

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научный журнал

Выпуск № 4 (27), 2020

- Строительная механика и сопротивление материалов
- Прикладные задачи механики деформируемого твердого тела
- Механика грунтов
- Расчет и проектирование металлических конструкций
- Расчет и проектирование железобетонных конструкций
- Расчет и проектирование конструкций из полимерных материалов
- Расчет и проектирование мостов и транспортных сооружений
- Расчет и проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений
- Прочность соединений элементов строительных конструкций
- Динамическое воздействие подвижной нагрузки на упругие системы
- Экспериментальные и натурные исследования конструкций и материалов

Воронеж

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

НАУЧНЫЙ ЖУРНАЛ

Издается с 2010 г.

Выходит 4 раза в год

Учредитель и издатель – федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Воронежский государственный технический университет».
Территория распространения — Российская Федерация.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ ЖУРНАЛА:

Главный редактор: Сафронов В. С., д-р техн. наук, проф.,
Воронежский государственный технический университет

Зам. главного редактора: Козлов В. А., д-р физ.-мат. наук, проф.,
Воронежский государственный технический университет

Ответственный секретарь: Габриелян Г.Е., канд. техн. наук, доцент,
Воронежский государственный технический университет

Буренин А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РАН, Институт машиноведения и металлургии
Дальневосточного отделения РАН, г. Комсомольск-на-Амуре

Гриднев С. Ю., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет

Зверев В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий государственный технический университет

Ефрюшин С. В., канд. техн. наук, доцент, Воронежский государственный технический университет

Кирсанов М. Н., д-р физ.-мат. наук, проф., Национальный исследовательский университет «МЭИ»

Колчунов В. И., д-р техн. наук, проф., академик РААСН, Юго-Западный государственный университет

Леденев В. В., д-р техн. наук, проф., Тамбовский государственный технический университет

Нгуен Динь Хоа, канд. техн. наук, Национальный строительный университет, Вьетнам

Нугужинов Ж. С., д-р техн. наук, проф., Казахстанский многопрофильный институт реконструкции и развития
Карагандинского государственного технического университета, Казахстан

Овчинников И. Г., д-р техн. наук, проф., Саратовский государственный технический университет

Пшеничкина В. А., д-р техн. наук, проф., Волгоградский государственный технический университет

Трещев А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, Тульский государственный университет

Турищев Л. С., канд. техн. наук, доцент, Полоцкий государственный университет, Беларусь

Шапиро Д. М., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет

Шимановский А. О., д-р техн. наук, проф., Белорусский государственный университет транспорта, Беларусь

Шитикова М. В., д-р физ.-мат. наук, проф., советник РААСН, Воронежский государственный технический университет

Подписной индекс в каталоге агентства «Роспечать» - 66004

Дата выхода в свет 30.12.2020. Усл. печ. л. 10,9. Формат 60×84/8. Тираж 500 экз. Заказ № 164.

Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи,
информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор)

Свидетельство о регистрации ПИ № ФС 77 – 72895 от 22. 05. 2018 г.

Цена свободная

АДРЕС РЕДАКЦИИ И ИЗДАТЕЛЯ: 394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
(строительный факультет, кафедра строительной механики)
тел.: (473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

ОТПЕЧАТАНО: отдел оперативной полиграфии издательства ФГБОУ ВО «ВГТУ»

© ФГБОУ ВО «ВГТУ», 2020

**STRUCTURAL MECHANICS
AND STRUCTURES**

**Scientific Journal
ISSUE № 4 (27), 2020**

- Structural Mechanics and strength of materials
- Applied problems of mechanics of solid body under deformation
- Soil Mechanics
- Calculation and design of metal structures
- Calculation and design of reinforced concrete structures
- Calculation and design from polymeric structures
- Calculation and design of bridges and transport structures
- Calculation and design of bases and foundations of buildings and structures
- Strength of joints of building structure units
- Mobile load dynamic affect on elastic systems
- Pilot and field observations of structures and materials

Voronezh

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

SCIENTIFIC JOURNAL

Published since 2010

Issued 4 times a year

Founder and publisher – Voronezh State Technical University.
Territory of distribution — Russian Federation.

EDITORIAL BOARD OF THE JOURNAL:

Chief editor: Safronov V. S., Dr. of Tech. Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University

The deputy chief editor: Kozlov V.A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University

Executive secretary: Gabrielyan G.E., PhD of Tech. Sc., Associate Prof.,
Voronezh State Technical University

EDITORIAL BOARD MEMBERS:

Burenin A.A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., Corresponding Member of RAS, Institute of Mechanical Engineering and Metallurgy of the Far Eastern Branch of RAS, Komsomolsk on Amur

Gridnev S.Yu., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University

Zverev V.V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk State Technical University

Efryushin S.V., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University

Kirsanov M.N., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., National Research University «Moscow Power Engineering Institute»

Kolchunov V.I., Dr. of Tech. Sc., Prof., academician of RAACS, South-West State University

Ledenyov V.V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Tambov State Technical University

Nguyen Dinh Hoa, PhD of Tech. Sc., National University of Civil Engineering, Socialist Republic of Vietnam

Nuguxhinov Zh.S., Dr. of Tech. Sc., Prof., Kazakh Multidisciplinary Reconstruction and Development Institute of Karaganda State Technical University, Republic of Kazakhstan

Ovchinnikov I.G., Dr. of Tech. Sc., Prof., Saratov State Technical University

Pshenichkina V.A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Volgograd State Technical University

Trechshev A.A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Corresponding Member of RAACS, Tula State University

Turichshev L.S., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Polotsk State University, Republic of Belarus

Shapiro D.M., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University

Shimanovsky A.O., Dr. of Tech. Sc., Prof., Belarusian State University of Transport, Republic of Belarus

Shitikova M.V., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., adviser of RAACS, Voronezh State Technical University

Editor: Agranovskaja N. N.

Subscription index in agency catalogue «Rospechat» - 66004

Publication date 30.12.2020. Conventional printed sheets 10,9. Format 60×84/8. Numbers of copies 500. Order № 164.

Journal is registered by Federal Service for Supervision of Communications,

Information Technology and Mass Media (Roskomnadzor)

Registration certificate ПИ № ФС 77 - 72895 or 22. 05. 2018 г.

Price is subject to change

ADDRESS OF EDITORIAL AND PUBLISHER OFFICE: 84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006, Russian Federation
(Faculty of construction, Department of Structural Mechanics)

Tel.: (473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

PRINTED: publishing department of operational printing of Voronezh State Technical University
84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006

© Voronezh State Technical University, 2020

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

<i>Kirsanov M. N., Vorobyev O. V.</i> Analytical calculation of a planar springel truss deformations with an arbitrary number of panels.....	7
<i>Овсянникова В. М.</i> Зависимость прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы от числа панелей.....	16
<i>Ефрюшин С. В., Макаров А. С.</i> Расчетный анализ эффективности усиления строительных конструкций, учитывающий стадийность включения дополнительных конструктивных элементов...	26

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

<i>Сафронов В. С., Антипов А. В.</i> Прочностной анализ дефектных балочных железобетонных пролетных строений эксплуатируемого автодорожного моста.....	38
---	----

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Болдырев А. М., Рубцова Е. Г., Сизинцев С. В.</i> Влияние состава флюса на структуру металла швов, выполненных с модифицирующей гранулированной присадкой.....	51
<i>Беляева С. Ю., Ляшенко А.В.</i> Расчетный анализ и проектирование рамных узлов в случае разной высоты примыкающих к колонне балок.....	62
<i>Кузнецов Д. Н., Федосова Л. А.</i> Анализ развития метода предельных состояний для расчета строительных конструкций.....	74

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

<i>Агарков А. В., Высоцкий В. А.</i> Сопоставительный анализ влияния вида модели взаимодействия свай с грунтом на несущую способность рамной опоры автодорожного моста.....	82
Правила оформления статей.....	94

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

<i>Kirsanov M. N. , Vorobyev O. V.</i> Analytical calculation of a planar springel truss deformations with an arbitrary number of panels.....	7
<i>Ovsyannikova V. M.</i> Dependence of the deflection of a planar external statically undeterminable truss on the number of panels.....	16
<i>Efryushin S.V., Makarov A.S.</i> Calculated analysis of the efficiency of strengthening building constructions taking into account the staging of the inclusion of additional construction elements	26

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

<i>Safronov V. S., Antipov A. V.</i> Strength analysis of defective board reinforced concrete span structures of the operated road bridge.....	38
---	----

CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES

<i>Boldirev A. M., Rubtsova E. G., Sizintsev S. V.</i> The influence of the composition of the flux on the metal structure of the seams made with a modifying granulated additive.....	51
<i>Belyaeva S. Yu., Lyashenko A. V.</i> Calculation analysis and design of frame units in the case of different heights of beams adjacent to the column.....	62
<i>Kuznetsov D. N., Fedosova L. A.</i> Development analysis of the method of limit states for calculation of building structures.....	74

CALCULATION AND DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

<i>Agarkov A. V., Vysotsky V. A.</i> Comparative analysis of the influence of the model type of interaction of piles with soil on the carrying capacity of the frame support of a road bridge.....	82
Requirements for articles to be published.....	94

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.04

ANALYTICAL CALCULATION OF A PLANAR SPRINGEL TRUSS DEFORMATIONS WITH AN ARBITRARY NUMBER OF PANELS

M. N. Kirsanov¹, O. V. Vorobyev²

National Research University «MPEI»
Moscow, Russia

¹Dr of Physics and Mathematics, professor, tel.: +7(495)3627314; e-mail: c216@ya.ru

²Postgraduate, ph.: +7(916)709-06-61; e-mail: olvarg@mail.ru

A diagram of a statically determinate girder with a complex regular lattice is proposed. The induction method is used to derive the dependence of the truss deflection on the number of panels, truss size and load. Two types of symmetrical distributed load and a concentrated force load in the middle of the span are considered. To calculate the reaction of supports and forces in the rods in a symbolic form, the Maple computer mathematics system is used. The deflection and horizontal displacement of the movable support are calculated using the Maxwell-Mohr's formula. A number of truss solutions with different numbers of panels are generalized to an arbitrary number of panels. Linear asymptotics of solutions are obtained, graphs are constructed that reveal the features of the construction.

Key words: truss, induction, Maple, lattice, deflection, support shift.

Introduction

The analytical method for calculating trusses, which includes not only the dimensions, but also the number of panels, is applicable mainly for regular schemes. Various schemes of planar statically definable trusses and formulas for calculating their deflection depending on the number of panels are collected in handbooks [1, 2]. There are also known separate solutions for arch [3–7], lattice [8–12] trusses and solving problems in symbolic form to determine the natural frequencies of regular trusses [13–15]. Analytical solutions can be used to test solutions obtained numerically, for example, by the finite element method [16–19].

Truss diagram. Formulation of the problem

The span of a truss with a height of $2h$ is equal to $L = 4na$, where n is the number of periodicity cells, each of which contains one rod of the upper and two rods of the lower chord, a rack of height h and four braces (Fig. 1). The number of rods in the truss is $n_R = 8n + 6$. This number also includes three rods that model the supports. The task is to determine the analytical dependence of the truss deflection on the number of panels. All rods connections are articulated.

