].

The quality of a construction object depends not only on the quality of design and manufacturing, but also on the quality of construction and assembly works. During assembly of building structures, the main objectives are to ensure the spatial position of elements of building structures required by the project, mutual connection of structures with each other, and to ensure the safety of assembly works.

Currently, there is a large number of types and methods of installation, so the installation of building structures is allocated to a separate branch of construction production.

The assembly of building structures is a complex process of assembling buildings from individual, pre-fabricated elements. The assembly processes are divided into transport, preparatory and actual assembly. To perform all these processes together, assembly, rigging and transport means are used.

The assembly processes include gripping of structures with lifting equipment, lifting or moving them to the installation site, direct installation on supports, verification of correct spatial position, temporary and permanent fixing.

Construction projects are becoming more and more complex every year, the amount of installation work in construction is increasing.

Increasing the efficiency of installation works is based on the application of progressive methods of work production, increasing the level of automation and mechanization of works.

During assembly, errors may occur in the horizontal and vertical positioning of structures in the design position. The errors that are within the permitted tolerances are called tolerances. Tolerances of geometric dimensions in construction are divided into functional and technological tolerances.

The assignment of tolerances is required to ensure that structures are accurately assembled from independently manufactured components to meet the requirements during the operational phase.

Functional tolerances are specified taking into account the requirements for strength, insulating properties or aesthetic reasons. Functional tolerances set requirements for the accuracy of geometric parameters in the joints of structures, accuracy of their mutual arrangement.

Manufacturing tolerances determine the accuracy of the manufacturing and installation of components. Manufacturing tolerances include tolerances of linear dimensions of elements, shape and mutual position of surfaces. Tolerances of linear dimensions regulate the accuracy of their manufacture in length, width, height, thickness, as well as the accuracy of landmarks applied to the elements [11].

The relevance of the work lies in the development of a design methodology for steel frames of multi-storey buildings taking into account manufacturing and installation errors. For the frame structure (Fig. 1) with rigid interfaces of elements, deviations from the design position lead to the appearance of additional, primarily bending moments, which can cause an earlier exhaustion of the load-bearing capacity.

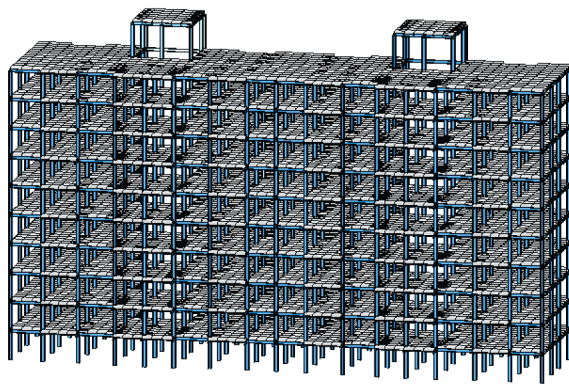


Fig. 1. Multi-storey building on a load-bearing frame structure

MATERIALS AND METHODS

Steel frames can be calculated in linear and non-linear formulation. Linear calculation does not take into account the deformation of the system under load action and accumulated forces in the frame elements. In the nonlinear approach the calculation is performed by several methods (Fig. 2).

	Ideal form	Initial imperfections	Linear material	Nonlinear material
Second-order elastic analysis		x	x	
Second-order plastic analysis		x		x

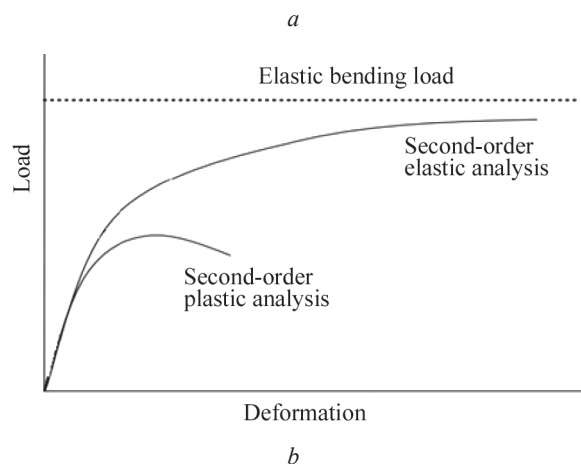


Fig. 2. General characterization of steel frame calculation methods [12, 13]: a — methods of calculation; b — load-strain curve for different calculation types

1. *Second-order elastic analysis* is an analysis that takes into account geometric nonlinearity. Such calculation allows to reveal the loss of general stability of the system in the elastic stage of operation, but taking into account the changes in the geometry of the structure and the accumulated forces in the frame elements with load growth. The presence of initial imperfections in the frame of a multi-storey building contributes to a faster deviation of the position of the frame elements from the design position during loading and to an earlier achievement of the ultimate load.

2. *Second-order plastic analysis* is an analysis that takes into account not only the deformed pattern but also the nature (diagram) of the deformation of the material. The equations of equilibrium are written for the deformed shape, and both physical and geometric nonlinearity are taken into account.

This type of analysis is best suited for modelling the actual behaviour of the structure and calculating the inelastic stability limit, i.e. when plastic deformations develop in the material of the structure under loading.

Previous studies show that the analysis based on the calculation of an idealized multi-storey steel frame structure without taking into account the imperfections often does not ensure the load-bearing capacity of the building and does not meet the operational requirements for allowable displacements of the frames [14].

