

Научная статья

УДК 624.075

DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-3-452-463>

EDN: ICGWNL



ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ МЕЖДУ ПОЯСАМИ ЧЕТЫРЕХПОЯСНЫХ БАШЕН

Ю.В. Краснощеков¹ ✉, М.Ю. Заполева²¹Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ),
г. Омск, Россия²ООО СМУ-175 «Радиострой»

г. Омск, Россия,

✉ ответственный автор

uv1942@mail.ru

АННОТАЦИЯ

Введение. В статье приведены результаты исследования особенностей расчета четырёхпоясных башен в зависимости от направления ветровой нагрузки. Цель статьи – выявление условий перераспределения усилий в поясах решётчатой башни при действии ветровой нагрузки по диагонали квадратного сечения и потери устойчивости наиболее сжатого пояса. Обращено внимание на то, что при развитии процесса потери устойчивости сжатого пояса он не выключается полностью, а продолжает частично нести нагрузку. Полученные данные свидетельствуют о возможности расчета всех элементов и башни в целом по единой схеме А (давление ветра на грань башни) с учетом коэффициента угла воздействия ветра. В примере расчета получены графические зависимости усилий в поясах от отпорности.

Материалы и методы. Особенностью расчёта четырёхпоясных башен является зависимость усилий в поясах от направления ветровой нагрузки. По максимальным усилиям сжатия при действии ветра на ребро и изгибе башни принимаются сечение и длина панели всех поясов. Образующийся при этом резерв прочности и жесткости башни из двух поясов в предельном состоянии, принятом в нормах проектирования, реализовать не представляется возможным, так как предельное состояние сжатых поясов принимается по условию устойчивости в форме бифуркации. Если предельное состояние панелей поясов принимать по условию несущей способности в закритической стадии деформирования, то предоставляется возможность расчетного перераспределения сжимаемых усилий на резервные пояса. В приведенном примере для анализа перераспределения усилий между поясами при потере устойчивости наиболее сжатого пояса по расчетной схеме Б (давление ветра на ребро башни) используется критерий отпорности.

Выводы. Результаты моделирования расчета башни в ПК ЛИРА показали, что учет закритического деформирования сжатого пояса в упругой стадии допускает возможность выполнять расчет всех элементов и башни в целом по единой схеме А (давление ветра на грань башни) с учетом коэффициента угла воздействия ветра. При этом даже с увеличением значения коэффициента до 1,4 (вместо 1,2) эффективность расчета больше традиционного. Результаты исследования могут быть основанием для уменьшения расчетной длины элементов наиболее сжатого пояса по расчетной схеме Б.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: стальные конструкции, решётчатая четырехпоясная башня, сжатый пояс башни, устойчивость, расчётная длина ветви, отпорность, перераспределение усилий

Статья поступила в редакцию 16.04.2024; одобрена после рецензирования 31.05.2024; принята к публикации 04.06.2024.

Все авторы прочитали и одобрили окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: авторы не имеют финансовой заинтересованности в представленных материалах и методах. Конфликт интересов отсутствует.

Для цитирования: Краснощеков Ю.В., Заполева М.Ю. Перераспределение усилий между поясами четырёхпоясных башен // Вестник СибАДИ. 2024. Т. 21, № 3. С. 452-463. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-3-452-463>

© Краснощеков Ю.В., Заполева М.Ю., 2024



Контент доступен под лицензией
Creative Commons Attribution 4.0 License.

Origin article
DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-3-452-463>
EDN: SLVGXA

REDISTRIBUTION OF EFFORTS BETWEEN THE BELTS OF FOUR-BELT TOWERS

Yury V. Krasnoshchyokov¹ ✉, Maria Y. Zapoleva²

¹Siberian State Automobile and Highway University (SibADI),
Omsk, Russia

²ООО SMU-175 Radiostroi
Omsk, Russia,

✉ corresponding author
uv1942@mail.ru

ABSTRACT

Introduction. The article presents the results of a study of the calculation features of four-belt towers depending on the direction of a wind action. The purpose of the article is to identify the conditions for the redistribution of forces in the belts of a grid tower under the action of a wind load along a diagonal of a square section and loss of stability of the most compressed belt. The attention is drawn to the fact that with the development of the process of loss of stability of the compressed belt, it does not turn off completely, but continues to partially carry the load. The data obtained indicate that it is possible to calculate all the elements and the tower as a whole according to a single scheme A (a wind pressure on the face of the tower), taking into account the coefficient of the wind angle. In the calculation example, graphical dependences of the forces in the belts on the resistance are obtained.

Materials and methods. A feature of the calculation of four-belt towers is the dependence of the forces in the belts on the direction of the wind load. According to the maximum compression forces under the action of wind on the rib and bending of the tower, the cross section and length of the panel of all belts are assumed. The resulting reserve of strength and rigidity of the tower of the two belts in the limiting state adopted in the design standards is not possible to implement, since the limiting state of the compressed belts is assumed by the condition of stability in the form of bifurcation. If the limiting state of the belt panels is assumed according to the condition of bearing capacity in the supercritical stage of deformation, then it is possible to calculate the redistribution of compressible forces to reserve belts. In the given example, the criterion of resistance is used to analyze the redistribution of forces between the belts when the stability of the most compressed belt is lost according to the design scheme B (wind pressure on the tower rib).

Conclusions. The results of modelling the tower calculation in the LIRA PC showed that taking into account the supercritical deformation of the compressed belt in the elastic stage makes it possible to calculate all the elements and the tower as a whole according to a single scheme A (a wind pressure on the face of the tower), taking into account the coefficient of the wind angle. At the same time, even with an increase in the coefficient value to 1.4 (instead of 1.2), the calculation efficiency is greater than the traditional one. The results of the study may be the basis for reducing the estimated length of the elements of the most compressed belt according to the calculated scheme B.

KEYWORDS: steel structures, grid four-belt tower, compressed tower belt, stability, estimated branch length, resistance, redistribution of efforts

The article was submitted 16.04.2024; approved after reviewing 31.05.2024; accepted for publication 04.06.2024.

All authors have read and approved the final manuscript.

Financial transparency: the authors have no financial interest in the presented materials or methods. There is no conflict of interest.

