

ного нагружения ригеля и от предварительного напряжения можно представить в виде:

$$\begin{aligned} M_{\text{оп.}} &= \alpha_1 M; & M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} &= \alpha_2 M^{\text{п.н.}}; \\ M_{\text{пр.}} &= \beta_1 M; & M_{\text{пр.}}^{\text{п.н.}} &= \beta_2 M^{\text{п.н.}}; \end{aligned} \quad (2)$$

$$\alpha_1 + \beta_1 = 1; \quad \alpha_2 + \beta_2 = 1$$

где $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$ – коэффициенты распределения моментов, зависящие от соотношения погонных жесткостей k ;

M – пролетный момент от вертикальных нагрузок для однопролетной шарнирно опертой балки, для случая равномерно распределенной нагрузки q по длине l балки, момент $M = ql^2/8$, для случая силы P , приложенной посередине балки – $M = Pl/4$;

$M^{\text{п.н.}} = N^{\text{п.н.}}e$ – момент для однопролетной шарнирно опертой балки при предварительном напряжении усилием $N^{\text{п.н.}}$.

С учетом (3) условие (1) можно записать в виде:

$$f_1 = (2\alpha_1 - 1) - (2\alpha_2 - 1) \frac{M^{\text{п.н.}}}{M} = 0 \quad (3)$$

Графики функции $f_1(k)$ при значениях параметра $\gamma = M^{\text{п.н.}}/M$, равного 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9, 1,0, для однопролетной одноэтажной и однопролетной двухэтажной рамы показаны на рис. 4. Графики построены на основании серии статических расчетов рам методом конечных элементов.

Анализируя графики функции $f_1(k)$ можно отметить следующее. Для однопролетных одноэтажных рам условие (3) выполняется при $k < 0,2$, для типовых решений одноэтажных однопролетных рам $0,7 < k < 1,5$, это значит, что в однопролетных одноэтажных рамах применять предлагаемый способ предварительного напряжения нецелесообразно. Для двухэтажных однопролетных рам условие (3) выполняется при $0,1 < k < 0,8$, в реальных каркасах многоэтажных однопролетных рам соотношение погонных жесткостей лежит в интервале $0,1 < k < 0,5$, таким образом, применение предлагаемого способа предварительного напряжения в таких рамах целесообразно. С увеличением значения параметра k уменьшается значение параметра γ , при котором условие (3) выполняется. Следовательно, чем больше соотношение погонных жесткостей k , тем меньший момент предварительного напряжения $M^{\text{п.н.}}$ требуется для выравнивания опорного и пролетного расчетных моментов в ригеле.

С целью сравнения металлоемкости стального каркаса, содержащего различное конструктивное оформление узлов сопряжения ригелей с колоннами, была выполнена серия статических расчетов двухпролетной пятиэтажной рамы методом конечных элементов, подбор сечений ригелей и колонн, а также конструирование основных узлов

каркаса. Серия статических расчетов выполнялась в программных комплексах Robot и Ansys. Расхождение результатов расчета, полученных в разных программных комплексах, не превышает 5%. Колонны, ригели и затяжки моделировались с помощью стержневых элементов, для моделирования предварительного напряжения создавалось отдельное нагружение. В расчете учитывалась постоянная нагрузка от веса металлоконструкций и железобетонного перекрытия, полезная нормативная нагрузка (принята равной 3,92 кПа), снеговая нагрузка для IV снегового района и ветровое давление для типа местности В, соответствующее III ветровому району. Высота этажа принята равной 3,6 м, пролет здания принимался равным 3, 4, 5, 6, 9 и 12 м, шаг поперечных рам принимался равным 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 м.