The assessment of the influence of initial imperfections was performed on the example of the frame structure of a 10-storey residential building located in 4 snow and 4 wind districts. The building has a rectangular plan with plan dimensions of 54.4×12.3 m. The height of the storey is 2.95 m. The building is without a basement. The pitch of transverse frames is variable in longitudinal direction 3.0, 3.3, 3.6, 3.8 and 3.9 metres. In the transverse direction the column spacing is 4.3, 3.3 and 4.7 m. Fig. 3 shows the plan of the building, Fig. 4 shows the section.

The frame is a load-bearing rod system in which the columns and beams are rigidly connected to each other and the columns are rigidly attached to the foundation. The rigid fixing of the frame elements to each other ensures spatial stability and rigidity.

The floors of the building are made in the form of a monolithic reinforced concrete slab on a profiled deck.

The walls of the building are framed and clad. In the design of the frame calculation, the weight of the walls is taken into account approximated and assumed to be 1 kPa.

The stability and stiffness of the frame in the plane of the transverse frame is ensured by the rigid connection between the transoms and the columns and between the columns and the foundation. From the plane of the transverse frame, the stability is ensured by a system of vertical connections. The vertical load-bearing structures of the frame — columns are located at the intersections of the axes. Columns and floor beams are made of rolled I-beams according to GOST R 57837–2017¹. Steel of columns and beams C345.

¹ GOST R 57837–2017. Hot-rolled steel I-beams with parallel faces of flanges. Technical conditions.

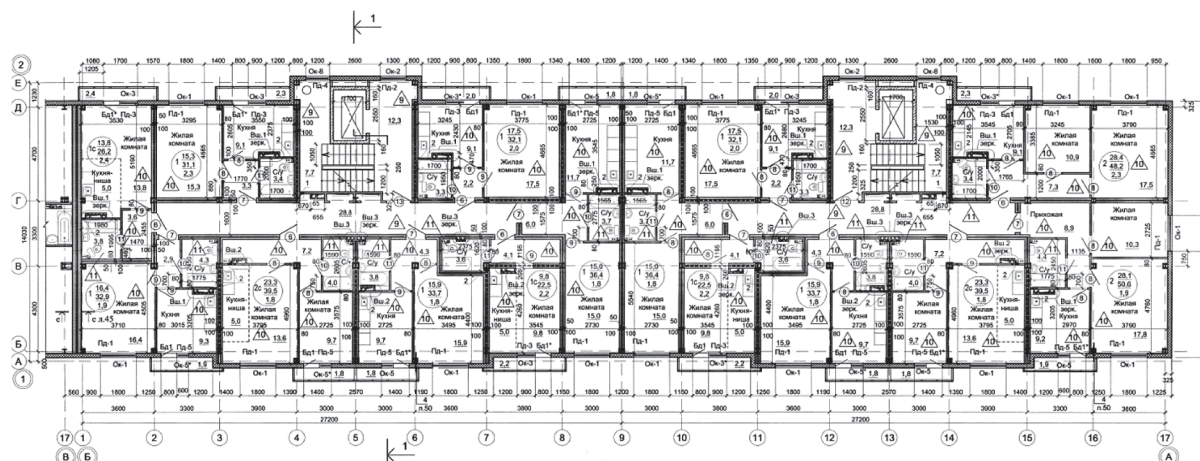


Fig. 3. Typical floor plan

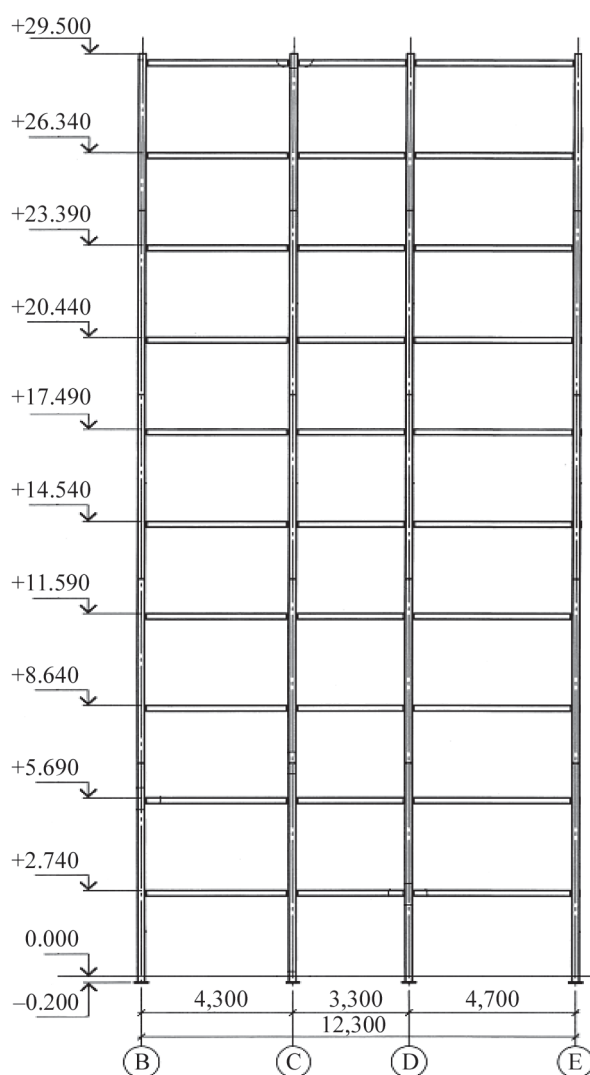


Fig. 4. Section of the frame

The weight of the steel frame is taken into account by the calculation system for the cross-sections of the elements. When determining the load from the frame's own weight, the load reliability factor of

1.05 and the construction factor of 1.2, which takes into account the presence of ribs, linings, mouldings and support plates, are taken into account. The load on the steel floor ledgers is determined taking into account the width of the load area equal to the pitch of the transversal frames.