For citation. Krasnoshchyokov Y.V., Zapoleva M.Y. Redistribution of efforts between the belts of four-belt towers. The Russian Automobile and Highway Industry Journal. 2024; 21(3): 452-463. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-3-452-463>

© Krasnoshchyokov Y.V., Zapoleva M.Y., 2024



Content is available under the license
Creative Commons Attribution 4.0 License.

ВВЕДЕНИЕ

Решётчатые башни разных видов и назначений представляют собой пространственные системы из стержневых элементов: неразрезных поясов (ветвей) и решётчатых связей^{1,2} [1, 2, 3]. Наиболее распространены четырёхпоясные башни, особенностью расчёта которых является зависимость усилий в поясах от направления ветровой нагрузки. Наиболее опасные направления ветра W при расчёте решетки (А) и поясов (Б) показаны на рисунке 1.

В предварительных расчётах рекомендуется полностью передавать нормальные силы N и моменты M на пояса, а поперечные силы – на решетку, рассматривая башню как статически определимую систему. Наибольшие нормальные усилия в сжимаемом поясе башни при ширине граней b и давлении ветра по диагонали сечения допускается определять по формуле³

$$N_1 = - \frac{N}{4 \cos \gamma} \pm \frac{M_1}{b \sqrt{2} \cos \gamma}, \quad (1)$$

где γ – угол между поясом и вертикалью (на рисунке 1 $\gamma=0$).

При расчёте по схеме А нормальные усилия в сжатых поясах меньше, чем по схеме Б, и равны

$$N_{1,2} = - \frac{N}{4 \cos \gamma} \pm \frac{M}{2b \cos \gamma}. \quad (2)$$

Усилия, вычисленные по формуле (1), в 1,7 раз больше усилий, полученных по формуле (2). По максимальным усилиям принимаются поперечные сечения поясов, поэтому направление ветровой нагрузки на ребро считается неблагоприятным для работы поясов решётчатых башен.

Несущая способность сжатых поясов обычно характеризуется их устойчивостью, определяемой по наибольшему усилию (1) при $M_1 = k_1 M$. Согласно СП 20 коэффициент угла воздействия ветра $k_1 = 1,2$. По Еврокоду EN 1993-3-1 подобный коэффициент принимается в зависимости от угла воздействия к нормали грани в плане, коэффициента сплошности и при $\theta = 45^\circ$ (направление ветра по ди-

агонали конструкции квадратного сечения) может быть равным от 1 до 1,4.

На практике усилия в стержневых элементах решётчатых башен и горизонтальные перемещения верха сооружения, как правило, вычисляют по сертифицированным программным комплексам, реализующих метод конечных элементов [4, 5]. При расчёте на ЭВМ, в отличие от расчёта по приближенным формулам (1) и (2), учитывается упругое взаимодействие поясов с решеткой, поэтому усилия в поясах могут перераспределяться по мере уточнения компоновки статически неопределимой системы башни.

Например, программный комплекс ЛИРА, разработанный для применения в разных странах, предоставляет возможность проверки общей устойчивости с определением коэффициента запаса и формы потери устойчивости [5]. Реализованный вариант расчёта на общую устойчивость предполагает, что распределение продольных сил N в элементах уже известно (вычислены с помощью линейного процессора через критический параметр нагрузки), но ничего общего с расчётом по нормам РФ не имеет. Расчёт сводится к отысканию значения числового параметра λ по Эйлеру (коэффициент запаса общей устойчивости), соответствующего потери устойчивости при продольной силе λN .

Следует отметить, что программные комплексы регулярно совершенствуются с учётом изменений норм EN 1933-1-1. Европейскими нормами 1993-3-1 (проектирование стальных конструкций башен и мачт) допускается на начальном этапе рассчитывать решётчатые опоры без учёта сдвиговых деформаций за исключением башен с преобладающей нагрузкой вершины⁴.

В последнее время проведены многочисленные исследования влияния нагрузок и решетки на усилия в поясах башен при упругом деформировании элементов. На основании результатов численного исследования решётчатой башни призматической формы сделан вывод о тождественности статических расчётов для схем А и Б, а также о неопределённости влияния динамической компоненты ветровой нагрузки [6].

¹ Мельников Н.П. Антенные сооружения (Башни, мачты, радиотелескопы). М.: Знание, 1969. 48 с.

² Павловский В.Ф., Кондра М.П. Стальные башни (Проектирование и монтаж). Киев. Будівельник, 1979. 198 с.

³ Металлические конструкции. В 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения / под ред. В.В. Горева. М.: Высш. шк., 2002. С. 103.

⁴ Гарднер Л., Нетеркот Д. А. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 3. М.: МГСУ, 2012. 224 с.

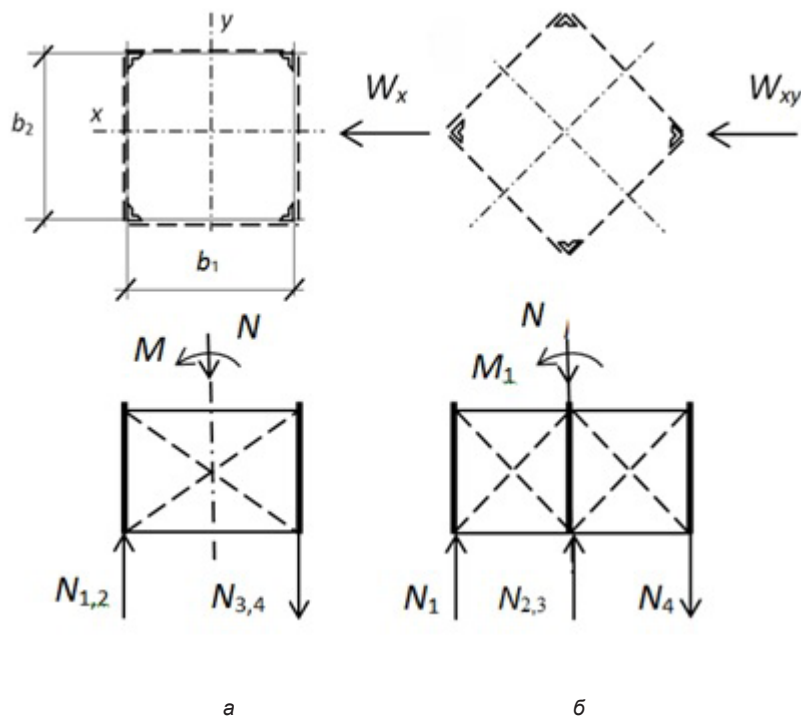


Рисунок 1 – Схемы наиболее опасных направлений ветра:
а – при расчёте решетки; б – при расчёте поясов
Источник: составлено авторами.