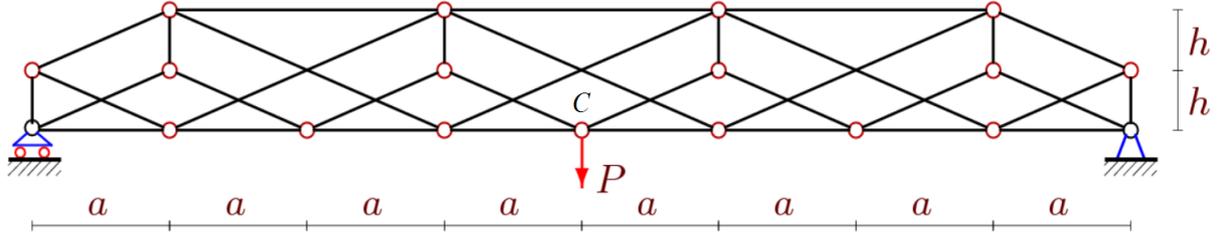


Fig. 1. A truss loaded with a force in the middle node of the lower chord, $n = 4$

Considering the scheme of the truss is statically definable and kinematically unchangeable. If the first is easy to check, then the second condition is not satisfied for all circuits of this type. One such option is the diagram in Figure 2. The middle parts of these two trusses are the same, but the supporting parts of truss 2 are shortened. Hence, despite the external proximity of the two schemes, the second is instantly kinematically changeable. This is confirmed by the distribution of possible velocity of its nodes. Velocity ratio: $v/a = u/h$.

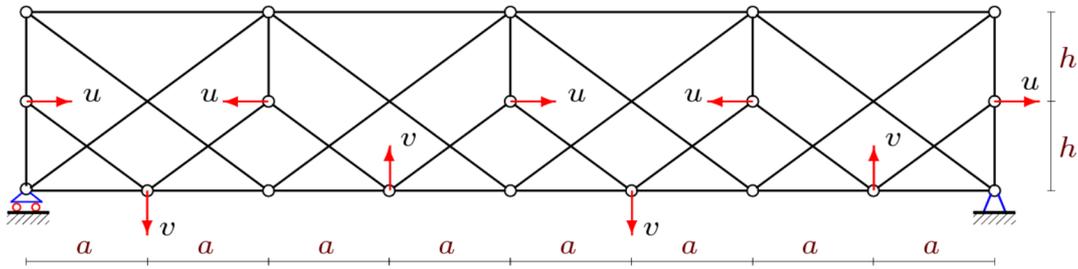


Fig. 2. Kinematically variable version of the scheme, $n = 4$

Calculation of forces

We write the system of equations for the equilibrium of nodes in matrix form. The elements of the matrix \mathbf{G} of the system are the direction cosines of the forces. The forces in the truss rods and at the same time the reactions of the supports are determined from the solution of the system of linear equations $\mathbf{G}\bar{\mathbf{S}} = \bar{\mathbf{B}}$, where $\bar{\mathbf{B}}$ is the load vector, $\bar{\mathbf{S}}$ the vector of the forces in the rods. In the elements of the load vector with odd numbers B_{2i-1} , horizontal loads applied to the node are written, in even B_{2i} — vertical loads. The solution is found by the inverse matrix method: $\bar{\mathbf{S}} = \mathbf{G}^{-1}\bar{\mathbf{B}}$. The Maxwell-Mohr's formula is used to determine the vertical displacement of the C node in the middle of the lower belt:

$$\Delta = \sum_{j=1}^{n_R-3} \frac{S_j s_j l_j}{EF}. \quad (1)$$

The following designations are adopted: S_j — is the force in the truss rod j from the action of an external load, s_j — is the force in the same rod from the action of a single vertical force applied to the hinge of the lower chord C in the middle of the span, l_j — is the length of the rod j . The cross-sectional areas of the bars are considered the same. The modulus of elasticity of the material of all the bars of the structure is E .

Deflection. Successively solving the problem of truss deflection with $n = 1, 2, 3, \dots$ panels in the case of a concentrated load in the middle of the span (Fig. 1), we obtain a series of solutions:

$$\begin{aligned}\Delta(1) &= P(a^3 + 3c^3 + 4h^3) / (h^2 EF), \\ \Delta(2) &= 2P(5a^3 + 5c^3 + 2h^3) / (h^2 EF), \\ \Delta(3) &= P(35a^3 + 25c^3 + 8h^3) / (h^2 EF), \\ \Delta(4) &= 4P(21a^3 + 13c^3 + 2h^3) / (h^2 EF), \\ &\dots\end{aligned}$$

Designated $c = \sqrt{a^2 + h^2}$. Thus, the general view of the deflection is

$$\Delta(n) = P(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3) / (h^2 EF). \quad (2)$$

The coefficients are obtained from solving the problem of the common term of the corresponding sequences:

$$C_1 = k(4k^2 - 1) / 3, C_2 = k(7 + 2k^2) / 3, C_3 = 1 + 2k - (-1)^k. \quad (3)$$

For this, the operators of the Maple system are used. The solutions for the coefficients in (2) in the case of a load distributed over the upper belt (Fig. 3) have the form

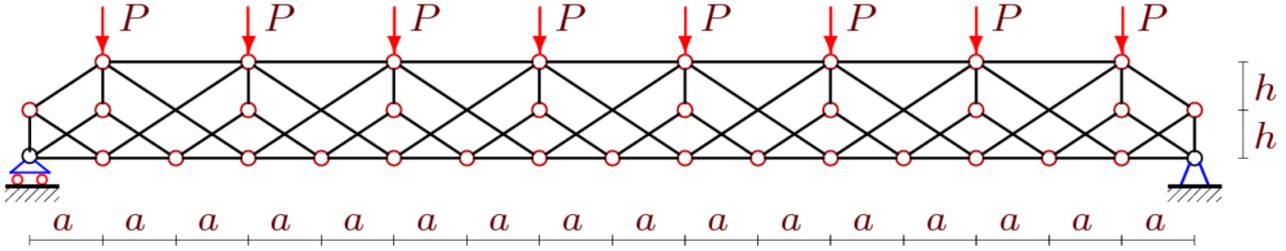


Fig. 3. Truss with a load on the upper chord, $n = 8$

$$C_1 = k^2(5k^2 - 2 - 3(-1)^k) / 6, C_2 = (1 + k^2)(1 - (-1)^k) / 2, C_3 = (1 - 2k(-1)^k + 2k - (-1)^k) / 2. \quad (4)$$

If the load is applied to the nodes of the lower chord (Fig. 4), then the coefficients are obtained as follows

$$C_1 = (20k^4 - 14k^2 - 3(-1)^k + 3) / 12, C_2 = k^2 - (-1)^k + 1, C_3 = (1 - (-1)^k)(1 + 2k). \quad (5)$$

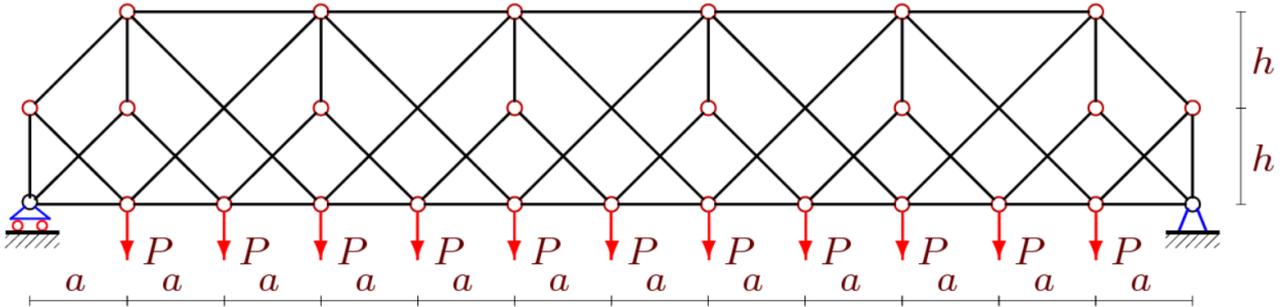


Fig. 4. Truss with a load on the lower chord, $n = 6$

At the same time, to determine the coefficient C_1 , it was necessary to compose and solve the following linear recurrent equation of the sixth order

$$C_{1,k} = 4C_{1,k-1} - 5C_{1,k-2} + 5C_{1,k-4} - 4C_{1,k-5} + C_{1,k-6}.$$

This is the most difficult equation in the problem. For other coefficients, the recurrence equations are somewhat simpler. Formula (2) with coefficients (3), (4) or (5) gives a solution to the problem for three load options. A linear combination of solutions can be used for a wide class of problems for trusses of the considered type.

Graphical operators Maple make it possible to obtain a diagram of the forces in the truss members (Fig. 5). Consider the case of loading along the upper chord. In this case, most of the lattice bars are unloaded (black bars). Compressed bars are highlighted in blue, stretched bars are highlighted in red. The corresponding force refers to the force P and is rounded to the nearest tenth. The greatest compressive forces are observed on the support struts, stretched — in all the rods (except for the extreme ones) of the lower chord.

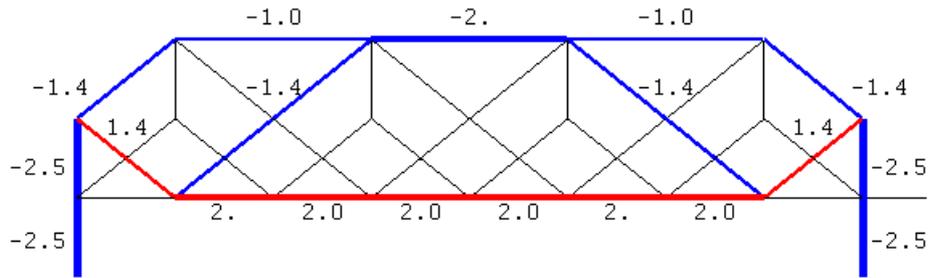


Fig. 5. Distribution of forces in the truss rods when loading the upper chord, $n = 4$, $a = h = 3\text{m}$

Support offset. Under the action of a vertical load, the movable support is displaced. To determine this value, we will use the same formula (1), but with forces s_j from the action of a single horizontal force applied to the left support. Using the induction method, we obtain the following dependence for the case of a load acting on the upper belt (Fig. 3):

$$\delta = 2Pa^2k(1+2k^2)/(3hEF). \quad (6)$$

Analysis of the obtained results

The features of the obtained solutions are best traced on the graphs constructed according to formula (1) with the coefficients of the corresponding loads. Consider a truss with a span of constant length $L = 4an = 70\text{m}$ and with a total load not depending on the number of panels along the lower chord $P_0 = (2n-1)P$. Let us analyze the graphs of solution (1) for the relative deflection $\Delta' = \Delta EF / (P_0L)$ (Fig. 6).

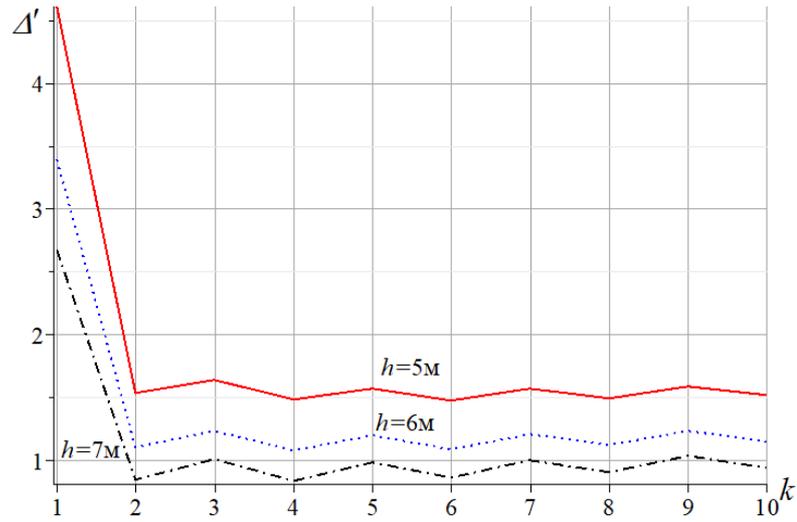


Fig. 6. Dependence of the relative deflection on the number of panels $n = 2k$ for the load distributed along the lower belt

The curves of the obtained dependences have a broken character typical for trusses with a complex lattice. With an increase in the number of panels, the deflection increases abruptly. This growth can be confirmed by asymptotic analysis of the solution. We have the following limit

$$\lim_{k \rightarrow \infty} \Delta' / k = h / (4L).$$

The asymptotics of the change is positive. Considering that at the beginning of the graph the curves drop sharply as the number of panels decreases from 1 to 2, this means that the curves have implicit minima. The solution for the load along the upper chord has the same asymptotics.