For snow region IV, the normative snow load is 2.0 kPa, the design load is 2.8 kPa. For wind region IV, the normative wind pressure is 0.48 kPa, the design load is 0.672 kPa.

The following is taken into account in the calculation. The finite element model of the frame is a rod model. The work of a separate flat frame is considered, which takes into account the peculiarities of the frame design. LIRA-SAPR 2021 computer complex was used for the calculation. Table 1 shows the types of stiffnesses and cross-sections of frame elements [15].

Table 1. Types of stiffnesses of frame elements

Stiffness type	Name of element	Section
1	Columns	35K2
2	Beams	30B2

The load² was applied to the calculation scheme in the form of 5 loads:

1. Weight of load-bearing structures;
2. Constant load — the weight of the building envelope;
3. Payload;
4. Snow load;
5. Wind load.

Initial imperfections of the frame are accepted in accordance with the current Russian norms³. The col-

² CP 20.13330.2016. Loads and impacts. Updated version of SNiP 2.01.07–85*.

³ CP 70.13330.2012. Bearing and enclosing structures. Updated edition of SNiP 3.03.01–87.

umns in the building are assumed to be of two-storey length of 5,900 mm. The vertical deviation of the column top at this section in the plane of the transverse frame is considered. The value of this deviation is 15 mm. In addition to the deviation from the vertical, the initial column death in the plane of the transverse frame with a boom of 0.0015 length or 8.85 mm is also considered. These deviations from the design geometry were accounted for in the geometry of the finite element model. For this purpose the column was divided into ten equal parts, the coordinates of the nodes were determined taking into account the accepted deviations in the form of displacement of the top of the column by 15 mm and 8.85 mm deflection. The accepted deflections of the column were accumulated up to the top of the building to reserve the bearing capacity. The total column deflection at the top of the building is 75 mm [16]. The above loads were applied to the design scheme with distorted geometry and the calculation of forces and displacements was performed. This method of calculation most reliably reflects the performance of the frame, but its application involves a rather labour-intensive procedure of forming the geometry of the frame, taking into account the errors of manufacturing and installation.

In addition to the direct consideration of the distorted geometry, calculations were performed with additional distributed horizontal loads applied at each floor according to Eurocode 1993-1-1⁴ [17–20]. According to Eurocode methodology, the deviation from the design position is accounted for by an additional horizontal load applied to the undeformed structure at the floor level of each floor. The horizontal load is determined only from the vertical loads on the frame. The additional horizontal loads are designed to give the same moment in the columns, which directly accounts for the initial imperfections in the geometry of the structure. In the European Standards, initial imperfections are accounted for each loading with vertical loads by additional horizontal loads: concentrated forces at the level of each slab and loads distributed along the length of the columns.

1. Initial imperfections in the form of deviations from the vertical (transverse deviations) are accounted for by concentrated horizontal forces at the level of each slab:

$N = \varphi G$ horizontal load from the vertical load on the slab,

where G is the total vertical load on the floor slab from the corresponding loading.

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

where $\varphi_0 = 1/2000$, $\alpha_h = 2/\sqrt{h}$, but $2/3 \leq \alpha_h \leq 1.0$ reduction factor taking into account the column height h — height of the building.

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1+1/m)}$ — reducing coefficient taking into account the number of columns in the row; m — number of columns in the row.

⁴ EN 1993-1-1:2005. Design of steel structures. General rules.

Given a column height of 29.5 metres and four columns in a row, the ratio $\varphi = 0.005 \cdot 1 \cdot 0.79 = 0.004$.

2. Relative initial local bending imperfections of the elements in case of flat form of stability loss are accounted for by horizontal loads distributed along the length of the column:

$$q = 4Ge_0/L,$$

where G is the total vertical load on the floor slab from the corresponding loading;

$e_0/L = 1/350 \sim 1/100$ — is the equivalent initial local curvature; L is the actual length of the element.

In the calculation, it is assumed $e_0/L = 1/300$, then $q = G/75$.

In the following, two ways of calculating the deviated frame were considered:

- method 1: calculation of the frame with modified geometry;
- method 2: calculation of the ideal frame taking into account additional horizontal loads according to Eurocode methodology.

In addition to the calculations according to the 1st and 2nd variants of imperfection accounting, the ideal frame with the design geometry and without taking into account additional horizontal influences was calculated. The displacements and forces of characteristic points and sections of the frame obtained by different methods were compared with each other. The influence of imperfections on displacements and forces from individual loads was studied.

All calculations were carried out at elastic behaviour of the steel. The calculations were performed in geometrically linear and nonlinear formulations.