Figure 1 – Diagrams of the most dangerous wind directions:
a – when calculating the grid; b – when calculating the belts
Source: compiled by the authors.

При исследовании пирамидальной башни квадратного сечения с различной решеткой и жестком креплении раскосов к поясам, выполненным в ПК ЛИРА-САПР 2013, получено, что наибольшие усилия распределяются с поясов на элементы крестово-шпренгельной и крестовой решетки при действии ветровой нагрузки по схеме Б [7]. При аналогичном исследовании призменной башни наибольшие усилия в поясах также получены по схеме Б, но усилия в раскосах оказались для некоторых типов решетки больше по схеме А [8]. Таким образом, усилия в поясах, полученные методом конечных элементов, отличаются от определенных по формулам (1) и (2), так как учитывают взаимодействие поясов с решеткой.

Несущая способность элементов при действии сжимающих усилий (местная устойчивость) обычно проверяется вручную как при

центральной сжатии. Следует обратить внимание на то, что предельное состояние сооружения, определяемое по усилиям схемы Б, характеризуется устойчивостью одного сжатого элемента (N_1), а при расчете по схеме А пары сжатых поясов (N_1 и N_2)⁵. В то же время несущая способность двух поясов, расположенных по диагонали, перпендикулярной к направлению нагрузки W_{xy} по схеме Б, не используется, так как от действия момента $N_2 = N_3 = 0$.

Однако из рисунка 2 видно, что даже удаление одного элемента сжатого пояса в расчетной схеме Б практически не влияет на жесткость сооружения. Этот факт можно объяснить только перераспределением усилий с крайнего сжатого пояса на незагруженные до его отказа средние пояса без снижения нагрузки. Раскосы, показанные на рисунке 2, оказывают незначительное влияние.

⁵ Солодарь М.Б., Кузнецова М.В., Плишкин Ю.С. Металлические конструкции вытяжных башен. Л.: Стройиздат. 1975. 186 с.

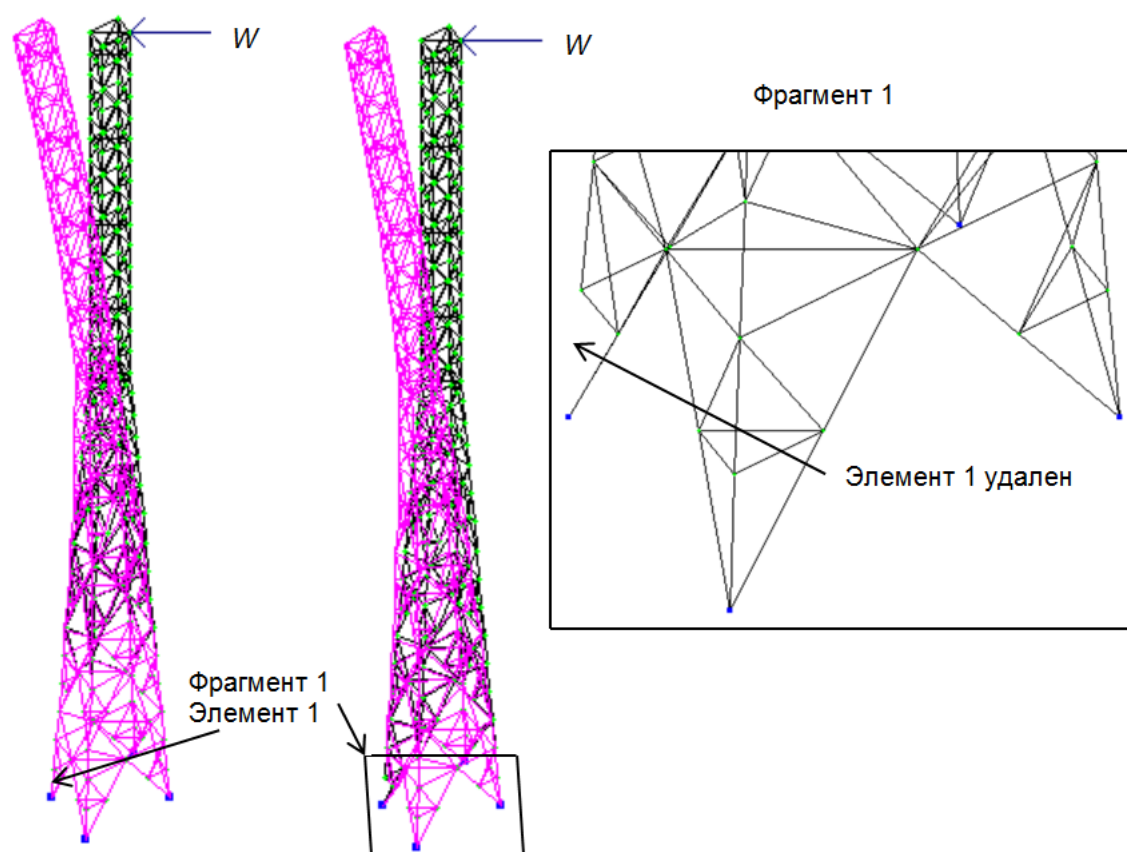


Рисунок 2 – Схемы четырехветвевой башни при отказе элемента сжатого пояса
Источник: составлено авторами.

Figure 2 – Diagrams of a four-branched tower in case of failure of a compressed belt element
Source: compiled by the authors.

Проблема перераспределения усилий в решетчатых башнях мало изучена. Исследования В.И. Трофимова показали, чем больше начальный прогиб элемента пояса, тем значительней снижается усилие на изогнутый пояс, т.е. более интенсивно происходит перераспределение нагрузки на прямые пояса⁶. Однако при прогибах до 1/400 перераспределение в экспериментах практически не наблюдается. Деформирование искривленных стержней под действием продольных сжимающих сил происходит за счет обжатия и изгиба. При малой величине искривления и жестких стержнях сближение концов за счет изгиба невелико. Для стержней гибкостью $\lambda = 60$, характерной для поясов башен, оно не более 2% даже с учетом краевой текучести. Волновое искривление всех панелей пояса, что возможно

при некачественной сварке, более опасно, чем местное искривление одной панели пояса, возникшее от ударных воздействий. При подобном характере искривления начальная стрелка в 1/450 может быть допущена как предельная, при этом несущая способность пояса снижается примерно на 3%.