The dependence of the support displacement on the number of panels will be illustrated by the graphs in Figure 7. The dependence here turns out to be more monotonous. The presence of a minimum in the curves can only be detected by calculating the asymptotics, which, in comparison with the asymptotics of the deflection, has a different character:

$$\lim_{k \rightarrow \infty} \delta' / k = L / (24h).$$

Here it is indicated: $\delta' = \delta EF / (P_0 L)$, $P_0 = nP$. The asymptotics (tangent of the angle of inclination of the tangent) is positive, therefore, after a sharp drop at the beginning of the graph, the displacement, although slowly, grows.

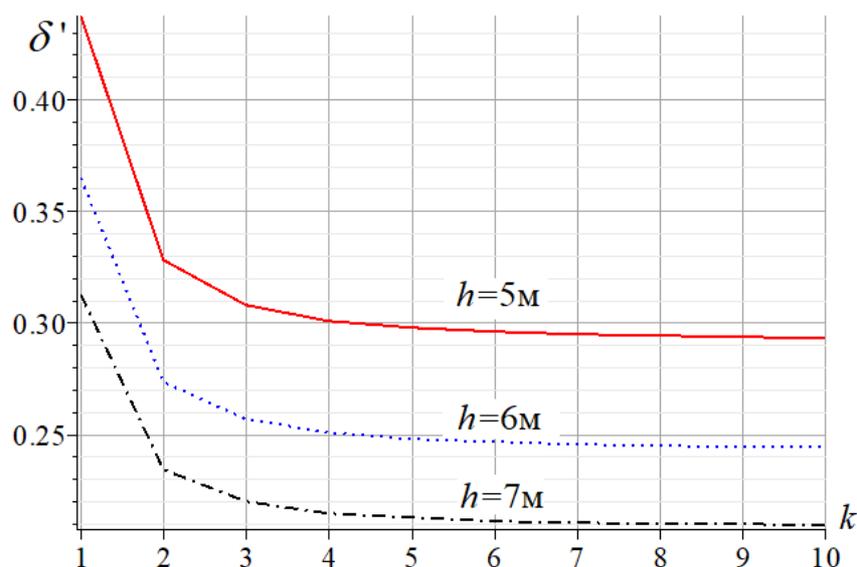


Fig. 7. Dependence of the support displacement on the number of panels in case of load, distributed along the lower belt

Conclusion

A new scheme of a statically definable lattice-type truss is proposed. Dependences of the deflection on the number of panels for three types of loads are derived. The dependences have a fairly simple form of polynomials of degree at most four.

The graphs of the obtained solutions have a physically justified form. Sharp jumps in the dependence of the deflection on the number of panels and a smoother appearance of the curves of the same dependence for the displacement of the support are noted. The derived formulas can be used in engineering practice, and the induction method used can be used to obtain similar dependencies in other problems of deformation of regular systems.

The investigation was carried out within the framework of the project “Dynamics of light rod structures of manipulators” with the support of a grant from NRU “MPEI” for implementation of scientific research programs “Energy”, “Electronics, Radio Engineering and IT”, and “Industry 4.0, Technologies for Industry and Robotics in 2020-2022”.

Библиографический список

1. Kirsanov M. Planar Trusses: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing UK. 2019.
2. Kirsanov M. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing UK. 2020.
3. Осадченко Н.В. Аналитические решения задач о прогибе плоских ферм арочного типа // Строительная механика и конструкции. 2018. Т.1. №16. С.12–33.
4. Кийко Л.К. Аналитическая оценка прогиба арочной фермы под действием ветровой нагрузки // Научный вестник. 2016. № 1 (7). С. 247–254.
5. Кузнечихин А.А. Формула для прогиба арочной фермы треугольного очертания при загрузении верхнего пояса // Вестник научных конференций. 2015. № 2–3(2). Перспективы развития науки и образования: по материалам международной научно-практической конференции 31 октября 2015 г. Часть 3. С. 73–74.

6. Сметанин Д.А. Анализ решения задачи о прогибе арочной фермы, нагруженной по верхнему поясу // Вестник научных конференций. 2015. № 4–1(4). Вопросы образования и науки: по материалам международной научно-практической конференции 31 декабря 2015 г. Часть 1. С. 152–153.
7. Пилягина Л. А. Зависимость горизонтального смещения опоры арочной фермы от числа панелей // Научный альманах. 2016. №6-2 (19). С. 282–284.
8. Тиньков Д.В. Формулы для расчёта прогиба вспарушенной балочной раскосной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2016. Т. 2. № 13 (13). С. 10–14.
9. Gorbunova A.S., Lepetyukha V.A. The formula for deflection of a composite truss loaded on the upper belt // Инновационная наука. 2017. Т. 1. № 3. С. 57–59.
10. Суд И. Б. Формулы для прогиба шпренгельной балочной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2020. №2 (25). С. 25–32.
11. Овсянникова В.М. Зависимость деформаций балочной фермы трапецевидной формы от числа панелей // Строительная механика и конструкции. 2020. №3 (26). С.13–20.
12. Belyankin N.A., Boyko A. Y. Analysis of the deflection of the flat statically determinate girder // Научный альманах. 2017. N 2–3(28). С. 246–249. DOI: 10.17117/na.2017.02.03.246
13. Воробьев О.В. О методах получения аналитического решения для проблемы собственных частот шарнирных конструкций // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 25–38.
14. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. Vol. 92. Article No 9204 doi: 10.18720/CUBS.92.4
15. Петриченко Е.А. Нижняя граница частоты собственных колебаний фермы Финка // Строительная механика и конструкции. 2020. №3 (26). С. 21–29.
16. Игнатъев А.В., Габова В.В. Алгоритм статического расчета плоских стержневых систем по методу конечных элементов в смешанной форме // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Естественные науки. 2007. № 6. С. 72–77.
17. Игнатъев А. В., Игнатъев В. А., Онищенко Е. В. Решение геометрически нелинейных задач статики шарнирно-стержневых систем на основе метода конечных элементов в форме классического смешанного метода // Вестник МГСУ. 2016. №. 2. С. 20–33.
18. Goloskokov D.P., Matrosov A.V. Comparison of two analytical approaches to the analysis of grillages // В сборнике: 2015 International Conference "Stability and Control Processes" in Memory of V.I. Zubov (SCP) 2015. С. 382–385.
19. Goloskokov D.P., Matrosov A.V. A superposition method in the analysis of an isotropic rectangle // Applied Mathematical Sciences. 2016. Т. 10. № 54. С. 2647–2660.

References

1. Kirsanov M. Planar Trusses: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing UK. 2019.
2. Kirsanov M. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing UK. 2020.
3. Osadchenko N.V. Analytical solutions to the problems of deflection of flat trusses of arch type. Structural Mechanics and Structures. 2018. Vol.1. No. 16. Pp.12–33.

4. Kiyko L.K. Analytical assessment of the deflection of the arch truss under the influence of wind load. *Science Bulletin*. 2016. No. 1 (7). Pp. 247–254.
5. Kuznechikhin A.A. Formula for the deflection of an arched truss of a triangular shape when loading the upper belt. *Bulletin of scientific conferences*. 2015. No. 2-3 (2). Prospects for the development of science and education: based on the materials of the international scientific and practical conference on October 31, 2015. Part 3. Pp. 73-74.
6. Smetanin D.A. Analysis of the solution to the problem of the deflection of an arched truss loaded along the upper belt. *Bulletin of scientific conferences*. 2015. No. 4-1 (4). Issues of education and science: based on the materials of the international scientific-practical conference on December 31, 2015. Part 1. Pp. 152–153
7. Pilyagina L.A. Dependence of the horizontal displacement of the support of the arch truss on the number of panels. *Science Almanac*. 2016. No. 6-2 (19). Pp. 282–284.
8. Tinkov D.V. Formulas for calculating the deflection of a collapsed beam diagonal truss with an arbitrary number of panels. *Structural Mechanics and Structures*. 2016. Vol. 2. No. 13 (13). Pp. 10–14.
9. Gorbunova A.S., Lepetyukha V.A. The formula for deflection of a composite truss loaded on the upper belt. *Innovative science*. 2017. Vol. 1. No. 3. Pp. 57–59.
10. Sud I.B. Formulas for the deflection of a truss girder with an arbitrary number of panels. *Structural Mechanics and Structures*. 2020. No. 2 (25). Pp. 25–32.
11. Ovsyannikova V.M. Dependence of deformations of a trapezoidal girder on the number of panels. *Structural Mechanics and Structures*. 2020. No. 3 (26). Pp.13–20.
12. Belyankin N.A., Boyko A. Y. Analysis of the deflection of the flat statically determinate girder. *Science Almanac*. 2017. No. 2–3 (28). Pp. 246–249. DOI: 10.17117 / na.2017.02.03.246
13. Vorobyev O. V. On methods for obtaining an analytical solution for the problem of natural frequencies of hinged structures. *Structural Mechanics and Structures*. 2020. Vol. 1. No. 24. Pp. 25–38.
14. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020. Vol. 92. Article No. 9204 doi: 10.18720/CUBS.92.4
15. Petrichenko E.A. The lower limit of the frequency of natural oscillations of the Fink truss. *Structural mechanics and structures*. 2020. No. 3 (26). Pp. 21–29.
16. Ignatiev A.V., Gabova V.V. The algorithm for static calculation of flat rod systems by the finite element method in mixed form. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Natural Sciences*. 2007. No. 6. Pp. 72–77.
17. Ignatiev A.V., Ignatiev V.A., Onishchenko E.V. Solution of geometrically non-linear problems of the statics of hinged-rod systems based on the finite element method in the form of the classical mixed method. *Vestnik MGSU*. 2016. No. 2. Pp. 20–33.
18. Goloskokov D.P., Matrosov A.V. Comparison of two analytical approaches to the analysis of grillages. *Collected: 2015 International Conference "Stability and Control Processes" in Memory of V.I. Zubov (SCP) 2015*. Pp. 382–385.
19. Goloskokov D.P., Matrosov A.V. A superposition method in the analysis of an isotropic rec-tangle. *Applied Mathematical Sciences*. 2016. Vol. 10. No. 54. Pp. 2647–2660.

АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ПЛОСКОЙ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ФЕРМЫ С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЧИСЛОМ ПАНЕЛЕЙ

М. Н. Кирсанов¹, О. В. Воробьев²

Национальный исследовательский университет «МЭИ»
Россия, г. Москва

¹Д-р физ.-мат. наук, проф., тел.: +7(495)362-73-14; e-mail: c216@ya.ru

²Аспирант, тел.: +7(916)709-06-61; e-mail: olvarg@mail.ru

Предлагается схема статически определимой фермы балочного типа со сложной регулярной решеткой. Для вывода зависимости прогиба фермы от числа панелей, размеров и нагрузки используется метод индукции. Рассмотрены два вида симметричной распределенной нагрузки и нагрузка сосредоточенной силой в середине пролета. Для расчета реакций опор и усилий в стержнях в символьном виде применяется система компьютерной математики Maple. Прогиб и горизонтальное смещение подвижной опоры вычисляются по формуле Максвелла-Мора. Ряд решений в символьном виде для ферм с различным числом панелей обобщается на случай произвольного числа панелей. Получены линейные асимптотики решений, построены графики, обнаруживающие особенности конструкции.