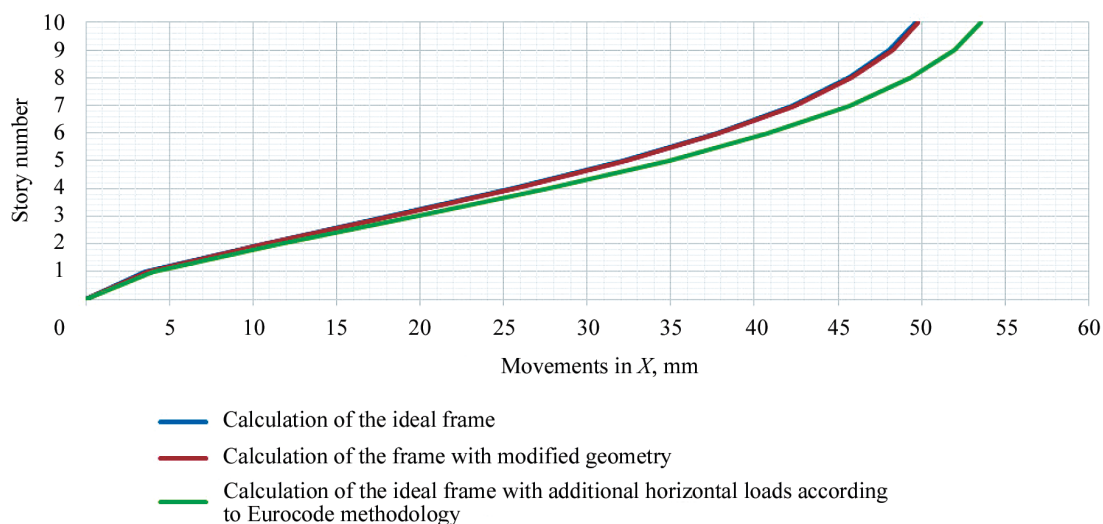
The cross-sections of the frame elements were initially selected so that its load-bearing capacity under the action of combinations of design loads was ensured. The design load combination includes permanent, snow, useful and wind loads. Constant and useful loads are taken with the 1st combination factor, wind load with a combination factor of 0.9, snow load with a combination factor of 0.7.

RESEARCH RESULTS

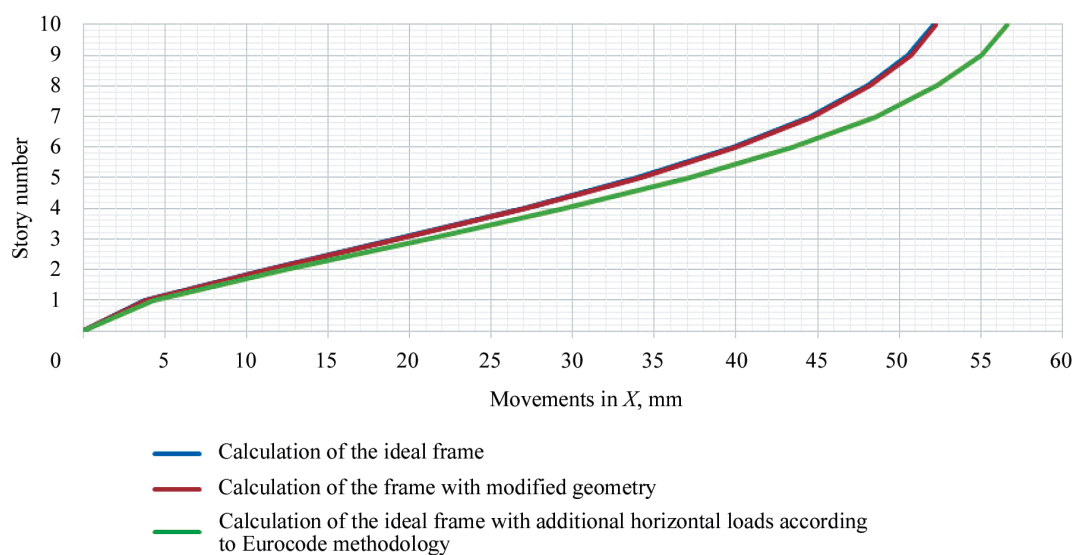
The results of the frame calculation were analyzed to reveal the influence of different ways of accounting for geometrical imperfections on displacements and forces. The displacements and forces obtained by linear and non-linear calculation are compared.

Fig. 5 shows the displacements of the frame, obtained by calculating by different methods, from the design combination of loads.