При опытном проектировании приняты 3 варианта конструктивного оформления узлов сопряжения ригелей с колоннами – ригели с жестким узлом сопряжения с колоннами (традиционный узел на накладках (рис. 1,б), фланцевый жесткий узел (рис. 1,г)) и предлагаемое конструктивное решение – ригели с предварительно напряженными затяжками (рис. 2, 3). Усилие предварительного напряжения было подобрано из условия (3), а также условия $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} \leq M_{\text{расч}}$, где $M_{\text{расч}}$ – опорный момент в ригеле от расчетной комбинации усилий с учетом всех нагрузок. Условие $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} \leq M_{\text{расч}}$ достигалось несколькими итерациями расчета и изменением параметров предварительного напряжения (длины затяжки, ее сечения, усилия предварительного напряжения и расстояния между осями ригеля и затяжки e). Для назначения оптимального усилия предварительного напряжения затяжки применялись графики функции $f_1(k)$ (рис. 5). При подборе сечений ригелей, затяжек и колонн использовались расчетные сочетания усилий для двух стадий: стадии монтажа конструкции и стадии эксплуатации конструкции. В стадии монтажа конструкции в расчетные сочетания усилий включались усилия от собственного веса конструкций и от предварительного напряжения. В стадии эксплуатации конструкции в расчетных сочетаниях усилий учитывались все нагружения. Необходимость выполнения дополнительного условия $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} \leq M_{\text{расч}}$ объясняется тем, что для стадии монтажа определяющим моментом является $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}}$ и сечение ригеля подбирается по опорному моменту предварительного напряжения, если $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} > M_{\text{расч}}$, то требуемые сечения ригеля и затяжки будут больше чем при $M_{\text{оп.}}^{\text{п.н.}} \leq M_{\text{расч}}$.