Цель статьи – выявление условий перераспределения усилий в поясах решетчатой башни при действии ветровой нагрузки по диагонали квадратного сечения и потери устойчивости наиболее сжатого пояса.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для расчёта опор башенного типа применяется модель пространственной системы, наряду с проверкой отдельных элементов которой, следует учитывать возможность до-

⁶ Трофимов В.И. Исследование устойчивости и несущей способности металлических конструкций типа опор линий электропередачи. М.; Л.: Госэнергоиздат, 1963. 320 с.

стижения предельного состояния системы в целом [9]. Система в целом рассматривается как сквозной стержень или стержень сквозного сечения. Считается, что несущая система башни характеризуется, прежде всего, общей устойчивостью сооружения и зависит от местной устойчивости сжатых элементов. Оба вида устойчивости относят к одной группе предельных состояний.

Условность раздельной проверки общей устойчивости стержня в целом и местной устойчивости отдельных ветвей отмечал В.В. Горев⁷ [10]. Он предлагал выполнять расчёт сквозных стержней по деформированной схеме с учётом взаимодействия общей и местной форм потери устойчивости по обобщённой зависимости, в которой критическое напряжение $\sigma_{cr} = \varphi_b \varphi R_y$ представлено как сопротивление стали с коэффициентом устойчивости ветви при расчётной длине, равной расстоянию между узлами соединительной решетки, и коэффициентом устойчивости сквозного стержня, определяемым в зависимости от условной приведенной гибкости стержня

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\varphi_b R_y / E}. \quad (3)$$

Как видно из приведенных формул, во взаимодействии форм потери устойчивости В.В. Горев отдаёт предпочтение местной форме, принимая общую форму в непосредственной зависимости от местной.

Предложение В.В. Горева критически оценивает проф. Г.И. Белый, поскольку оно неоправданно занижает общую устойчивость решётчатого стержня [11]. Г.И. Белый приводит решение для проверки общей устойчивости по критическому напряжению $\sigma_{cr} = \varphi_{e,d} R_y$, которое включает дополнительную зависимость от коэффициента устойчивости ветви.

На основе экспериментальных исследований и компьютерного моделирования развивается теория расчёта общей и местной устойчивости сжатых стержневых конструкций [12, 13, 14, 15, 16]. Автор нового подхода к расчёту устойчивости И.Д. Грудев определяет критическое состояние потери устойчивости по критерию достижения сжимающим усилием максимального значения в стержне с начальной

погибью⁸ [17]. Он утверждает, что можно отказаться от использования коэффициента продольного изгиба и от понятия расчётных длин сжатых стержней, вследствие чего расчёт становится менее трудоёмким и более точным. Что касается расчёта сквозных стержней, в качестве которых рассматриваются башни в целом, методика, изложенная в СП, по его мнению, неудовлетворительна не только по сложности и точности, но и в части представления процесса потери устойчивости.

Основанный на естественном критерии «нулевой отпорности» метод И.Д. Грудева связан с определением как докритического, так и закритического деформирования. По Грудеву несущая способность элемента конструкции определяется критическим состоянием, когда сжимающая сила достигает своего максимума, но другие параметры (прогибы, углы поворота, моменты) продолжают возрастать. Аргументом процесса деформирования принимается не сжимающее усилие, а монотонно возрастающий параметр сближения концов элемента. Состояние стержня с нулевой отпорностью является критическим и соответствует состоянию безразличного равновесия, когда перемещения увеличиваются без увеличения нагрузки. В закритической области деформации нарастают при падающей нагрузке и уменьшении продольного усилия, но остальные функции (деформации сжатия и изгиба) продолжают возрастать, что способствует перераспределению усилий в статически неопределённых конструкциях. При этом сохраняется действие гипотезы плоских сечений.

Критерий отпорности для исследования устойчивости использовали многие исследователи. Н.В. Корноухов рассматривал отпорность конструктивной системы как сопротивление росту деформаций при потере устойчивости второго рода, когда достигнув максимума, начинает уменьшаться с ростом деформаций. Такая потеря устойчивости связана либо с большими упругими деформациями, либо полностью за пределом упругости (задачи предельного равновесия)⁹.

Предельное состояние потери устойчивости по критерию отпорности развивает А.В. Геммерлинг¹⁰. Он определяет отпорность

⁷ Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций / под ред. В.В. Горева. М.: Высш. шк., 2004. 551 с.

⁸ Грудев И.Д. Несущая способность сжатых элементов стержневых конструкций. М.: НИУ МГСУ, 2012. 387 с.

⁹ Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. М.: Стройиздат, 1949. 376 с.

¹⁰ Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем. М.: Стройиздат, 1974. 207 с.

как жесткость, характеризующую способность конструкции противодействовать приращению воздействия. А.В. Геммерлинг различает три случая применения расчетного критерия нулевой отпорности или три формы предельных состояний с отрицательной, нулевой и положительной отпорностью в запредельном состоянии. В частности, если отпорность в запредельной стадии нулевая, конструкция «течет» и обрушения не наступает. Все три формы неравнозначны в первую очередь по последствиям, поэтому они должны отличаться своей обеспеченностью. По мнению А.В. Геммерлинга, равновесное состояние стержня в закритической стадии возможно лишь в случаях, когда ему в момент достижения критического состояния будет оказана внешняя поддержка элементов статически неопределимой системы с достаточной отпорностью.

А.В. Перельмутер считает систему отпорной, если при любом ее деформировании изменение потенциальной энергии будет положительным [18]. Он допускает возможным практическое использование 1%-ого уровня отпорности конструкции диафрагм для определения её расчетной несущей способности.

Таким образом, существуют два метода оценки потери несущей способности стержневых конструкций при сжатии. В нормах проектирования используется классический метод потери устойчивости в форме бифуркации. В связи с развитием вычислительной техники и особенно с совершенствованием конечно-элементных расчетных моделей развивается метод, основанный на анализе изменяющегося поведения системы в зависимости от интенсивности загрузки, например, в форме кривой состояния равновесия (рисунок 3).