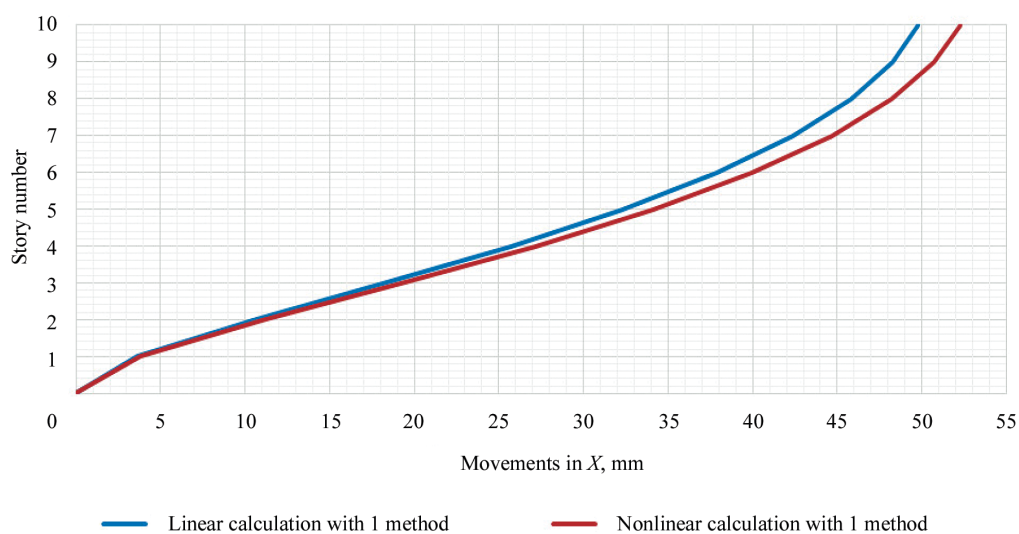
Horizontal displacements of the top of the building when taking into account the imperfections of the frame 1st method exceed the displacements of the ideal frame by 0.33 %. It should be noted that the use of Eurocode methodology in comparison with the direct consideration of imperfections in the geometry of the calculation scheme leads to displacements greater by 7.6 %. Tak-



a



b



c

Fig. 5. Horizontal displacements of the frame of a multi-storey building from the design load combination, mm: *a* — linear; *b* — non-linear; *c* — comparison of linear and non-linear calculation with the 1st calculation method

ing into account the non-linear work of the frame leads to an increase in displacements by 5 %.

Fig. 6 shows the variation of longitudinal forces in the middle column along the height of the building for linear and non-linear calculation. The greatest difference in the values of longitudinal forces is observed in the columns of the lower floors, so the graph shows the dependence of longitudinal forces for columns 1–5 floors.

Table 2 shows the longitudinal force analysis for columns 1–5 floors for the middle columns.

The analysis of the influence of frame imperfections on the longitudinal forces in the columns has shown that in comparison with the ideal frame the 1st calculation method gives longitudinal forces higher by 0.13 %. When Eurocode methodology is used, the longitudinal forces are 0.6 % higher compared to the 1st method of imperfections. Nonlinear calculation increases longitudinal forces by 0.4 % compared to linear calculation. In the outermost columns, the longitudinal forces are 0.25 % higher than in the ideal frame with direct consideration of geometrical imperfections.

Fig. 7. shows the variation of bending moments in the middle column along the height of the building for linear and nonlinear calculation.

Table 3 shows the analysis of bending moments for columns of floors 1–5 for the middle columns.

The analysis of the influence of the frame imperfections on the bending moments in the columns of the 1st–5th floors showed that compared to the ideal frame, the 1st calculation method gives bending moments higher by 12.0 %. When using the 2nd calculation method the bending moments in columns of 1–5 storeys in comparison with the ideal frame are 26 % higher. The use of Eurocode method gives bending moments in columns in comparison with 1st method by 13.0 % more. Nonlinear calculation increases bending moments in columns compared to linear calculation by 7.6 %.

Table 4 shows the analysis of bending moments for columns of 6–10 storeys from the design load combination.

The analysis of the influence of frame imperfections on bending moments in columns of 6–10 storeys showed that in comparison with the ideal frame 1st method of calculation gives bending moments more by 23.78 %. The use of Eurocode method gives bending moments in columns in comparison with ideal frame by 7.1 % more. Nonlinear calculation increases bending moments in columns compared to linear calculation by 7.0 %.

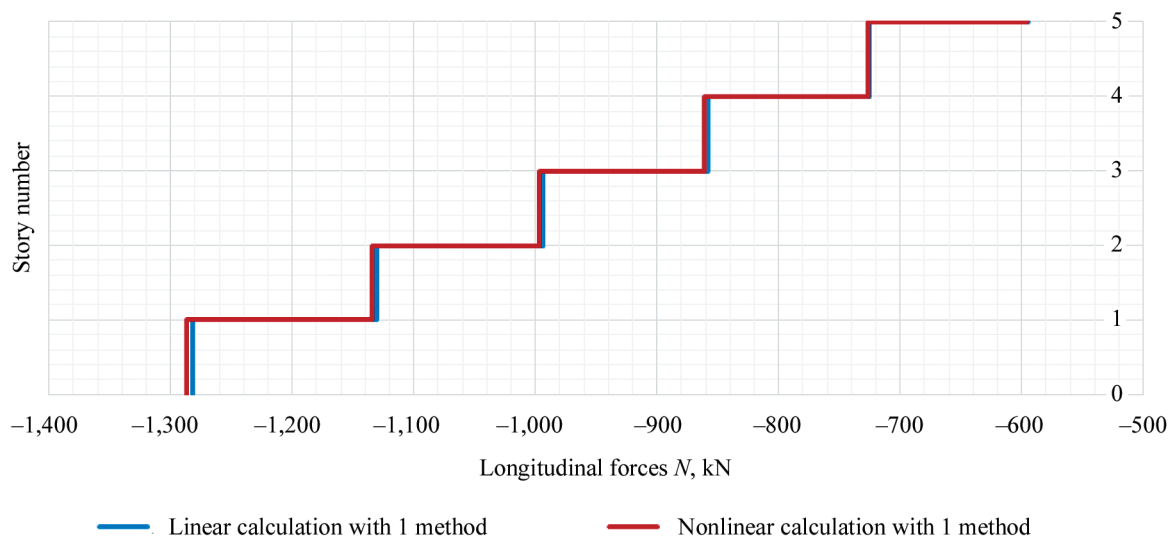


Fig. 6. Longitudinal forces in the middle column for 1–5 storeys with the 1st calculation method from the design combination of loads of forces