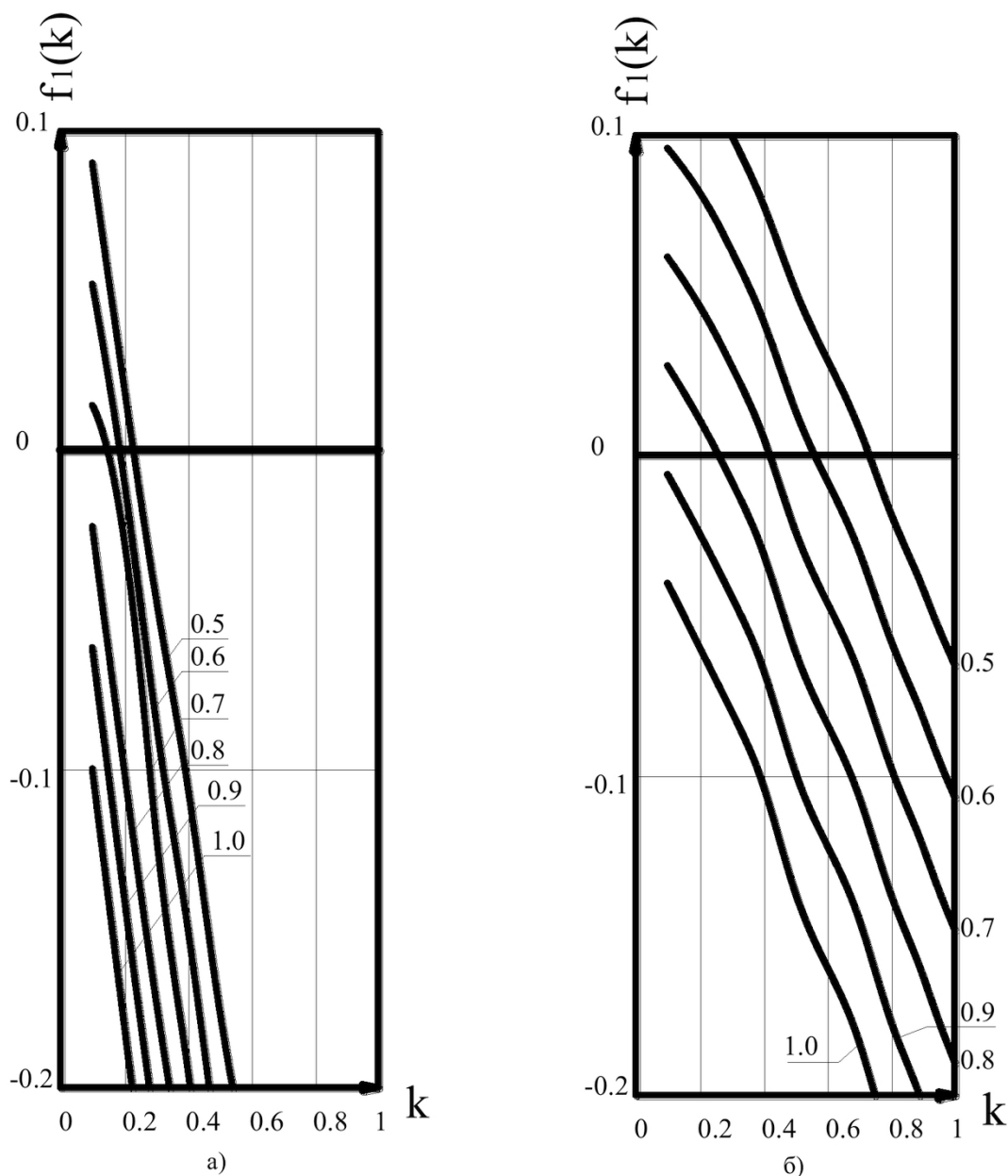


Рис. 4. Графики функции $f_1(k)$ при параметре $\gamma = 0.5 \dots 1.0$, для
а) одноэтажной однопролетной рамы,
б) двухэтажной однопролетной рамы

При подборе ригелей и колонн, была принята сталь С245, для фланцев ригелей – С345. Затяжки приняты из высокопрочной стали 40Х, диаметр затяжки принимался от 16 до 36 мм. При подборе и проверке сечений ригелей и колонн были выполнены все необходимые проверки в соответствии с СНиП II-23-81*. При проверке фланцев были выполнены все необходимые проверки по [15]. При подборе сечений колонн дополнительно выполнялись проверки прочности и устойчивости стенки в уровне опирания ригелей и установки затяжки, а также прочности полки колонны в месте анкерки затяжки с учетом местного изгиба от усилий предварительного напряжения в затяжке. В случаях, когда стенка колонны не удовлетворяла данным проверкам, она усиливалась диа-

гональным ребром жесткости, при необходимости локально увеличивалась толщина полки колонны.

На рисунке 5 показаны графики расхода металла на каркас здания. Анализируя данные расчета рамы можно сделать следующие выводы.

Расчетный момент в опорной и пролетной зонах ригеля при применении предварительного напряжения затяжки уменьшается в 2 – 2,3 раза по сравнению с традиционными решениями.

Напряженно-деформированное состояние крайних колонн при предварительном напряжении ухудшается. Во первых, на участке между ригелем и затяжкой увеличивается поперечная сила на величину (0,5 – 0,6) $N^{п.н.}$. Во вторых, при анкерке затяжки на полку колонны, полку колонны необходимо проверять с учетом местного изгиба от