Ключевые слова: ферма, индукция, Maple, решетка, прогиб, сдвиг опоры.

ЗАВИСИМОСТЬ ПРОГИБА ПЛОСКОЙ ВНЕШНЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ ФЕРМЫ ОТ ЧИСЛА ПАНЕЛЕЙ

В. М. Овсянникова¹

Национальный исследовательский университет «МЭИ»
Россия, г. Москва

¹Студентка; тел.: +7(961)490-93-46; e-mail: ovsyannikovarvara03@yandex.ru

Плоская симметричная ферма регулярного типа с двумя неподвижными опорами имеет крестообразную решетку. Выводятся формулы зависимости прогиба конструкции от ее размеров, нагрузки и числа панелей. Рассматривается нагрузка, равномерно распределенная по верхнему поясу и сосредоточенная в середине пролета. Для определения усилий в стержнях используются операторы системы символьной математики Maple. Прогиб вычисляется по формуле Максвелла – Мора. Результаты расчета для ферм с различным числом панелей методом индукции обобщаются на произвольный случай. Из решения однородных линейных рекуррентных уравнений определяются коэффициенты искомой зависимости. Найдена нелинейная по числу панелей асимптотика решения. Получены формулы для реакций опор и картина распределения усилий в стержнях конструкции.

Ключевые слова: точное решение, индукция, Maple, формула Максвелла - Мора, прогиб.

Введение

Внешняя статическая неопределимость, проявляющаяся в том, что реакции опор конструкции независимо от определения усилий в стержнях найти нельзя, создает трудности для аналитического решения задачи о деформации конструкции. В таких случаях для составления и решения общей системы уравнений равновесия всех узлов фермы, в число неизвестных которой включаются и реакции опор, имеет смысл использовать системы компьютерной математики. В системе Maple были получены решения задачи о прогибе внешне статически неопределимых ферм [1-6], арочных ферм [7-17], решетчатых [18-29] и пространственных ферм [30-35]. В [36] анализируется спектр собственных частот колебаний внешне статически неопределимой фермы.

Схема фермы и расчет усилий

Предлагается схема фермы высотой $3h$, содержащая $2n$ панелей в пролете (рис.1). Ферма содержит $K=4n+14$ стержней. Для расчета усилий используется программа [26], составленная на языке Maple. Расчет начинается с ввода данных о конструкции, нагрузки и размерах фермы. Стержни и узлы фермы нумеруются (рис. 2). Начало координат расположено в левой неподвижной опоре.

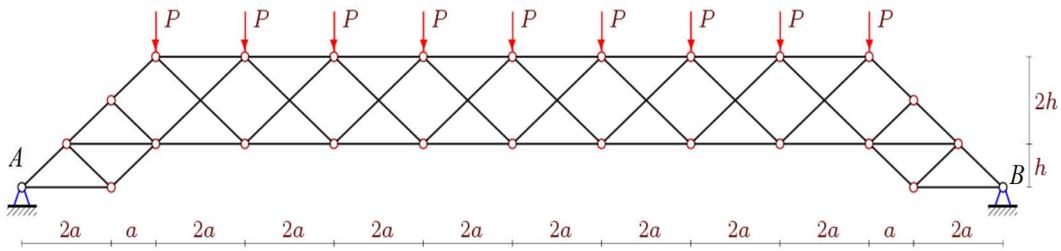


Рис. 1. Ферма, нагрузка по верхнему поясу, $n = 4$

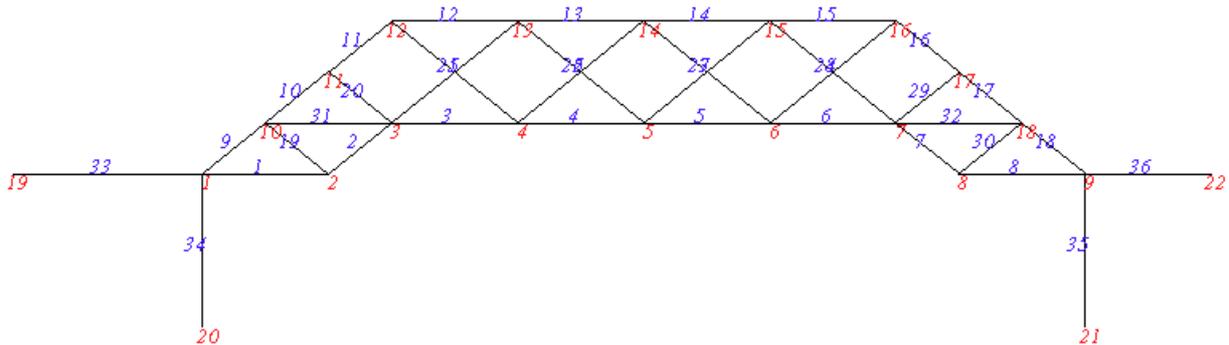


Рис. 2. Нумерация узлов (шарниров) и стержней при $n = 2$

Приведем фрагмент ввода координат программы

```
> for i to 2*n+1 do x[i+2]:=2*a*i+a;      y[i+2]:=h;
                    x[i+2*n+7]:=2*a*i+a:  y[i+2*n+7]:=h*3:
end:
x[2*n+4]:=4*(n+1)*a:      y[2*n+4]:=0:
x[2*n+5]:=4*(n+1)*a+2*a:  y[2*n+5]:=0:
> for i to 2 do x[i+2*n+5]:=a*i:          y[i+2*n+5]:=h*i:
>                    x[i+4*n+8]:=a*i+4*n*a+3*a: y[i+4*n+8]:=3*h-h*i:
end:
```

Структура решетки задается специальными упорядоченными списками $N[i]$, содержащими номера шарниров, к которым присоединены соответствующие стержни. Номер конца и начала стержня выбирается произвольно. На величину и знак усилия в стержне выбор ориентации не влияет. Для нижнего пояса имеем списки:

```
> for i to 2*n+4 do N[i]:=[i,i+1]; end:
```

Для верхнего:

```
for i to 2*n+4 N[i+2*n+5]:=[i+2*n+5,i+2*n+6]; end:
```

Аналогично вводится структура решетки.

Составляется матрица системы уравнений равновесия узлов фермы. Матрица имеет размер $K \times K$. Для решения системы линейных алгебраических уравнений используются операторы системы Maple. В этом случае решение имеет символьную форму. Выписывать полученные формулы для всех усилий не имеет смысла. Эти формулы войдут в решение для прогиба. Выпишем только формулы для реакций опор. В случае нагружения одной силой в середине пролета имеем:

$$X_A = X_B = P(2 + (-1)^n)a / (2h), \quad Y_A = Y_B = P/2.$$

Для распределенной нагрузки:

$$X_A = X_B = P(4n+1)a / (2h), \quad Y_A = Y_B = P(n+1/2).$$

Распределение усилий в стержнях фермы, отнесенных к величине P нагрузки по верхнему поясу, показано на рис. 3. Красным цветом выделены растянутые стержни, синим — сжатые. Толщина линий стержней пропорциональна усилиям в этих стержнях. Тонкие черные линии соответствуют незагруженным стержням.

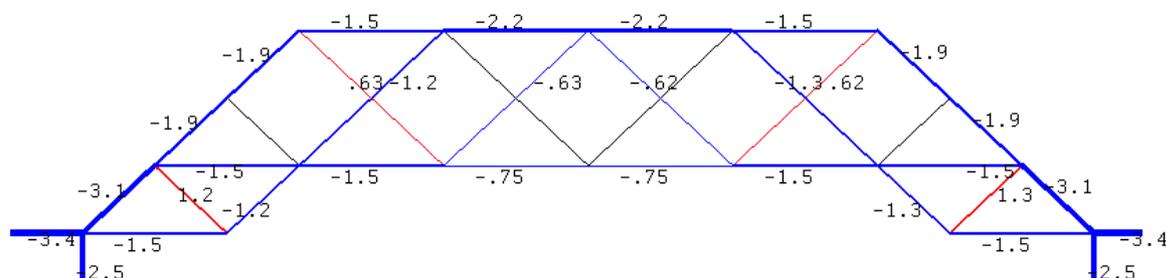


Рис. 3. Диаграмма распределения усилий при $a = 3\text{ м}$, $h = 4\text{ м}$.
Нагрузка распределена по верхнему поясу, $n = 2$

Характерно и несколько необычно наличие сжатых стержней в нижнем поясе и небольшая часть растянутых стержней в решетке. Эффективность такой конструкции по сравнению с висячими и вантовыми системами, где нагрузка воспринимается в основном растянутыми элементами, заметно ниже. Для сжатых элементов, имеющих тенденцию к потере устойчивости, требуется больше материала. На рис. 4 показано распределение усилий при действии на ферму одной силы в середине нижнего пояса. В этом случае число незагруженных стержней еще больше, а растянутые раскосы находятся в опорных частях в середине пролета.

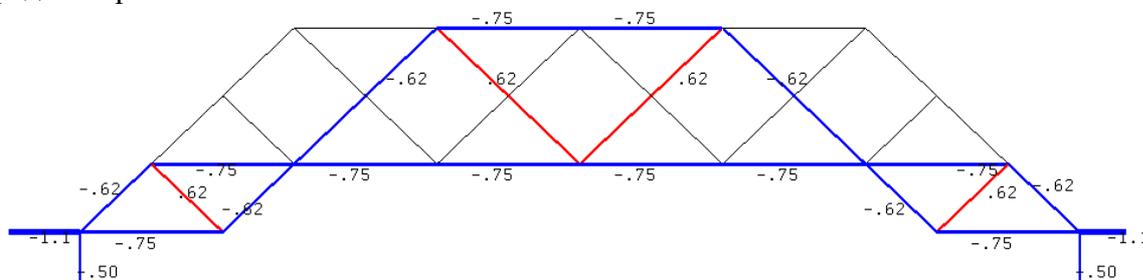


Рис. 4. Диаграмма распределения усилий при $a = 3\text{ м}$, $h = 4\text{ м}$.
Сосредоточенная нагрузка в середине нижнего пояса

Прогиб

Для вычисления прогиба используем формулу Максвелла – Мора в виде:

$$\Delta = \sum_{j=1}^{K-3} \frac{S_j s_j l_j}{EF}, \quad (1)$$

EF — жесткость стержней, S_j — усилия в стержне j от действия внешней нагрузки, s_j — усилие от единичной силы, приложенной к среднему узлу нижнего пояса, l_j — длина стержня j . Решение не зависит от числа панелей в ферме:

$$\Delta(n) = \frac{P(C_1 a^3 + C_2 c^3)}{h^2 EF}, \quad (2)$$

где $c = \sqrt{a^2 + h^2}$. От числа панелей n зависят коэффициенты C_1, C_2 . Для этих коэффициентов составляются рекуррентные уравнения, решение которых дают выражения для общих членов последовательностей. Последовательности коэффициентов в системе Maple выделяются оператором `coeff`. Рекуррентное уравнение возвращает оператор `rgf_findrecur` из специализированного пакета `genfunc`. Аргументом оператора `rgf_findrecur` должно быть четное число членов последовательности. Для коэффициента C_1 получается линейное однородное уравнение седьмого порядка:

$$C_{1,n} = C_{1,n-1} + 3C_{1,n-2} - 3C_{1,n-3} - 3C_{1,n-4} + 3C_{1,n-5} + C_{1,n-6} - C_{1,n-7}.$$

Таким образом, в случае действия сосредоточенной силы в центре имеем решение:

$$C_1 = (4n^3 - 6(1 + 2(-1)^n)n^2 + 8(4 + 3(-1)^n)n + 27 + 21(-1)^n) / 6, \quad C_2 = (2n + 3) / 2.$$

Если к ферме приложена распределенная нагрузка по верхнему поясу, для коэффициента C_1 получается уравнение:

$$C_{1,n} = C_{1,n-1} + 4C_{1,n-2} - 4C_{1,n-3} - 6C_{1,n-4} + 6C_{1,n-5} + 4C_{1,n-6} - 4C_{1,n-7} - C_{1,n-8} + C_{1,n-9}$$

Имеем решение:

$$C_1 = (5n^4 - (8(-1)^n + 10)n^3 + (24(-1)^n + 31)n^2 + 7(2(-1)^n + 4)n) / 6,$$

$$C_2 = (2n^2 + 8n - (-1)^n + 3) / 4.$$

Построим некоторые графики полученных решений. Рассмотрим случай, когда действует одна сила в центре пролета. Введем обозначение для безразмерного прогиба $\Delta' = \Delta EF / (PL)$. Фиксируем длину пролета $L = (4n + 6)a$. В такой постановке зависимость прогиба от высоты почти линейная (рис. 5).