Table 2. Analysis of longitudinal forces in the middle columns of floors 1–5 from the design load combination

Linear calculation				Nonlinear calculation			
Story number	Perfect	1 way	2 way	Story number	Perfect	1 way	2 way
1	–1,280.58	–1,281.89	–1,289.44	1	–1,285.37	–1,286.73	–1,295.53
2	–1,128.83	–1,130.27	–1,136.38	2	–1,132.92	–1,134.38	–1,141.51
3	–992.83	–993.64	–998.84	3	–995.93	–996.74	–1,002.71
4	–857.75	–858.55	–862.14	4	–859.88	–860.68	–864.76
5	–724.94	–725.22	–728.02	5	–726.26	–726.54	–729.64

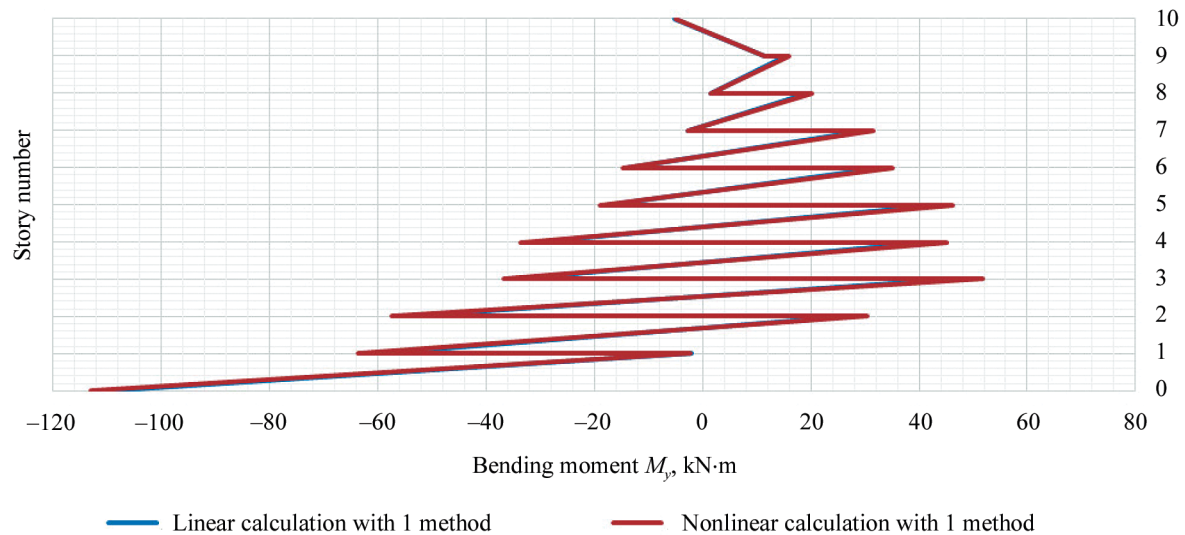


Fig. 7. Bending moments in the middle column with 1st calculation method from the design load combination

Table 3. Analysis of bending moments in the middle columns of floors 1–5 for the design load combination

Linear calculation				Nonlinear calculation			
Story number	Perfect	1 way	2 way	Story number	Perfect	1 way	2 way
1 bottom	–97.40	–109.00	–123.00	1 bottom	–102.00	–113.00	–130.00
1 top	–3.58	–2.03	2.38	1 top	–3.67	–2.26	2.93
2 bottom	–58.80	–59.20	–61.40	2 bottom	–63.40	–63.70	–66.60
2 tops	33.50	28.00	26.40	2 top	36.00	30.50	29.10
3 bottom	–46.10	–53.90	–63.10	3 bottom	–49.70	–57.50	–68.10
3 tops	45.30	48.10	55.40	3 tops	48.80	51.70	60.50
4 bottom	–34.70	–34.30	–35.00	4 bottom	–37.20	–36.80	–37.60
4 top	45.00	41.50	41.50	4 top	48.50	45.00	45.60
5 bottom	–26.50	–31.90	–38.50	5 bottom	–28.10	–33.60	–40.90
5 top	40.90	43.30	49.30	5 top	43.90	46.30	53.30

Table 4. Analysis of bending moments in middle columns of 6–10 storeys from design load combination

Linear calculation				Nonlinear calculation			
Story number	Perfect	1 way	2 way	Story number	Perfect	1 way	2 way
6 bottom	35.00	32.80	33.00	6 bottom	37.30	35.10	35.80
6 tops	–10.90	–14.30	–18.60	6 tops	–11.40	–14.80	–19.30
7 bottom	28.30	30.00	34.20	7 bottom	30.00	31.60	36.40
7 tops	–3.15	–2.61	–2.28	7 tops	–3.32	–2.77	–2.36
8 bottom	20.30	19.20	19.50	8 bottom	21.30	20.20	20.70
8 top	3.09	1.53	0.43	8 top	3.10	1.57	–0.43
9 bottom	14.50	15.40	17.60	9 bottom	15.10	16.00	18.40
9 top	11.10	11.60	12.20	9 top	11.20	11.60	12.30
10 bottom	–5.08	–5.18	–4.96	10 bottom	–4.82	–4.92	–4.66

Fig. 8 shows the variation of bending moments in the floor joists of the 1st floor for the ideal frame and 1st method of taking into account deviations from the design load combination.