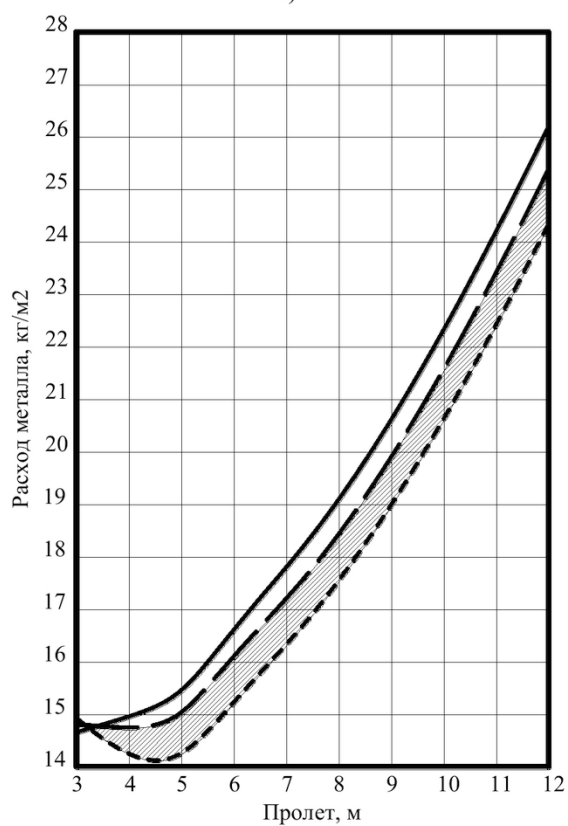
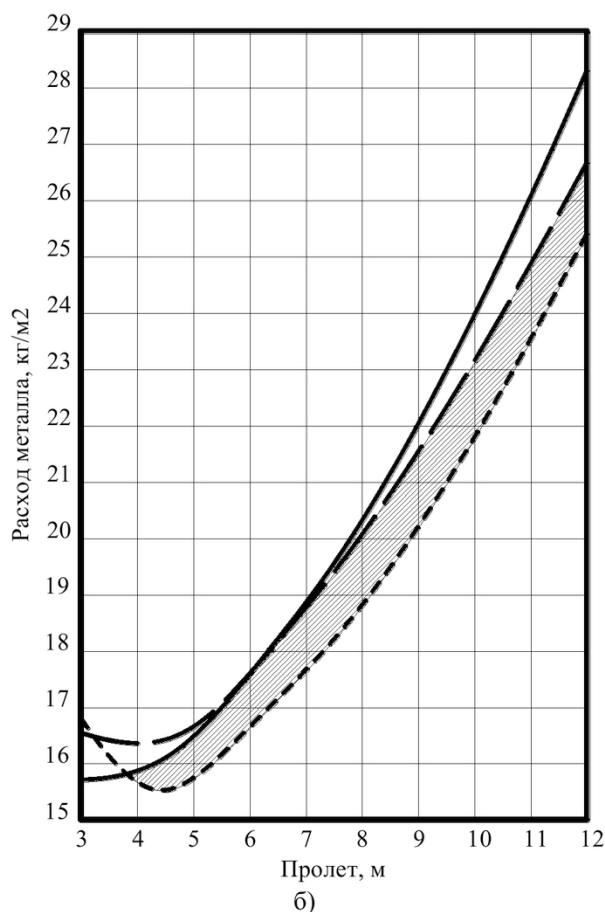
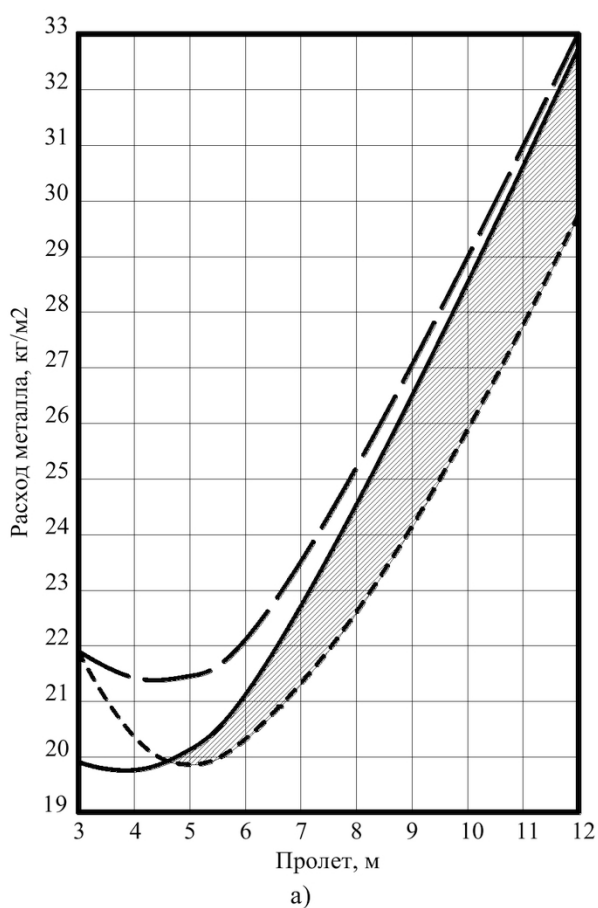


Рис. 5. Графики расхода металла на каркас здания при типе сопряжения и шаге поперечных рам
а) 3 м, б) 6 м, в) 9 м

- Узел на накладках
- — — Фланцевый узел
- - - Предлагаемое решение

усилий предварительного напряжения в затяжке, в большинстве случаев требуется локальное увеличение толщины полки. В третьих, моменты в колоннах от предварительного напряжения увеличи-

вают расчетный момент на участке между затяжкой и ригелем. Увеличение момента необходимо учитывать при проверке прочности колонны и ее устойчивости в плоскости рамы, при проверке