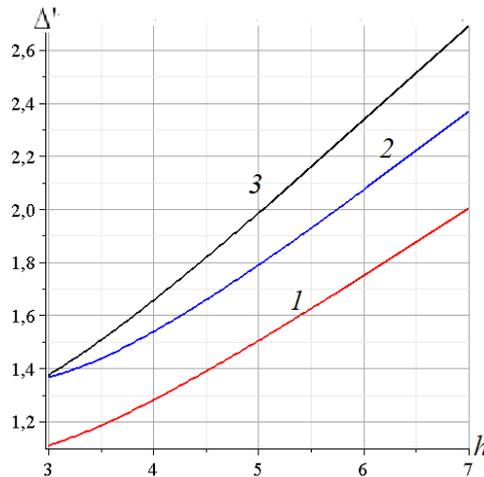


Рис. 5. Зависимость прогиба от высоты h при разных n , $L=20$ м.
1- $n=4$; 2- $n=5$; 3- $n=6$

В случае распределенной нагрузки $\Delta' = \Delta EF / (P_0 L)$, $P_0 = P(2n + 1)$ этот график выглядит почти так же, за исключением того, что в начале кривые допускают самопересечение (рис. 6).

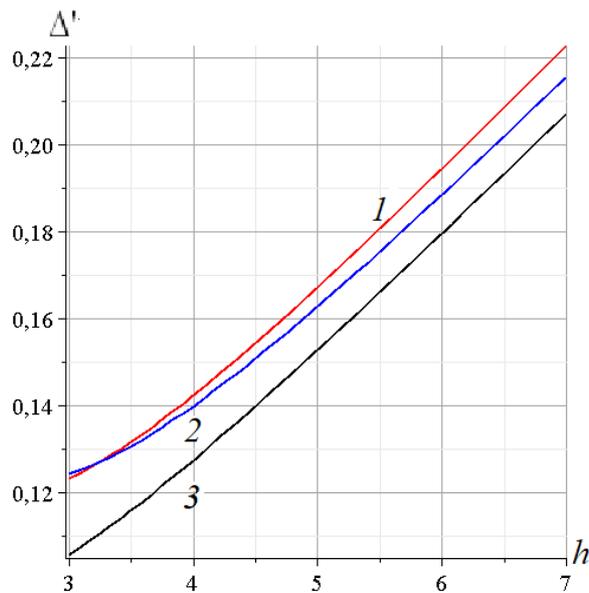


Рис. 6. Зависимость прогиба от высоты h при разных n , $L=20$ м.
 1– $n=4$; 2– $n=5$; 3– $n=6$

Зависимость прогиба от числа панелей получается скачкообразной (рис. 7). В этом случае принято $\Delta' = \Delta EF / (P_0 L)$. Прогиб отнесен к общей нагрузке на ферму: $P_0 = P(2n + 1)$. При этом можно получить квадратичную асимптоту $\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta' / n^2 = h / (2L)$. С увеличением числа панелей растет как прогиб, так и скачки прогиба. Это особенно интересно для проектировщиков. Изменение (увеличение или уменьшение) числа панелей проектируемой конструкции всего на одну панель может существенно изменить величину прогиба.

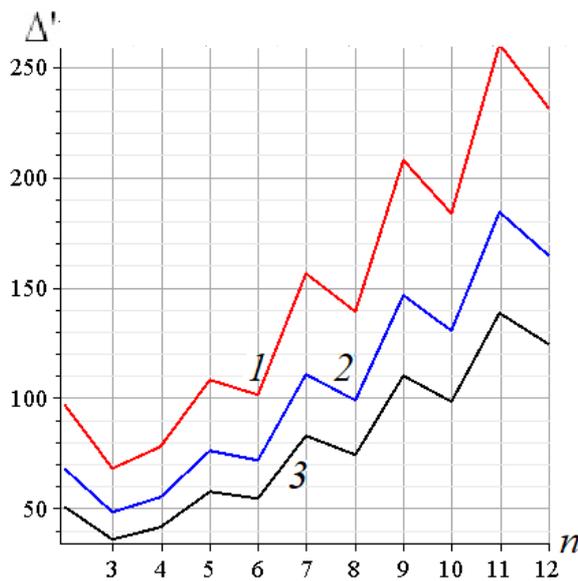


Рис. 7. Зависимость прогиба от числа панелей n при разных высотах h , $L=80$ м.
 1– $h=5$ м; 2– $h=6$ м; 3– $h=7$ м

Заключение

Предложенная схема статически определимой плоской фермы допускает простое аналитическое решение. Порядок полиномов в зависимости прогиба от числа панелей не

превышает четвертый для распределенной нагрузки и третий для сосредоточенной. Построенная диаграмма распределения усилий в стержнях обнаруживает недостаток предложенной схемы. Почти все стержни конструкции, включая нижний пояс, оказываются сжатыми. Замечены также весьма значительные скачки в зависимости прогиба от числа панелей. Изменение числа панелей в пролете всего на одну может изменить прогиб почти наполовину. Зависимость же прогиба от высоты фермы почти линейная. Полученные формулы могут быть использованы для тестирования численных решений. Особенно эффективны аналитические решения формульного вида в случае большого числа панелей. Численные методы весьма чувствительны к размеру систем уравнений равновесия. С увеличением размерности разрешающих матриц точность численных методов заметно падает, в то время как аналитическое решение от этого совсем не зависит.

Библиографический список

1. Kirsanov M., Komerzan E., Sviridenko O. Analytical calculation of the deflection of an externally statically indeterminate lattice truss // MATEC Web of Conferences. 2019. Vol. 265. 0527.
2. Domanov E.V. An analytical solution of the problem of the externally statically indeterminate truss deflection with an arbitrary number of panels // Postulat. 2018. No. 7(33). С.4.
3. Domanov E.V. The formula for the dependence of the deflection of an externally statically indeterminate truss on the number of panels // Postulat. 2018. No. 6 (32). С.67.
4. Voropay R.A. The dependence of the deflection value of an externally statically determinate truss with a cross-shaped lattice on the number of panels // Postulat. 2018. No. 7. С. 7.
5. Ilyushin A.S. The formula for calculating the deflection of a compound externally statically indeterminate frame // Строительная механика и конструкции. 2019. № 3. Т. 22. С. 29–38.
6. Кирсанов М.Н., Суворов А.П. Исследование деформаций плоской внешне статически неопределимой фермы // Вестник МГСУ. 2017. Т. 12. Вып. 8 (107). С. 869–875.
7. Voropay R.A., Domanov E.V. Analytical solution of the problem of shifting a movable support of a truss of arch type in the Maple system // Постулат. 2019. № 1.
8. Voropai R.A., Kazmiruk I.Yu. Analytical study of the horizontal stiffness of the flat statically determinate arch truss // Вестник научных конференций. 2016. № 2–1(6). С. 10–12
9. Bolotina T. D. The deflection of the flat arch truss with a triangular lattice depending on the number of panels // Вестник научных конференций. 2016. № 4–3(8). С. 7–8.
10. Kazmiruk I.Yu. On the arch truss deformation under the action of lateral load // Научный альманах. 2016. No. 3–3(17). С. 75–78.
11. Кирсанов М.Н. Сравнительный анализ жесткости двух схем арочной фермы // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 9 (36). С. 44–55.
12. Кирсанов М.Н. Индуктивный анализ деформации арочной фермы // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. 2018. Т. 14. № 1. С. 64–70.
13. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета прогиба арочной фермы // Строительная механика и конструкции. 2018. Т. 1. № 16. С. 7–11.
14. Кирсанов М.Н. Аналитическая оценка прогиба и усилий в критических стержнях арочной фермы // Транспортное строительство. 2017. № 9. С. 8–10.

15. Кирсанов М.Н. Аналитическое исследование деформаций плоской фермы арочного типа // Вестник государственного университета морского и речного флота им. адмирала С.О. Макарова. 2015. № 3 (31). С. 42–48.
16. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. The dependence of the deflection of the arched truss loaded on the upper belt, on the number of panels // Научный альманах. 2017. N 2–3(28). С. 268–271.
17. Кирсанов М.Н. Статический расчет составной арочной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2020. Т. 2. № 25. С. 1–15.
18. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет многорешетчатой фермы // Строительная механика и расчет сооружений. 2014. № 6 (257). С. 2–6.
19. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет балочной фермы с решеткой типа "Butterfly" // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. № 4 (267). С. 2–5.
20. Кирсанов М.Н. Расчет жесткости стержневой решетки // Вестник машиностроения. 2015. № 8. С. 48–51.
21. Кирсанов М.Н. Вывод формулы для прогиба решетчатой фермы, имеющей случаи кинематической изменяемости // Строительная механика и конструкции. 2017. Т. 1. № 14. С. 27–30.
22. Кирсанов М.Н. К выбору решетки балочной фермы // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 3. С. 23–27.
23. Kirsanov M., Serdjuks D., Buka–Vaivade K. Analytical Expression of the Dependence of the Multi-lattice Truss Deflection on the Number of Panels // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2020. Том 90. Article No 9003.
24. Kirsanov M. N. Analytical Solution of a Spacer Beam Truss Deflection with an Arbitrary Number of Panels // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2020. 3 (Jun. 2020), 8802.
25. Овсянникова В.М. Зависимость деформаций балочной фермы трапециевидной формы от числа панелей // Строительная механика и конструкции. 2020. №3(26). С.13–20.
26. Бука–Вайваде К., Кирсанов М.Н., Сердюк Д.О. Calculation of deformations of a cantileverframe planar truss model with an arbitrary number of panels // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 4. С. 510–517.
27. Kirsanov M., Serdjuks D., Buka–Vaivade K. Analytical Dependence of Deflection of the Lattice Truss on the Number of Panels // Springer Nature Switzerland AG 2020 B. Anatolijs et al. (eds.), Proceedings of EECSE 2019, Lecture Notes in Civil Engineering 70, С. 25–35.
28. Kirsanov M.N., Buka–Vaivade K. Analytical calculation of the deflection of the rod frame with an arbitrary number of panels // Строительная механика и конструкции. 2019. Т. 3. № 22. С. 21–28.
29. Kirsanov M.N. Analytical dependence of the deflection of the spatial truss on the number of panels // Инженерно–строительный журнал. 2020. 96(4). С. 110–117.
30. Кирсанов М.Н., Овсянникова В.М. Аналитический расчет прогиба балочной фермы в системе Maple // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 3 (290). С. 15–19.
31. Кирсанов М.Н. Прогиб пространственного покрытия с периодической структурой // Инженерно–строительный журнал. 2017. № 8(76). С. 58–66.
32. Кирсанов М.Н. Особенности аналитического расчета пространственных стержневых систем // Строительная механика и расчет сооружений. 2011. № 5 (238). С. 11–15.