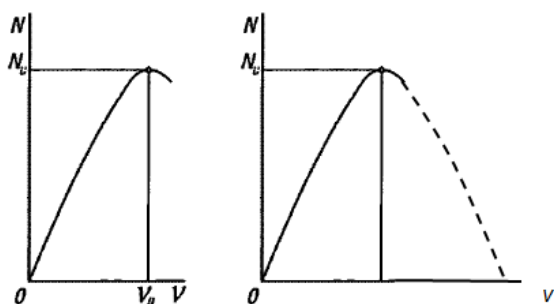


Рисунок 3 – Кривые состояния равновесия
Источник: составлено авторами.

Figure 3 – Equilibrium state curves
Source: compiled by the authors.

При расчете центрально сжатых стержней по нормам РФ зависимость усилий N и дефор-

маций v принимается по кривой состояния равновесия только в режиме увеличения параметров до предельных значений. Использование принципа отпорности предполагает наличие в кривой состояния равновесия ниспадающей ветви, способствующей перераспределению усилий между поясами. При расчете по схеме Б равновесное состояние стержня в запредельной стадии обеспечено, так как в момент достижения критического состояния ему оказывается внешняя поддержка элементов (средних поясов) статически неопределимой системы башни.

Для анализа перераспределения усилий между поясами при потере устойчивости наиболее сжатого пояса по расчетной схеме Б используется критерий отпорности. При этом доля или процент осевой жесткости пояса понимается как коэффициент отпорности.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ МЕЖДУ ПОЯСАМИ

Объектом исследования является четырёхпоясная решетчатая башня. Конечно-элементная модель башни в ПК ЛИРА приведена на рисунке 1.

Экспериментальное исследование выполнено с целью выявления процесса перераспределения усилий между поясами четырехгранной башни при давлении ветровой нагрузки по диагонали сечения в результате потери устойчивости крайнего сжатого пояса. Расчет производился при упругом деформировании элементов.

Четырёхветвевая башня имеет высоту пирамидальной части $H_1 = 36$ м, призмной $H_2 = 28,8$ м, общая высота $H = 64,8$ м (см. рисунок 1). Квадратное сечение в плане образовано расстояниями между осями ветвей (поясов) в нижнем основании пирамиды $b_1 = 7,07$ м и в верхнем основании (оно же в сечении призмы) $b_2 = 2,4$ м. Ветви башни приняты: в опорной секции пирамиды из L160×12 ($J_{\min} = 376$ см⁴, $A_b = 37,4$ см², $i_{\min} = 3,17$ см), призмы – от L140×10 до L90×8. Высота панели (расстояние между узлами) ветви: пирамиды $l_{b1} = 2,41$ м, призмы $l_{b2} = 1,8$ м. Класс стали С 255 ($R_y = 240$ Н/мм², $E = 2,06 \cdot 10^5$ Н/мм²).

Максимальный изгибающий момент, действующий по диагонали башни, $M_1 = 6500$ кН·м. Максимальные расчётные значения усилия в сжатой ветви, полученные по ПК ЛИРА: без учёта момента $N = 50$ кН, с учётом момента $N_1 = 700$ кН, от момента $N_1 = 650$ кН.

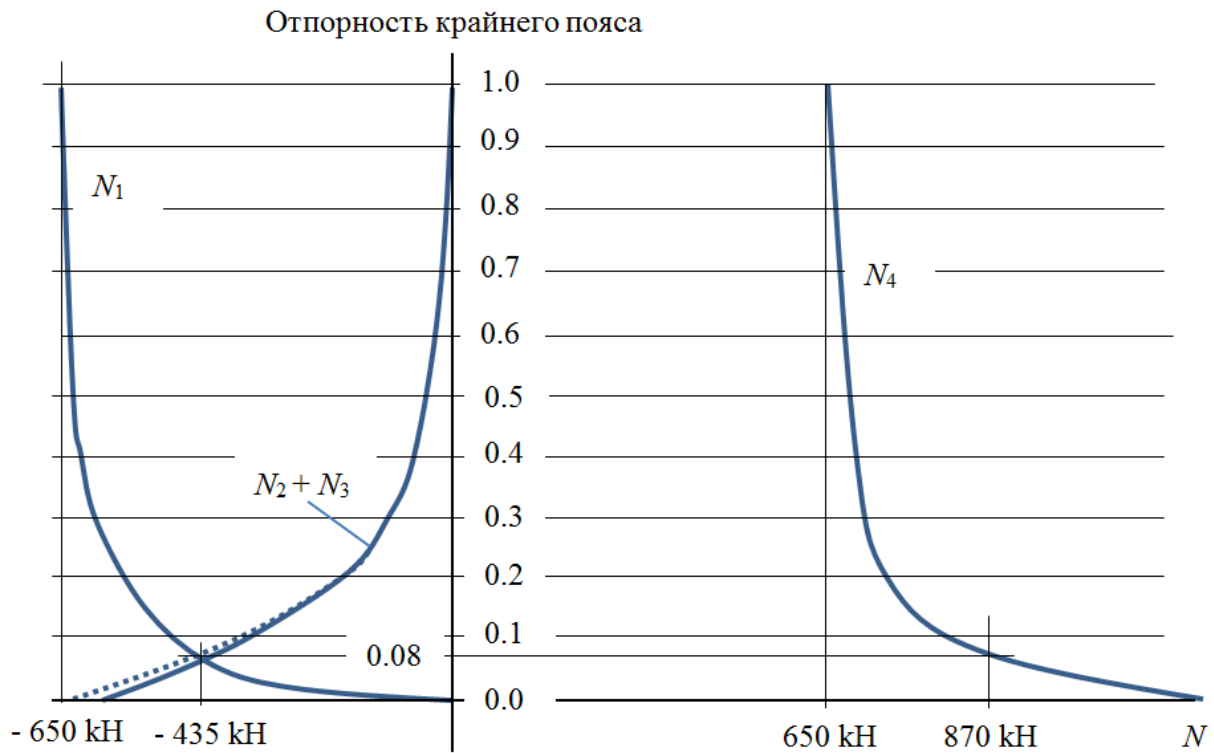


Рисунок 4 – Зависимости усилий в поясах от отпорности крайнего сжатого пояса
Источник: составлено авторами.