Таблица 1. Конструктивные коэффициенты

Вариант узла сопряжения ригеля с колонной	Тип элемента		
	Ригель	Колонна	Каркас в целом
1 вариант – узел на накладках	1,13	1,19	1,15
2 вариант – жесткий фланцевый узел	1,17	1,19	1,165
3 вариант – предлагаемое конструктивное решение	1,29 (с учетом затяжек)	1,19	1,215

Таблица 2. Усилия в затяжках для шага рам 3 м

Вид усилия	Пролет, м					
	3	4	5	6	9	12
Усилие предварительного напряжения, кН	88,3	117,7	147,2	235,5	441,5	735,8
Усилия растяжения при действии постоянной и полезной нагрузок, кН	8,8	14,7	20,6	32,4	76,5	141,3

устойчивости колонны из плоскости рамы расчетный момент в средней трети длины колонны изменяется незначительно.

Предварительное напряжение не ухудшает напряженно-деформированное состояние средних колонн, следовательно, эффективность предлагаемого способа возрастает в многопролетных зданиях.

Определяющие проверки при подборе сечений ригелей: проверка нормальных напряжений в опорном и пролетном сечениях, а также проверка приведенных напряжений в опорном сечении. Определяющими проверками при подборе сечений колонн были проверки устойчивости в плоскости и из плоскости рамы.

В результате детального расчета и конструирования основных узлов получены конструктивные коэффициенты, представленные в табл/ 1. Для предлагаемого решения получено самое высокое значение конструктивного коэффициента за счет учета массы затяжки, а также массы дополнительных деталей для анкеровки затяжки на ригель и колонну. Экономия металла в варианте с предварительным напряжением жесткого узла достигается за счет уменьшения сечений ригелей. Расход металла в предлагаемом решении на колонны возрастает в среднем на 3%, но общий расход металла на каркас уменьшается на 7%.

Усилия предварительного напряжения затяжки, усилия растяжения в затяжке при действии постоянной и полезной нагрузок представлены в таблице 2, данные этой таблицы приведены для шага рам 3 м. Длина затяжек 1/6 пролета рамы. Сжимающие усилия в затяжке, т.е. потери предварительного напряжения от усилий обратного знака составили 8,83 – 11,77 кН для всех пролетов и шага 3 м. При нагружении каркаса ветровой нагрузкой усилия в затяжках имеют разные знаки и равны 0 – 14,72 кН при шаге 3 м и всех пролетах, с увеличением высоты этажа эти усилия уменьшаются.

Область, где рационально применять предварительное напряжение (заштрихованные области на рис. 5) для рам с шагом 3, 4, 5 м – при пролетах

от 5 м, для рам с шагом 6, 7, 8, 9 – при пролетах от 4 м.

Экономия металла на каркас здания для рассмотренных примеров в среднем составила 7%. При увеличении числа пролетов экономия металла составляет 10-15%.

4. Заключение

Таким образом, на основании проведенных исследований можно сделать вывод, что предлагаемый способ предварительного напряжения имеет следующую область применения.

В одноэтажных однопролетных рамах применять предлагаемый способ предварительного напряжения нецелесообразно. В таких зданиях область применения ограничивается зданиями высотой до 4,8 м и пролетами 18, 24 м и более. Соотношение погонных жесткостей для большинства реальных однопролетных одноэтажных зданий $k > 0,67$, при таком соотношении погонных жесткостей условие (3) не выполняется. В одноэтажных рамах с числом пролетов 2 и более применение предлагаемого способа предварительного напряжения ригелей целесообразно только над средними колоннами, при этом во всех одноэтажных зданиях возникает проблема конструктивного оформления кровли при размещении затяжки.