33. Кирсанов М.Н., Андреевская Т.М. Анализ влияния упругих деформаций мачты на позиционирование антенного и радиолокационного оборудования // Инженерно-строительный журнал. 2013. № 5 (40). С. 52–58.
34. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет пространственной стержневой регулярной структуры с плоской гранью // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. № 2 (259). С. 2–6.
35. Кирсанов М.Н. Аналитический расчет и оптимизация пространственной балочной фермы // Вестник Московского энергетического института. Вестник МЭИ. 2012. № 5. С. 5–8.
36. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Спектр собственных частот колебаний внешне статически неопределимой фермы // Транспортное строительство. 2019. №2. С. 20–23

References

1. Kirsanov M., Komerzan E., Sviridenko O. Analytical calculation of the deflection of an externally statically indeterminate lattice truss. MATEC Web of Conferences. 2019. Vol. 265. 0527.
2. Domanov E.V. An analytical solution of the problem of the externally statically indeterminate truss deflection with an arbitrary number of panels. Postulat. 2018. No. 7(33). Pp. 4.
3. Domanov E.V. The formula for the dependence of the deflection of an externally statically indeterminate truss on the number of panels. Postulat. 2018. No. 6 (32). Pp.67.
4. Voropay R.A. The dependence of the deflection value of an externally statically determinate truss with a cross-shaped lattice on the number of panels. Postulat. 2018. No. 7. Pp. 7.
5. Ilyushin A.S. The formula for calculating the deflection of a compound externally statically indeterminate frame. Structural mechanics and structures. 2019. Vol. 3. No. 22. Pp. 29–38.
6. Kirsanov M.N., Suvorov A.P. Investigation of deformations of a flat externally statically indeterminate truss. Vestnik MGSU. 2017. Vol. 12. Iss. 8 (107). Pp. 869–875.
7. Voropay R.A., Domanov E.V. Analytical solution of the problem of shifting a movable support of a truss of arch type in the Maple system. Postulat. 2019. № 1.
8. Voropai R.A., Kazmiruk I.Yu. Analytical study of the horizontal stiffness of the flat statically determinate arch truss. Scientific conference bulletin. 2016. № 2–1(6). Pp. 10–12.
9. Bolotina T. D.The deflection of the flat arch truss with a triangular lattice depending on the number of panels. Scientific conference bulletin. 2016. № 4–3(8). Pp. 7–8.
10. Kazmiruk I.Yu. On the arch truss deformation under the action of lateral load. Science Almanac. 2016. No. 3–3(17). Pp. 75–78.
11. Kirsanov M.N. Comparative analysis of the rigidity of two schemes of an arch truss. Construction of unique buildings and structures. 2015. No. 9 (36). Pp. 44–55.
12. Kirsanov M.N. Inductive analysis of the deformation of an arch truss. International journal on the calculation of civil and building structures. 2018. Vol. 14.No. 1. Pp. 64–70.
13. Kirsanov M.N. Formulas for calculating the deflection of an arch truss. Structural mechanics and structures. 2018. Vol. 1. No. 16. Pp. 7–11.
14. Kirsanov M.N. Analytical assessment of deflection and efforts in the critical rods of the arch truss. Transportnoe stroitel'stvo. 2017. No. 9. Pp. 8–10.

15. Kirsanov M.N. Analytical study of the deformations of a flat arch-type truss. *Bulletin of the State University of Marine and River Fleet. Admiral S.O. Makarov*. 2015. No. 3 (31). Pp. 42–48.
16. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. The dependence of the deflection of the arched truss loaded on the upper belt, on the number of panels. *Science Almanac*. 2017. N 2–3(28). Pp. 268–271.
17. Kirsanov M.N. Static calculation of a composite arched truss with an arbitrary number of panels. *Structural Mechanics and Structures*. 2020. Vol. 2. No. 25. Pp. 1–15.
18. Kirsanov M.N. Analytical calculation of a multi-lattice truss. *Structural mechanics and calculation of structures*. 2014. No. 6 (257). Pp. 2–6.
19. Kirsanov M.N. Analytical calculation of a beam girder with a lattice of the "Butterfly" type. *Structural mechanics and calculation of structures*. 2016. No. 4 (267). Pp. 2–5.
20. Kirsanov M.N. Calculation of the stiffness of a rod lattice. 2015. No. 8. Pp. 48–51.
21. Kirsanov M.N. Derivation of the formula for the deflection of a lattice girder with cases of kinematic variability. *Structural Mechanics and Structures*. 2017. Vol. 1. No. 14. Pp. 27–30.
22. Kirsanov M.N. To the choice of the lattice of the girder. *Structural mechanics of engineering structures and structures*. 2017. No. 3. Pp. 23–27.
23. Kirsanov M., Serdjuks D., Buka–Vaivade K. Analytical Expression of the Dependence of the Multi-lattice Truss Deflection on the Number of Panels. *Construction of unique buildings and structures*. 2020. Vol. 90. Article No 9003.
24. Kirsanov M. N. Analytical Solution of a Spacer Beam Truss Deflection with an Arbitrary Number of Panels. *Construction of unique buildings and structures*. 2020. 3 (Jun. 2020), 8802.
25. Ovsyannikova V.M. Dependence of deformations of a trapezoidal girder on the number of panels. *Structural Mechanics and Structures* 2020. №3(26). Pp.13–20.
26. Buka–Vaivade K. Kirsanov M., Serdjuks D. Calculation of deformations of a cantileverframe planar truss model with an arbitrary number of panels *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2020. 15(4). Pp. 510–517.
27. Kirsanov M., Serdjuks D., Buka–Vaivade K. Analytical Dependence of Deflection of the Lattice Truss on the Number of Panels. Springer Nature Switzerland AG 2020 B. Anatolijs et al. (eds.), *Proceedings of ECECE 2019, Lecture Notes in Civil Engineering* 70. Pp. 25–35.
28. Kirsanov M.N., Buka–Vaivade K. Analytical calculation of the deflection of the rod frame with an arbitrary number of panels. *Structural Mechanics and Structures*. 2019. Vol. 3. № 22. Pp. 21–28.
29. Kirsanov M.N., Ovsyannikova V. M. Analytical calculation of girder deflection in the Maple system. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020. No. 3 (290). Pp. 15–19.
30. Kirsanov M.N. Analytical dependence of the deflection of the spatial truss on the number of panels. *Magazine of Civil Engineering*. 2020. 96(4). Pp. 110–117.
31. Kirsanov M.N. Deflection of a spatial coverage with a periodic structure. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. No. 8 (76). Pp. 58–66.
32. Kirsanov M.N. Features of analytical calculation of spatial rod systems. *Building mechanics and calculation of structures*. 2011. No. 5 (238). Pp. 11–15.
33. Kirsanov M.N., Andreevskaya T.M. Analysis of the effect of elastic deformations of the mast on the positioning of antenna and radar equipment. *Magazine of Civil Engineering*. 2013. No. 5 (40). Pp. 52–58.
34. Kirsanov M.N. Analytical calculation of a spatial rod regular structure with a flat face. *Structural mechanics and calculation of structures*. 2015. No. 2 (259). Pp. 2–6.

35. Kirsanov M.N. Analytical calculation and optimization of a spatial beam girder. Bulletin of the Moscow Power Engineering Institute. MPEI Bulletin. 2012. No. 5. Pp. 5–8.
36. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. The spectrum of natural frequencies of oscillations of an externally statically indeterminate truss. Transportnoe stroitel'stvo. 2019. No. 2. Pp. 20–23

DEPENDENCE OF THE DEFLECTION OF A PLANAR EXTERNAL STATICALLY UNDETERMINABLE TRUSS ON THE NUMBER OF PANELS

V. M. Ovsyannikova¹

National Research University «MPEI»
Russia, Moscow

¹Student, tel.: +7(961)490-93-46; e-mail: ovsyannikovarvara03@yandex.ru

A planar symmetrical truss of a regular type with two fixed supports has a cruciform lattice. Formulas are derived for the dependence of the deflection of a structure on its dimensions, load and number of panels. The load is considered, evenly distributed over the upper chord and concentrated in the middle of the span. To determine the forces in the rods, the operators of the Maple symbolic mathematics system are used. The deflection is calculated using the Maxwell – Mohr's formula. The calculation results for trusses with different numbers of panels by the induction method are generalized to an arbitrary case. Coefficients of the required dependence are determined from the solution of homogeneous linear recurrent equations. The asymptotics of the solution nonlinear in the number of panels is found. Formulas for the reactions of supports and a picture of the distribution of forces in the rods of the structure are obtained.

Keywords: exact solution, induction, Maple, Maxwell – Mohr's formula, deflection.

РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УЧИТЫВАЮЩИЙ СТАДИЙНОСТЬ ВКЛЮЧЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

С. В. Ефрюшин¹, А. С. Макаров²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж

¹Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной механики, тел.: +7(473)2715230,
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru;

²Магистрант кафедры строительной механики, e-mail: andreymakarov98_17@mail.ru

На отдельных примерах усиления конструкций рассматривается численное моделирование напряжённо-деформированного состояния несущих конструкций системы с учетом стадийности включения в работу дополнительных конструктивных элементов с использованием принципов и положений генетической нелинейности.

В качестве примеров выбраны усиления однопролетной стальной балки с консольными свесами, фермы металлического каркаса, кирпичной центрально нагруженной колонны. Для моделирования постадийного процесса усиления использован метод конечных элементов, реализованный в ПК SCAD Office.

В работе предложены различные методики моделирования усиления конструкций, при которых усиливающие элементы включаются в совместную работу с конструкцией, а также различные способы создания предварительного напряжения в элементах конструкции.

Ключевые слова: усиление конструкций, генетическая нелинейность, SCAD Office.

Усиление строительных конструкций – комплекс мероприятий, основной целью которого является повышение несущей способности строительных конструкций зданий и сооружений. Оно требуется для обеспечения дальнейшей безопасной эксплуатации постройки при повышении нагрузок, а также в случае ее повреждения. Отметим, что работы по усилению строительных конструкций являются более экономичными, чем новое капитальное строительство [1].

Анализ процесса усиления несущих конструкций дает представление о том, что за исключением простейших случаев он носит стадийный характер. Необходимо также учитывать, что при этом каждой стадии процесса усиления соответствует своя расчетная схема. Основной и наиболее значимой особенностью является тот факт, что каждое последующее напряженно-деформированное состояние конструкции и ее расчетной схемы наследует деформации и усилия, которые возникали на предыдущих стадиях. На каждом этапе работа конструкции линейна и подчиняется классическим законам строительной механики, но в целом поведение конструкций для всех этапов оказывается нелинейным. Такая нелинейность имеет название «генетическая» [2, 3, 4]. Некоторые авторы употребляют термин «инженерная нелинейность».

В настоящем исследовании на примере типовых способов усиления конструкций рассматривается стадийное включение элементов усиления, что является важной особенностью для сохранения и наследования НДС системы (эффект генетической наследственности

напряжений и деформаций), а также для контроля внутренних усилий и перемещений, возникающих на разных стадиях работы конструкции.

При создании сложной системы требуется многоэтапный процесс, который напрямую связан с последовательностью выполнения определенных действий по сборке системы. В настоящее время режим «Монтаж» в различных модификациях реализован практически во всех наиболее распространенных программных комплексах, направленных на строительное проектирование [3]. Главным условием является учет фактора многостадийного расчета [2, 4].