Table 5 shows the bending moment analyses of the floor beams of 1.5 and 10 storeys.

The analysis of the influence of frame imperfections on the bending moments in the floor joists showed that the most significant influence of frame deflections had on the moments in the 1st floor joists. Compared to the ideal frame, the 1st calculation method gives bending moments higher by 1.5 %. Using Eurocode method

gives bending moments in the floor joists 5.2 % higher than in the 1st method.

When analyzing the results, it should be taken into account that the direct consideration of assembly and fabrication errors in the frame geometry is more correct, but requires the formation of more complex calculation schemes that take into account the frame geometry errors. Displacements and forces obtained by linear calculation of the frame structure do not differ much from the results of non-linear calculation, which allows to recommend the linear method of calculation for the frame structure.

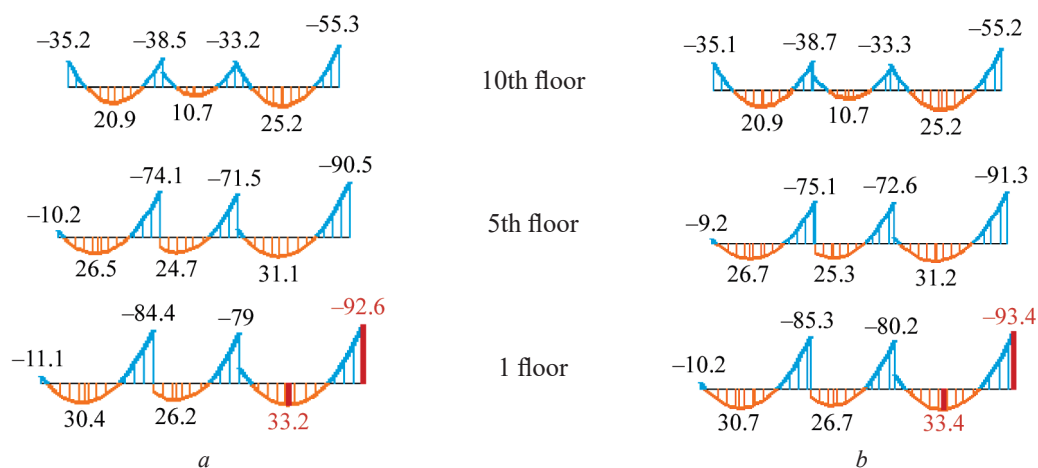


Fig. 8. Bending moments of floor beams of the 1st floor for ideal frame and 1st method of taking into account deviations from the design load combination: *a* — ideal frame (floor joists of 1.5 and 10 storeys); *b* — 1st method of deflection accounting (floor beams of 1.5 and 10 storeys)

Table 5. Bending moments in floor beams of 1, 5 and 10 storeys from design load combination

Bending moments, kN/m									
Story number	<i>Perfect</i>								
	B1			B2			B3		
	Axis B	Aisle	Axis V	Axis V	Aisle	Axis G	Axis G	Aisle	Axis D
1	11.10	-30.40	84.40	-12.00	-26.20	79.00	23.80	-33.20	92.60
5	10.20	-26.50	74.10	-15.10	-24.70	71.50	12.00	-31.10	90.50
10	35.20	-20.90	38.50	18.80	-10.70	28.20	33.20	-25.20	55.30
Story number	<i>1 way</i>								
	B1			B2			B3		
	Axis B	Aisle	Axis V	Axis V	Aisle	Axis G	Axis G	Aisle	Axis D
1	10.20	-30.70	85.30	-13.20	-26.70	80.20	23.00	-33.40	93.40
5	9.20	-26.70	75.10	-16.20	-25.30	72.60	11.30	-31.20	91.30
10	35.10	-20.90	38.70	18.80	-10.70	28.10	33.30	-25.20	55.20
Story number	<i>2 way</i>								
	B1			B2			B3		
	Axis B	Aisle	Axis V	Axis V	Aisle	Axis G	Axis G	Aisle	Axis D
1	6.51	-31.80	88.90	-17.70	-28.90	84.60	19.70	-33.90	96.90
5	5.94	-27.70	78.20	-20.10	-27.40	76.40	8.30	-31.90	94.30
10	34.90	-20.90	38.90	18.80	-10.70	28.20	33.10	-25.20	55.50

CONCLUSION AND DISCUSSION

On the basis of calculations of the stress-strain state of the frame of a multi-storey building it is established that direct accounting of manufacturing and assembly errors in the geometry of the frame allows a more accurate assessment of the frame performance. The use of Eurocode methodology with additional horizontal loads at the level of each storey with the use of frame structure leads to overestimated displacements and forces compared to the actual ones. It was found that the frame structure fabrication and installation errors:

- have little effect on the horizontal displacements, which increase to 0.33 % and on the longitudinal forces in the columns, which increase to 0.13 %;
- significantly affect the bending moments in columns of 1–5 storeys, which increase up to 12.0 %, and in columns of 6–10 storeys up to 23.78 %;
- when carrying out practical calculations to take into account the influence of frame deviations from

the design geometry, it is possible to calculate the idealized design scheme with multiplication of the results by correction factors: for bending moments in columns 1–5 floors $\gamma_{cM} = 1.12$ and in columns 6–10 floors $\gamma_{cM} = 1.24$. Displacements and longitudinal forces in columns obtained by the idealized frame calculation can be used in the design of the actual frame without correction factors;

- the changes in the bending moments in the floor beams obtained by the actual calculation can be neglected.