В многоэтажных рамах для интервала соотношения погонных жесткостей реальных объектов $0,1 < k < 0,5$ условие (3) выполняется, т.е. применение предлагаемого способа предварительного напряжения целесообразно. Опытное проектирование и сравнение металлоемкости каркаса, содержащего различные узлы сопряжения ригеля с колонной, подтверждают этот факт. Экономия металла на каркас здания при использовании предварительного напряжения в среднем составляет 7%, при увеличении числа пролетов экономия возрастает до 10 – 15%. Для шага многоэтажных рам 3 – 5 м предлагаемый способ предварительного напряжения целесообразно применять при пролетах от 5 м и более, для шага рам 6 – 9 м – при пролетах от 4 м и более. Область применения предварительного напряжения в многоэтажных рамах ограничивается их высотой и интенсивно-

стью горизонтальных нагрузок, действующих на каркас здания. В однопролетных многоэтажных рамах применение предварительного напряжения целесообразно при количестве этажей не более 15, в двухпролетных – 25 - 30 этажей, при числе пролетов 3 и более – до 50 этажей. В более высоких зданиях предлагаемый способ предварительного

напряжения целесообразно применять только на верхних ярусах.

Предлагаемый способ предварительного напряжения целесообразно применять при реконструкции и усилении всех вышеуказанных рам, а также при увеличении вертикальных нагрузок на перекрытия таких рам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 1. Шарнирные узлы балочных клеток и рамные узлы примыкания ригелей к колоннам. ЦНИИПроектстальконструкция, ГПИ Ленпроектстальконструкция, ВНИПИ Промстальконструкция. М., 1989.
2. Серия 2.440-2. Узлы стальных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Выпуск 7. Болтовые фланцевые рамные соединения балок с колоннами стальных каркасов зданий и сооружений. НИПИПромстальконструкция. М., 1994.
3. Павлов А. Б. Основы проектирования стальных строительных конструкций каркасов зданий с учетом реальной изгибной жесткости и прочности узлов соединений их элементов [Текст]: Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук: 05.23.01. / А. Б. Павлов. – г. Москва, 1996. – 46 с.
4. Троицкий П. Н., Левитанский И. В. Опорные соединения разрезных балок на вертикальных накладках, привариваемых к стенке балки (узлы УНС) [Текст] / П. Н. Троицкий, И. В. Левитанский // ЦНИИПСК. – М., Стройиздат – 1970. - № 4.
5. Троицкий П. Н., Левитанский И. В. Исследование действительной работы сварного рамного узла крепления и рекомендации по его расчету [Текст] / П. Н. Троицкий, И. В. Левитанский // ЦНИИПСК. – М., Материалы по металлическим конструкциям - № 19 – 1977.
6. Jaswant N. Arlekar, C. V. R. Murty. Improved truss model for design of welded steel moment-resisting frame connections / Journal of structural engineering. March 2004.
7. S. O. Degertekin, M. S. Hayalioglu. Design of non-linear semi-rigid steel frames with semi-rigid column bases / Electronic journal of structural engineering, 4 – 2004.
8. СНиП II-23-81*. Часть II Нормы проектирования. Глава 23 Стальные конструкции: утв. Госстроем СССР 14.08.81: взамен СНиП II-B.3-72. – М., ЦИТП, 1990. – 96 с.
9. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М, Минрегион России, 2011. – 171 с.
10. EN 1993-1-1:2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, Минстройархитектуры республики Беларусь, 2009. – 85 с.
11. Серия 11-2537 КМ. Стальные конструкции каркасов типа «Канск» одноэтажных производственных зданий с применением несущих рам из прокатных широкополочных и сварных двутавровых балок с шагом 12 м. ЦНИИПроектстальконструкция, М., 1987.
12. Кузнецов Н. В. Практический расчет рам и каркасов. Изд. «Будивельник», Киев., 1970. – 215 с.
13. Добрачев В. М., Вершинин Д. С. Патент на полезную модель № 146862, опубл. 20.10.2014 бюлл. 29.
14. Добрачев В. М., Вершинин Д. С. Патент на полезную модель № 150481, опубл. 20.02.2015 бюлл. 5.
15. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций. Центральное бюро научно-технической информации, М. 1989. – 52 с.

REFERENCES

1. Series 2.440-2. Joints of steel structures of industrial facilities. Issue 1. Hinged joints of beam framing and framed joints of junctions between girder and column. CNIIPromstalkonstruktziya, GPI Lenprojectstalkonstruktziya, VNIPI Promstalkonstruktziya. M., 1989.
2. Series 2.440-2. Joints of steel structures of industrial facilities. Issue 7. Bolted flange framed joints of beams with steel building frame columns. NIPIPromstalkonstruktziya. M., 1994.
3. Pavlov, A.B. Fundamentals of design of structural steel works for building frames with allowance for actual bending stiffness and joint strength [Text]: Abstract of thesis for the degree of the PhD of Engineering

Sciences: 05.23.01. / A.B. Pavlov. – Moscow, 1996. – 46 p.