Расчеты и моделирование конструкций выполняются с использованием метода конечных элементов, реализованного в ПК SCAD Office. Показателем несущей способности при применении ПК является коэффициент использования конкретного конструктивного элемента, если он равен или меньше единицы, то несущая способность обеспечена.

1. Усиление балки способом перераспределения усилий

Балка, представленная на рис. 1, имеет в середине пролёта изгибающий момент от нагрузки, значение которого превышает предельно допустимый. Существуют разные способы усиления данной конструкции, среди которых необходимо выбирать наиболее эффективные.

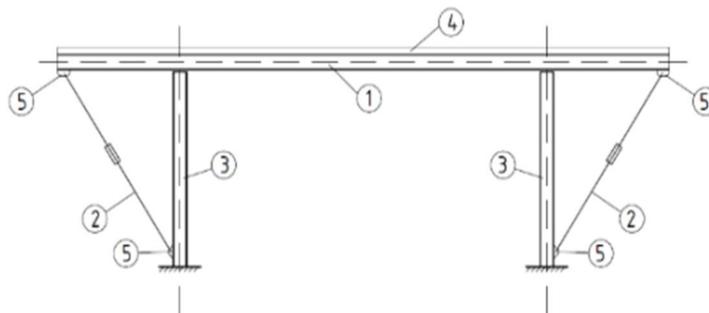


Рис. 1. Схема усиления балки путём перераспределения усилий: 1 – стальная двуконсольная балка в составе рамы; 2 – стальные тязи; 3 – стальные колонны; 4 – покрытие пола; 5 – узлы крепления тяг

Предварительное напряжение создаётся при помощи балластных грузов с последующей фиксацией стальными тязями, что приводит к уменьшению изгибающего момента в середине пролёта и некоторому увеличению над опорами. Выравнивание напряженного состояния достигается путём операций с конструкцией, во время которых меняется её расчетная схема. При этом следует подчеркнуть, что предварительное напряжение создается в системе, структура которой отличается от окончательной системы.

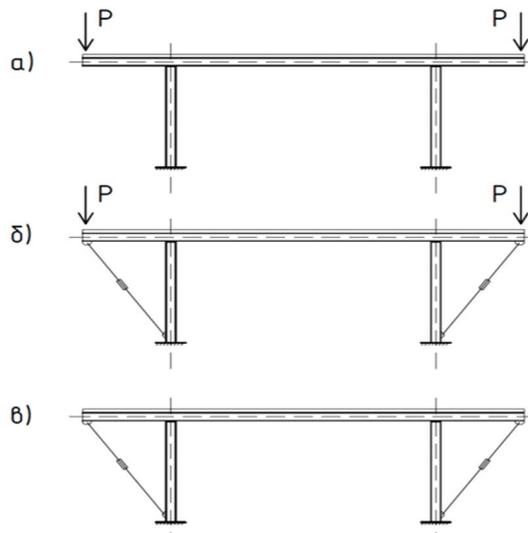


Рис. 2. Стадии усиления конструкции

На первом этапе процесса усиления (рис. 2 а) с рассматриваемой конструкции снимается вся полезная нагрузка. Балластный груз величиной P размещается на консолях балки. При данном нагружении в конструктивном элементе происходит перераспределение изгибающих моментов.

На втором этапе в этом же положении монтируются стальные тяжи (рис. 2 б), которые еще не включены в совместную работу с усиливаемой конструкцией. Для их включения необходимо снять с консолей балластный груз.

На третьем этапе после снятия балластного груза (рис. 2 в) частично разгруженные консоли распрямляются и создают предварительное напряжение в стальных тяжах.

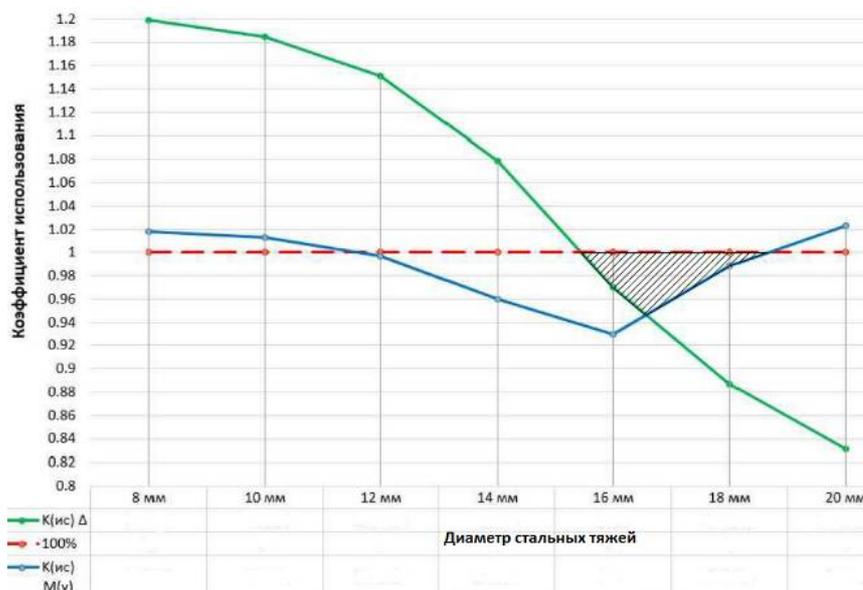


Рис. 3. Область эффективного использования элементов усиления (заштрихована)

По завершению вышеизложенных операций с конструкцией и ее расчетной схемой изгибающий момент над колоннами по абсолютному значению увеличивается, а в пролете – уменьшается.

На графике, изображенном на рис. 3, можно выделить область, ограниченную тремя линиями: кривой зависимости коэффициента использования по действию изгибающего момента от жесткости стальных тяжей (синяя ломаная), кривой зависимости коэффициента использования по прогибу в пролете балки от жесткости стальных тяжей (зеленая ломаная) и линией, показывающей максимально допустимый коэффициент использования (красная пунктирная).

Полученная в ходе численного исследования заштрихованная на графике область является показателем эффективности повышения несущей способности конструкции. Из графика видно, что в качестве усиления конструкции наиболее эффективно использование стальных тяжей с диаметрами поперечного сечения $d=16$ мм.

Данный метод усиления рационален для балок, несущая способность которых снижена ввиду физического износа конструкции, агрессивного воздействия окружающей среды, т.е. когда несущая способность снижена незначительно. При таком методе усиления не меняется сумма изгибающих моментов по абсолютному значению в пролете и над колонной $|M_{max}^+| + |M_{max}^-|$, а лишь происходит их перераспределение. Наиболее эффективно это перераспределение будет в том случае, когда изгибающий момент в пролете ригеля будет приблизительно равен абсолютному значению изгибающего момента над колонной $|M_{max}^+| \approx |M_{max}^-|$ при соблюдении условия по вертикальным перемещениям (прогибам).

2. Усиление колонны при помощи установки двусторонних распорок

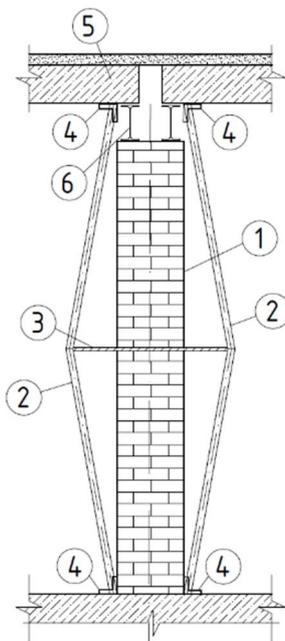


Рис. 4. Схема усиления колонны: 1 – усиливаемая колонна; 2 – металлические распорки в виде швеллера; 3 – натяжные монтажные элементы; 4 – упорные элементы; 5 – железобетонная плита перекрытия; 6 – ригель в виде прокатного балочного двутавра №20Б1

Для усиления ствола колонны существует различные способы, среди которых большое распространение получила установка двусторонних металлических распорок. В качестве усиливающей конструкции рассматривается кирпичная колонна. Схема конструкции изображена на рис. 4.

На колонну действует нагрузка, которая является больше допустимой и вызывает потерю несущей способности при центральном сжатии.

На первой стадии процесса усиления колонна полностью нагружена (рис. 5 а).

Вторую стадию монтажа составляет процесс, когда к конструкции подводят вертикальные распорки, в которых еще не возникает усилия предварительного напряжения. Вверху и внизу каждой распорки крепятся упорные элементы, через которые усилие распора передается на плиты перекрытия. Как видно из рис. 5 б, распорки с перегибом устанавливаются в середине их высоты.

Для создания предварительного напряжения сжатия усиливающая конструкция с помощью натяжных элементов выпрямляется, принимая положение, близкое к вертикальному. Распорки надежно включаются в совместную работу с колонной, частично разгружая ее (рис. 5 в) – третья стадия монтажа.

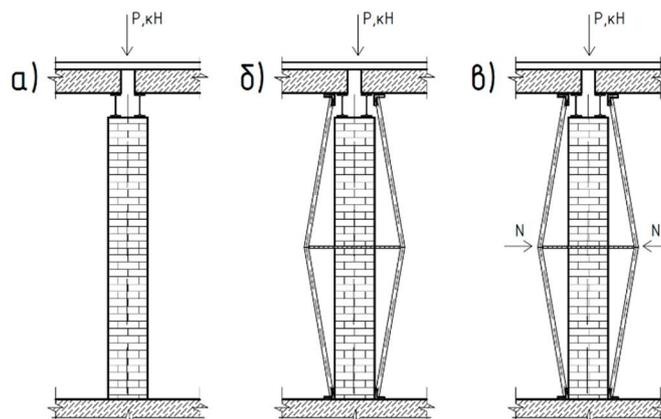


Рис. 5. Последовательность процесса усиления колонны

По результатам расчетов получены зависимости коэффициента использования кирпичной колонны от таких параметров усиления, как жесткость усиливающих элементов и усилие в натяжном монтажном элементе, которое в ПК SCAD Office моделировалось с помощью температурных нагрузок.

Результаты исследования представлены графически на рис. 6.

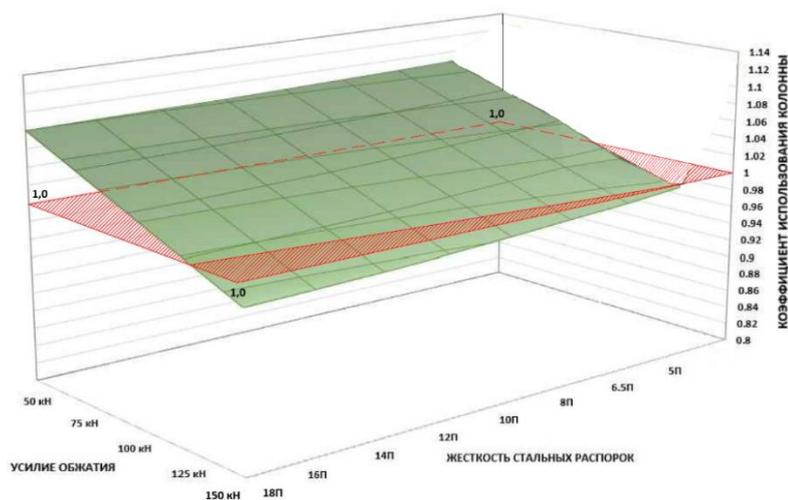


Рис. 6. Коэффициент использования колонны при различных вариантах жесткости усиливающих распорок и величины предварительного напряжения

Из графика видно, что не при всех сочетаниях вариантов усиления обеспечивается несущая способность колонны. Усиление можно считать эффективным, начиная с жесткости распорок в виде прокатного швеллера №16П при величине усилия в натяжном монтажном элементе равном 125 кН. Красная плоскость – плоскость предельного значения коэффициента использования колонны.