To reduce the deviations of the frame from the design geometry, it is necessary to follow technological measures to compensate for manufacturing and assembly errors.

The results obtained for the main study can be considered valid only for the considered frame design. To develop normative recommendations, it is necessary to conduct theoretical, experimental and numerical studies of a wide group of multi-storey frames.

REFERENCES

1. Kudishin Iu.I., Belenia E.I., Ignat'eva V.S. *Metal structures : textbook for students of higher educational institutions*. Moscow, Academy. 2008; 688. (rus.).
2. Tur'eva A.V. Steel frame of a multi-storey building: advantages and rigidity. *Severgeoe-kotekh-2013 : Materials of the XIV International Youth Scientific Conference : in 5 parts*. (Ukhta, March 20–22, 2013). Ukhta, 2013. (rus.).
3. Farrell T.Dzh., Pinon Dzh.P., Shein K.D. Construction of building fencing for modular construction. *3rd Conference on design and construction of residential buildings (March 2–3, 2016)*. State College, Pennsylvania. 2016; 12-28.
4. Ganiron Jr. T.U., Al'marve M. Prefabricated technology in modular housing construction. *International Journal of Advanced Science and Technology*. 2014; 73:51-74. DOI: 10.14257/ijast.2014.73.04
5. Lebed' E.V., Ibragimov A.M. *Designing a metal frame of a multi-storey building : educational and methodical manual*. Moscow, MISI – MGSU, 2020. (rus.).
6. Tusnin A.R., Rybakov V.A., Nazmeeva T.V. *Design of metal structures. Part 2: Metal structures. Special course : textbook*. Moscow, Pero Publ., 2020; 436. (rus.).
7. Vasil'ev A.A., Dzirko S.V., Mikhasev V.A. *Defects in manufacturing, installation, construction of elements and structures of buildings and structures: an educational method manual*. Gomel, BelGUT, 2010; 147. (rus.).
8. Krokhavev V.G., Chebykin A.A. *Technology of manufacturing metal structures*. Yekaterinburg, House of the Ural University. 2017; 180. (rus.).
9. Goreva. V.V. *Metal structures. Special structures and structures : in 3 volumes*. Vol. 3. Moscow, Higher School Publ., 2002; 544. (rus.).
10. Kudishin Yu.I. *Metal structures*. Moscow, Academy Publ., 2011; 688. (rus.).
11. Statsenko A.S. *Installation of steel and reinforced concrete structures : textbook*. Minsk, Republican Institute of Vocational Education (RIPO), 2016; 468.
12. Dhiman S., Nauman M., Islam N. *Behaviour of multistorey steel structure with different types of bracing systems*. International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES). 2015; 4(1):70-82.
13. Novoselov A.A., Khusenova I.A. The influence of the type of connections on the deformability of the frame of a multi-storey building with a steel frame. *Questions of Construction and Engineering Equipment of Railway Transport Projects : materials of the scientific and practical conference (Novosibirsk, March 22, 2017)*. Novosibirsk, 2017; 27-34. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=32171892> (rus.).
14. Vedyakov I.I., Konin D.V., Odessa P.D. *Steel structures of high-rise buildings*. Moscow, ASV Publ., 2014; 272. (rus.).
15. Khamati Yu. Control of the accuracy of the installation of steel frame structures. *Days of Student Science : collection of reports of the scientific and technical conference on the results of research works of students of the Institute of Construction and Architecture (ISA) NRU MGSU (Moscow, February 28 – March 4, 2022)*. Moscow, 2022; 917-919. (rus.).
16. Tsaritova N.G., Lagutina D.R. Analysis of existing nodal joints of spatial structures and develop-

ment of a hinged node. *Modern Construction and Architecture*. 2020; 4(20):26-30. DOI: 10.18454/mca.2020.20.3 (rus.).

17. *Efficient residential buildings on a steel frame : methodical manual/Engineering Center of the Association for the Development of Steel Construction*. Moscow, AXIOM GRAPHICS UNION, 2018; 41. (rus.).

18. Konin D.V. Statistical evaluation of inaccuracies in the installation of columns of metal frames of

high-rise buildings. *Construction Mechanics and Calculation of Structures*. 2010; 6:12-19. (rus.).

19. *Metal structures : handbook* / ed. by V.V. Kuznetsov. Moscow, ASV Publ., 1999; 528. (rus.).

20. Smirnov V.V., Svittsov M.A., Shileeva A.Yu., Shikhova E.N., Ponikarova Yu.E. Analysis of defects and damages of metal structures of buildings of metallurgical industries. *European Science*. 2015; 8(9):51-54. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=24482921> (rus.).

Received May 25, 2023.

Adopted in revised form on July 24, 2023.

Approved for publication on July 24, 2023.

B I O N O T E S : **Youssef R. Hamaty** — postgraduate student of the Department of Metal and Wooden Structures, researcher, engineer; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1120236; YoussefHamaty@outlook.com;

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.

Contribution of the authors: all authors made an equal contribution to the preparation of the paper.

The authors declare that there is no conflict of interest.