Figure 4 – Dependence of the forces in the belts on the resistance of the extreme compressed belt
Source: compiled by the authors.

Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения выполняется по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый в зависимости от условной гибкости

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}. \quad (5)$$

При расчетной длине $l_{ef} = l_{b1}$ гибкость ветви в пирамиде $\lambda = 241/3,17 = 76$. Приведенная гибкость $\bar{\lambda} = 76 \sqrt{240/206000} = 2,59 < 2,7$. Коэффициент устойчивости (тип сечения b по таблице 7 СП 16) $\varphi = 0,725$. Условие устойчивости (4) не выполняется, так как $700000/0,725 \cdot 3740 \cdot 240 \cdot 1 = 1,07 > 1$.

Основная предпосылка исследования: при потере устойчивости элемента наиболее сжа-

той ветви деформации оси элемента увеличиваются, но сопротивление не прекращается с соблюдением равновесия $N = EA$ на каждом этапе измерения усилий. Сопротивление (усилие N_1 панели нижнего яруса башни) характеризуется отпорностью, которая в данном случае выражается в долях от осевой жесткости сжимаемого крайнего пояса EA . Последовательно при каждом значении отпорности от 1 до 0 фиксируются усилия во всех ветвях нижнего яруса башни. При отпорности, равной 0, получены усилия с удаленной панелью (см. рисунок 2). Измерялись усилия не только в элементах поясов, но и раскосов.

По мере снижения отпорности зафиксированы неравномерные уменьшения усилий N_1 в крайнем сжатом стержне и увеличения сжимаемых усилий в средних стержнях N_2 и N_3 , а также растягивающего усилия N_4 . Происходит перераспределение усилий между поясами практически без изменения общего изгибающего момента на башне.

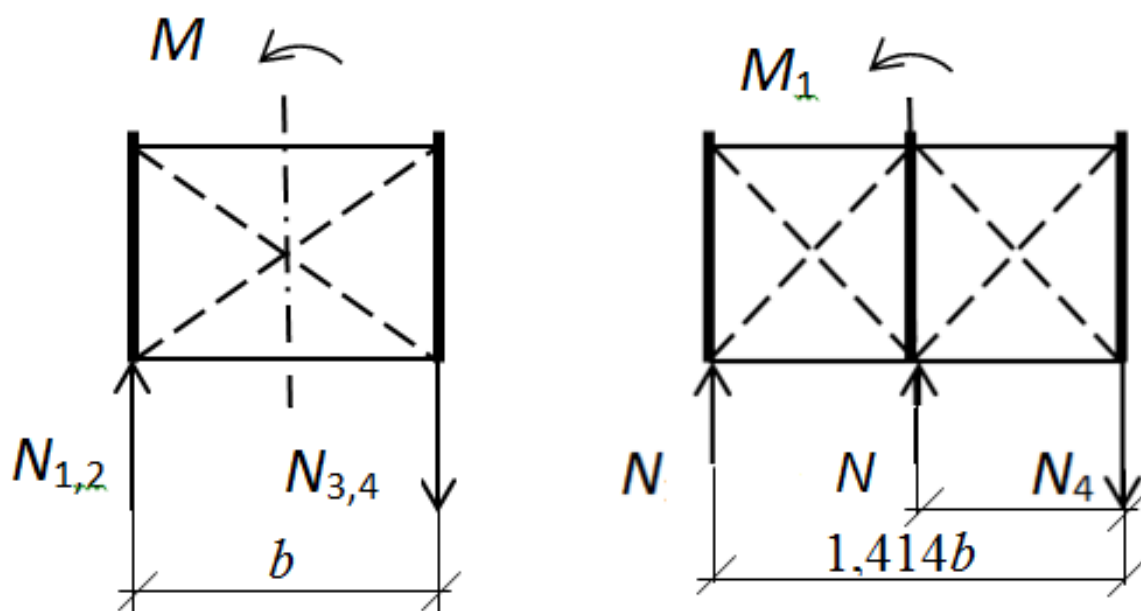


Рисунок 5 – К сравнению расчетных схем А и Б
Источник: составлено авторами.

Figure 5 – Comparison of calculation schemes A and B
Source: compiled by the authors.

При исследовании башня загружалась единичной силой, как показано на рисунке 2. График изменения усилий приведен на рисунке 4; значения усилий, приведенные на графике, соответствуют действию общего изгибающего момента без учета вертикальной нагрузки. Влияние раскосов ощутимо проявляется только на суммарное усилие $N_2 + N_3$ при отпорности менее 0,1 (точечная линия на графике). Получено равенство усилий $N_1 \approx N_2 + N_3$ при отпорности около 0,8.

Кривые, приведенные на рисунке 4, характерны для поясов любой четырехпоясной решетчатой башни, загруженной по схеме Б. По результатам рассмотренного примера проверяли следующие условия:

1. Момент усилий сжатых поясов относительно оси растянутого пояса равен моменту от внешних сил, действующих выше рассматриваемого сечения башни. В опорном сечении расстояние между крайними поясами по диагонали $1,414b = 10$ м. При отпорности, равной 1, расчетный момент $M_1 = 6500$ кН·м. При отпорности 0,08 и $N = N_1 = N_2 + N_3$, получим

$$N \cdot 1,414b + N \cdot 0,707b/2 = M_1. \quad (6)$$

Отсюда $N = 6500/15 = 435$ кН.

2. Сумма усилий сжатых поясов равна усилию растянутого пояса $2N = N_4$. Получено $2 \cdot 435 = 870$ кН.

3. Прочность растянутого пояса без учета усилий от вертикальной нагрузки $R_y A = 240 \cdot 3740 \cdot 10^{-2} = 898$ кН > 870 кН.

При нулевой отпорности усилие в растянутом поясе увеличивается до 1300 кН, $N_1 = 0$ и $N_2 + N_3 = 650$ кН.