4. Troitsky, P.N., Levitansky, I.V. Support joints of simply supported beams on vertical plates welded to the beam flange (UNS joints) [Text] / P.N. Troitsky, I.V. Levitansky // CNIIPSK. – M., Stroyizdat – 1970. - № 4.

5. Troitsky, P.N., Levitansky, I.V. Investigation of the actual behavior of the welded framed attachment assembly and guidelines for designing thereof [Text] / Troitsky, P.N., Levitansky, I.V. // CNIIPSK. – M., Materials about metal works - № 19 – 1977.

6. Jaswant N. Arlekar, C. V. R. Murty. Improved truss model for design of welded steel moment-resisting frame connections / Journal of structural engineering. March 2004.

7. S. O. Degertekin, M. S. Hayalioglu. Design of non-linear semi-rigid steel frames with semi-rigid column bases / Electronic journal of structural engineering, 4 – 2004.

8. Guochang Li, Hongping Yu, Chen Fang. Performance study on T-sub connected semi-rigid joint between rectangular tubular columns and H-shaped steel beams / Frontiers of Structural and Civil Engineering. September 2013.

9. C. Fang, B. A. Izzuddin, A. Y. Elghazouli, D. A. Nethercot. Modeling of semi-rigid beam to column steel joint under extreme loading / Frontiers of Structural and Civil Engineering. September 2013.

10. SNiP II-23-81*. Part II. Design standards. Chapter 23 Steel works: approved by the USSR State Committee for Construction 14.08.81: instead of SNiP II-B.3-72. – M., CITP, 1990. – 96 p.

11. SP 16.13330.2011. Steel works. Revised edition of SNiP II-23-81*. – M., Minregion Rossii, 2011. – 171 p.

12. EN 1993-1-1-2009. Eurocode 3. Steel works design. Part 1-1. General rules and regulations for buildings. – Minsk, Ministry for Construction and Architecture of the Republic of Belarus, 2009. – 85 p.

13. Dobrachev, V.M, Vershinin, D.S. Rigid joint coupling beam to column in a steel-framed a multistory building. Utility model patent № 146862, published 20.10.2014 Bulletin 29.

14. Dobrachev, V.M, Vershinin, D.S., Vasyta B. N. Enhanced joint coupling beams to column in the steel frame a multistory building. Utility model patent № 153967, published 10.08.2015 Bulletin 22.

15. Vershinin, D.S. Rigid joint coupling beam to column in a multistory building steel frame with high load-bearing capacity of the column wall. Utility model patent № 156946, published 20.11.2015 Bulletin 32.

16. Dobrachev, V.M, Vershinin, D.S. Frame joint bearing beams on the middle column in the steel frame a multistory building. Utility model patent № 150481, published 20.02.2015 Bulletin 5.

17. Dobrachev, V.M, Vershinin, D.S. Composite steel and concrete bearing joint of beams in the middle column in the steel-framed a multistory building. Utility model patent № 153644, published 27.07.2015 Bulletin 21.

18. Kuznetsov, N.V. Practical design of frames and frameworks. Publishing House 'Budivelnyk', Kiev. 1970. – 215 p.

19. Series 11-2537 KM. Steel works of the 'Kansk' type frames of single-storey industrial buildings with the use of supporting (carrying) frames from rolled broad-flanged and welded H-beams with the pitch of 12 m. TSNIIProjectstalkonstruktsiya, M. 1987.

20. Guidelines for design, production and assembly of flange joints of structural steel works. Head office for scientific and engineering information, M. 1989. – 52 p.

21. Dobrachev, V.M, Vershinin, D.S. New frame-parts engineering solutions for the steel frame of the building / Proceedings of the higher education institutions. Building. – Novosibirsk, - number 7 – 2015. – 12

Поступило в редакцию 23.11.2016

Received 25.11.2016