Исходя из условности полученных данных, примем значение усилия в крайнем сжатом поясе с учетом влияния равномерно распределенной по всем поясам вертикальной нагрузки $N = 870 + 50 = 920$ кН как условно критическое в традиционной форме бифуркации и равное усилию в растянутом поясе. Увеличение критического усилия по сравнению с заданным $N_1 = 700$ кН возможно при уменьшении расчетной длины стержневого элемента. Для рассматриваемого примера коэффициент свободной (расчетной) длины $\mu = (700/920)^{1/2} = 0,87$. При отпорности менее 0,08 коэффициент расчетной длины может быть еще меньше. Если $I_{ef} = 0,87I_{b1}$ гибкость ветви в пирамиде $\lambda = 0,87 \cdot 241/3,17 = 66,1$; $\bar{\lambda} = 66,1 \sqrt{240/206000} = 2,26$; $\varphi = 0,784$. Условие устойчивости сжатого стержня выполняется $700000/0,784 \cdot 3740 \cdot 240 \cdot 1 = 0,99 < 1$.

Сопоставим усилия, полученные по схеме Б, с усилиями по схеме А (рисунок 5). В рассматриваемом примере получено: изгибающий момент и сжимающее усилие по схеме Б: $M_1 = 6500 \text{ кН}\cdot\text{м}$, по (6) $N = 435 \text{ кН}$; по схеме А: $M = 6500/1,2 = 5417 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N = 5417/2 \cdot 7,07 = 383 \text{ кН}$. Если по схеме А принять $M = M_1$, то $N = 6500/2 \cdot 7,07 = 460 \text{ кН} > 435 \text{ кН}$. Это означает, что при принятых условиях схема А более опасна.

Полученные результаты основаны на упругих деформациях элементов. Расчёты на общую и местную устойчивость взаимосвязаны. Условием устойчивости (4) проверяется несущая способность башни в целом и элементов нижнего пояса ветви. Учитывая малую вероятность одновременного совпадения начальных несовершенств для всего стержня и отдельной панели ветви, а также наличие резервов несущей способности поясов, при расчете по схеме Б возможно снижение коэффициента расчётной длины μ_b между узлами наиболее сжатой ветви.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Особенностью расчёта четырёхпоясных башен является зависимость усилий в поясах от направления ветровой нагрузки. По максимальным усилиям сжатия при действии ветра на ребро и изгибе башни принимаются сечение и длина панели всех поясов. Образующийся при этом резерв прочности и жесткости башни из двух поясов в предельном состоянии, принятом в нормах проектирования, реализовать не представляется возможным, так как предельное состояние сжатых поясов принимается по условию устойчивости в форме бифуркации.

Если предельное состояние панелей поясов принимать по условию несущей способности в закритической стадии деформирования, то предоставляется возможность расчетного перераспределения сжимаемых усилий на резервные пояса. В приведенном примере для анализа перераспределения усилий между поясами при потере устойчивости наиболее сжатого пояса по расчетной схеме Б (давление ветра на ребро башни) используется критерий отпорности. При этом доля или процент осевой жесткости пояса понимается как коэффициент отпорности.

Результаты моделирования расчета башни в ПК ЛИРА показали, что учет закритического деформирования сжатого пояса в упругой стадии допускает возможность выполнять расчет всех элементов и башни в целом по единой

схеме А (давление ветра на грань башни) с учетом коэффициента угла воздействия ветра. При этом даже с увеличением значения коэффициента до 1,4 (вместо 1,2) эффективность расчета больше традиционного.

Результаты исследования могут быть основанием для уменьшения расчетной длины элементов наиболее сжатого пояса по расчетной схеме Б.

Следует отметить, что при описанном перераспределении увеличивается усилие в растянутом поясе, что влечет необходимость проверки его прочности.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Краснощеков Ю.В. Эффективность антенных опор, возводимых на ограниченной площади // Вестник СибАДИ. 2012. № 5(27). С. 80–85.
2. Голиков А.В., Михальчонок Е.А. Определение рациональной конструктивной формы башен сотовой связи // Вестник Рос. ун-та дружбы народов. Сер.: Инженерные исследования. 2019. Т. 20, № 2. С. 163–173.
3. Галай В.С. Устойчивость стальных центрально сжатых стержней в методиках СП 16.13330.2011 и EN 1993-1-1 // Alfabuild. 2019. С. 82–91.
4. Зиганшин А.Д., Ахтямова Л.Ш., Сабитов Л.С. [и др.] Численное моделирование конструкций сооружений башенного типа в программных комплексах ANSYS и ЛИРА-САПР // Научно-технический вестник Поволжья. 2021. № 2. С. 65–68.
5. Иоскевич А.В., Савченко А.В. Сравнение ПВК SCAD Office и Лира-САПР на примере расчета башни связи // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. 10(25). С. 7–21.
6. Кузнецов Д.Н., Сазыкин В.Г., Шпакова В.А. Исследование расчётной схемы пространственной решётчатой конструкции на примере пожарной вышки высотой 45 м // Современное строительство и архитектура. 2017. № 3(07). С. 35–39.
7. Алёхин А.М., Кроник М.В., Кирсанов Е.В. Влияние нагрузок и воздействий на выбор конструктивной формы узкобазой антенной опоры // Металлические конструкции. 2018. Т. 24, № 2. С. 61–72.
8. Голиков А.В., Михальчонок Е.А., Мельникова Ю.А. Анализ влияния типа решетки на распределение усилий в элементах башни // Инженерный вестник Дона. 2019. № 4(55). С. 53.
9. Silva J, G.S. da., Silva, P.C.C. da S. Vellasco, S.A.L. de Andrade, M.L.R. de Oliveira Anevaluation of structural steel design systems for transmission and telecommunication towers // ProceeAbbas In : Theoretical Foundations in Civil Engineering. Warsaw. 2009. No. 17. Pp. 185-192.
10. Горев В.В. Общая устойчивость сжатых сквозных стержней // Известия ВУЗ. Строительство и архитектура. 1983. № 1. С. 39–40.
11. Белый Г.И. Расчет на устойчивость решетчатых элементов стальных конструкций // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 10. С. 1347–1357.

12. Краснощеков Ю.В., Заполева М.Ю. Устойчивость поясов антенных опор // Вестник СибАДИ. 2022; 19(6): 936–948. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2022-19-6-936-948>

13. Голиков А.В., Терновой В.А., Габова В.В. Метод усиления решетчатых башен // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Вып. 1(86). С. 18–32.

14. Закурдаева О.Н., Голиков А.В. Повреждаемость антенно-мачтовых сооружений сотовой связи // Строительство уникальных зданий и сооружений. 4(67). 2018. С. 1–12.

15. Белый Г.И., Лобовский М.О. Устойчивость ветвей решётчатых элементов стальных конструкций // Вестник гражданских инженеров. 2023. № 2(97). С. 18–29.

16. Белый Г.И., Гарипов А.И. Запредельные напряженно-деформированные состояния в поперечных сечениях элементов стальных конструкций // Вестник гражданских инженеров. 2022. № 4(93). С. 16–30.

17. Грудев И.Д., Артёмов А.А. Прямой метод расчета сжатых элементов стальных конструкций в составе сооружения // Промышленное и гражданское строительство. 2003. № 6. С. 34–35.

18. Перельмутер А.В. Использование критерия отпорности для оценки предельного состояния конструкции // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. Вып. 12. С. 1559–1566.

REFERENCES

1. Krasnoshchekov Yu.V. Efficiency of antenna supports erected on a limited area. *Vestnik SibADI*. 2012; 1(27): 80–85. (In Russ.)

2. Golikov A.V., Mikhachonok E.A., Melnikova Yu.A. Analysis of the effect of the lattice type on the distribution of forces in the tower elements. *RUDN Journal of Engineering Research*. 2019; No. 4(55): 53. (In Russ.)

3. Galay V.S. Stability of steel centrally compressed rods in the methods of SP 16.13330.2011 and EN 1993-1-1. *Alfabuild*. 2019: 82–91. (In Russ.)

4. Ziganshin A.D., Akhtyamova L.Sh., Sabitov L.S., etc. Numerical simulation of tower-type structures in ansys and lira-cad software systems. *Scientific and Technical Volga region Bulletin*. 2021; No. 2: 65–68. (In Russ.)

5. Ioskevich A.V., Savchenko A.V. Comparison of PVC SCAD Office and Lira-CAD on the example of calculating the communication tower. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2014; 10(25). 2014: 7–21. (In Russ.)

6. Kuznetsov D.N., Sazykin V.G., Shpakova V.A. Investigation of the design scheme of a spatial lattice structure using the example of a 45 m high fire tower. *Modern Construction and Architecture*. 2017; No. 3(07): 35–39. (In Russ.)

7. Alyokhin A.M., Kronik M.V., Kirsanov E.V. The influence of loads and impacts on the choice of

the structural shape of a narrow-base antenna support. *Metallicheskie konstruksii*. 2018; Vol. 24. № 2: 61–72. (In Russ.)

8. Golikov A.V., Mikhachonok E.A. Determination of the rational constructive form of cellular towers. *Engineering journal of Don*. 2019; Vol. 20. No. 2: 163–173. (In Russ.)

9. Silva J, G.S. da., Silva, P.C.C. da S. Vellasco, S.A.L. de Andrade, M.L.R. de Olivera Anevaluation of structural steel design systems for transmission and telecommunication towers. *ProceeAbbas In: Theoretical Foundations in Civil Engineering*. Warsaw. 2009; 17: 185–192.

10. Gorev V.V. General stability of compressed through robs. *Izvestija VUZ. Stroitel'stvo i arhitektura*. 1983; 4: 30–33. (In Russ.)

11. Belyy G.I. Calculation of the stability of lattice elements of steel structures. *Vestnik MGSU*. 2022; Vol. 17. № 10: 1347–1367. (In Russ.)

12. Krasnoshchekov Yu.V., Zapoleva M.Y. Stability of antenna support belts. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal*. 2022; 19(6): 936–948. (In Russ.) <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2022-19-6-936-948>

13. Golikov A.V., Ternovoy V.A., Gabova V.V. Method of reinforcement of lattice towers. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering*. 2022; No. 1(86): 18–32. (In Russ.)

14. Zakurdaeva O.N., Golikov A.V. Damage to antenna-mast structures of cellular communications. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2018; 4(67): 1–12. (In Russ.)

15. Belyy G.I., Lobovskiy M.O. Stability of branches of lattice elements of steel structures. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers*. 2023; № 2(97): 18–29. (In Russ.)

16. Belyy G.I., Garipov A.I. Exorbitant stress-strain states in cross-sections of elements of steel structures. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov – Bulletin of Civil Engineers*. 2022; № 4(93): 16–30. (In Russ.)

17. Grudev I.D., Artyomov A.A. Direct method of calculation of compressed elements of steel structures in the structure. Moscow. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2003; 6: 34–35. (In Russ.)

18. Perelmutter A.V. Using the resistance criterion to assess the ultimate condition of the structure. *Vestnik MGSU*. 2021; Vol. 16. № 12: 1559–1566. (In Russ.)

ЗАЯВЛЕННЫЙ ВКЛАД АВТОРОВ

Краснощеков Ю.В. Общая идея работы, разработка расчетной модели, написание статьи.

Заполева М.Ю. Постановка задачи, сбор и анализ материалов, выполнение расчетов.

COAUTHORS CONTRIBUTION

Krasnoshchekov Y.V. Idea of the work, development of a computational model, writing an article.

Zapoleva M.Y. Setting the task, collecting and analysing the material, performing calculations.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Краснощеков Юрий Васильевич – д-р. техн. наук, доцент, профессор кафедры строительных конструкций Сибирского государственного автомобильно-дорожного университета (СибАДИ) (644050, г. Омск, просп. Мира, д. 5), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0002-6695-1648>, **SPIN-код:** 1100-2040, e-mail: uv1942@mail.ru

Заполева Мария Юрьевна – гл. инженер проекта ООО СМУ-175 «Радиострой» (644082, ул. Энгельса, 1, Омск, Омская обл.), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0001-7123-6457>, e-mail: m18kras@spartak.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Yuriy V. Krasnoshchekov – Dr. Sci., Associate Professor, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI) (5, Prospekt Mira, Omsk, 644050), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0002-6695-1648>, **SPIN-code:** 1100-2040, e-mail: uv1942@mail.ru

Maria Y. Zapolova – Chief Project Engineer, ООО СМУ-175 Radiostroi (644082, 1, Engelsa str., Omsk, Omsk region), **ORCID:** <https://orcid.org/0000-0001-7123-6457>, e-mail: m18kras@spartak.ru