При расчетах и анализе данной модели с использованием режима «монтаж» удалось подобрать необходимое сочетание параметров усиления, при которых обеспечивается несущая способность конструкции колонны.

3. Усиление рамной конструкции при помощи установки подкосов

При расчете строительных конструкций возможны случаи, когда стропильные фермы рассматривают не отдельно, а в составе рамной конструкции. При этом работа стропильной фермы под нагрузкой непосредственно связана и с работой колонн. При усилении такой конструкции необходимо следить не только за НДС элементов фермы, но также контролировать НДС колонн.

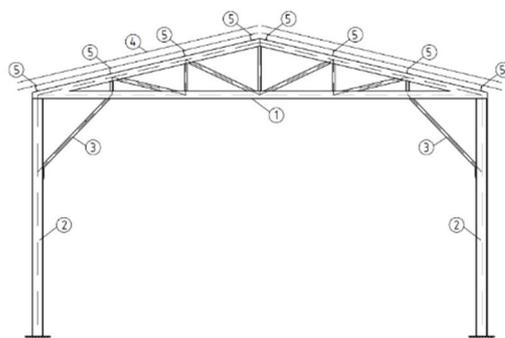


Рис. 7. Схема усиления рамы путём установки подкосов: 1 – металлическая треугольная ферма; 2 – металлическая колонна; 3 – подкосы между колоннами и узлами фермы; 4 – покрытие; 5 – прогоны в виде прокатных швеллеров

В качестве расчетной модели рассматривается усиление треугольной стропильной металлической фермы пролетом 12 м, шарнирно опертой на колонны, с помощью установки стальных элементов усиления в виде подкосов (рис. 7).

Стальные подкосы с сечением из квадратных металлических труб крепятся к колонне и ферме. При сопряжении с колонной снизу подкоса дополнительно устанавливается опорный столик.

Усиление рамной конструкции будет моделироваться в двух вариантах: методом «снятия - приложения» полезной нагрузки и методом предварительного напряжения, создаваемого в усиливающих элементах.

После рассмотрения двух способов включения подкосов в совместную работу с рамой проводится сопоставление результатов по двум методам.

Метод «снятия-приложения» полезной нагрузки.

В данном варианте необходимо подобрать рациональную жесткость усиливающих подкосов, при которой элементы стропильной фермы будут сохранять свою несущую способность, оцениваемую с помощью численного параметра – коэффициента использования.

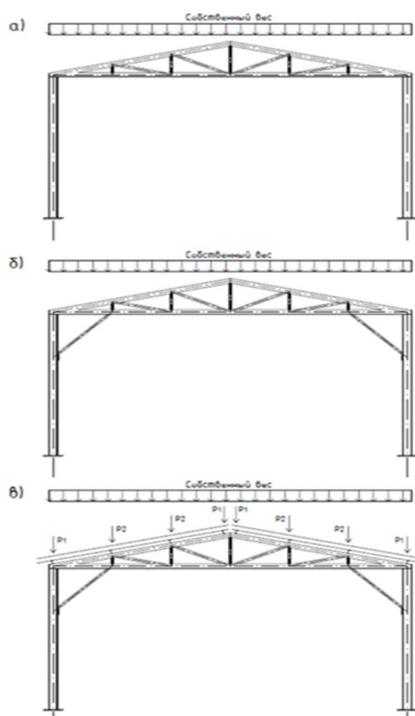


Рис. 8. Стадии процесса усиления фермы

Процесс усиления рассматривается постадийно. Изначально предполагается, что рама находится в разгруженном состоянии. На первой стадии процесса усиления на раму действует только нагрузка от собственного веса конструкции (рис. 8 а).

Далее происходит установка усиливающих подкосов, которые на данном этапе, определяющем вторую стадию монтажа, еще не включены в совместную работу с конструкцией (рис. 8 б).

На заключительной третьей стадии после установки подкосов к раме прикладывается ее полезная нагрузка от покрытия. На этом этапе подкосы включаются в работу совместно со стропильной фермой и колоннами (рис. 8в). Между элементами рамы, а также усиливающими элементами происходит перераспределение усилий.

Метод предварительного напряжения подкосов.

Предварительное напряжение усиливающих элементов может использоваться, когда по технологическим или по иным причинам невозможно совершить демонтаж покрытия. В этом случае без предварительного напряжения включить подкосы в совместную работу с рамой невозможно. Следовательно, невозможно добиться эффекта усиления.

На рис. 9 приведена схема варианта создания предварительного напряжения в подкосах. Предварительное напряжение в подкосах (1) возможно за счет постановки с двух сторон затяжек (3) и жестких элементов (4). К усиливающему подкосу с двух сторон привариваются упоры (2), к которым крепится затяжка. К граням усиливающего элемента необходимо присоединить жесткий элемент в виде уголка на временных монтажных болтах, который впоследствии демонтируется после установки подкосов.

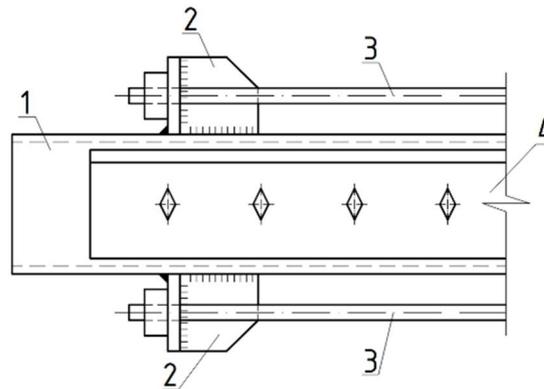


Рис. 9. Фрагмент узла при создании предварительного обжатия усиливающих подкосов

На первой стадии монтажа на раму действует нагрузка как от собственного веса конструкции, так и полезная нагрузка от покрытия.

На второй стадии происходит монтаж предварительно напряженных стальных подкосов.

Заключительной третьей стадией является их включение в совместную работу с рамной конструкцией за счет ослабления, а затем удаления затяжек и жестких элементов, что способствует созданию усилия в стальных подкосах, которое при расчете моделировалось с помощью температурных нагрузок.

Первым шагом расчёта для каждого метода является определение несущей способности рамной конструкции без усиления. Далее рассматривается схема с усилением.

В результате расчета и анализа модели, когда усиление происходило методом «снятия-приложения» полезной нагрузки после монтажа подкосов наблюдается значительное снижение коэффициентов использования у элементов верхнего и нижнего поясов фермы. Данного эффекта необходимо было добиться при численном моделировании усиления при помощи первого метода.

В зависимости от жесткости подкосов изменение коэффициентов использования у элементов верхнего пояса незначительное (в пределах 1%), что условно можно принять за постоянное значение. У элементов нижнего пояса наблюдается отсутствие изменяемости коэффициента использования, при изменении жесткости подкосов начиная с размеров сечения 80x4 мм.

Анализируя НДС остальных элементов рамной конструкции, можно утверждать, что они сохраняют свою несущую способность при усилении.

На колонну оказывает воздействие подкос. В связи с этим коэффициент использования колонны увеличивается, но предельного значения не превышает. Сам же усиливающий элемент только при определенных жесткостях сохраняет свою несущую способность.



Рис. 10. Коэффициент использования усиливающего подкоса при различных вариантах жесткости

Зависимость значения коэффициентов использования усиливающих элементов от величины их жесткости представлена графически на рис. 10.

Исходя из графика можно сделать вывод, что наиболее эффективное усиление рамной конструкции произойдет при жесткости стальных подкосов сечением 80x5 мм, при этом $k_{ис} = 0,86$. При данной жесткости все элементы рамной конструкции сохраняют свою несущую способность.

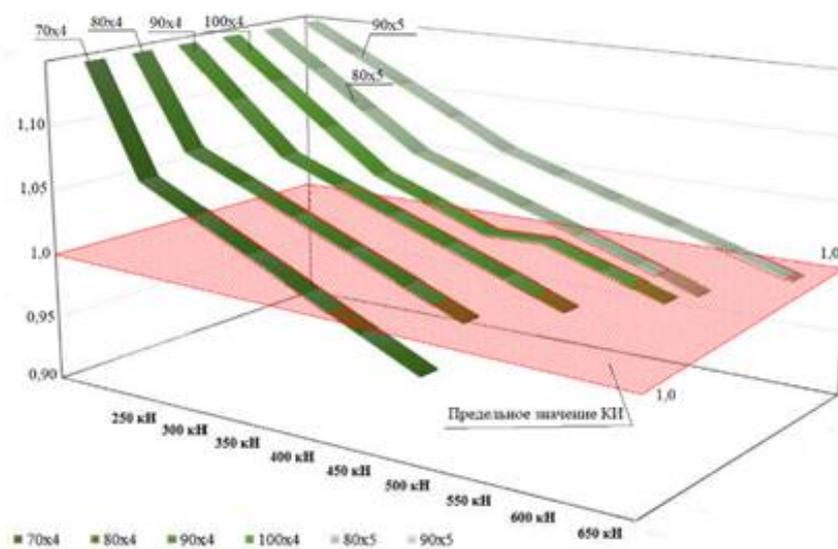


Рис. 11. Коэффициенты использования верхнего пояса фермы

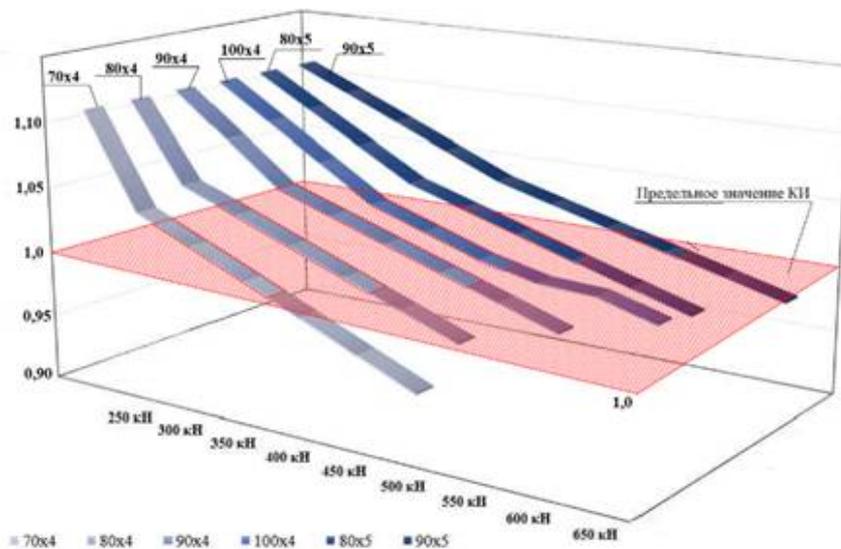


Рис. 12. Коэффициенты использования нижнего пояса фермы

В результате расчета и анализа модели, когда усиление происходило с помощью предварительного напряжения в усиливающих элементах, получены значения коэффициента использования элементов верхнего и нижнего пояса рамы при различных сочетаниях параметров усиления, они представлены графически на рис. 11-12. Остальные конструктивные элементы рассматриваемой конструкции после мероприятий по усилению не утрачивают свою несущую способность.

На следующем этапе необходимо сопоставить результаты усилий, возникающих в элементах, коэффициенты использования элементов при моделировании НДС усиления двумя методами и задать цель: найти такое усилие предварительного напряжения подкосов, при котором характеристики НДС станут равны по результатам расчета, полученным двумя методами, а модели усиливаемой конструкции станут эквивалентными друг другу.

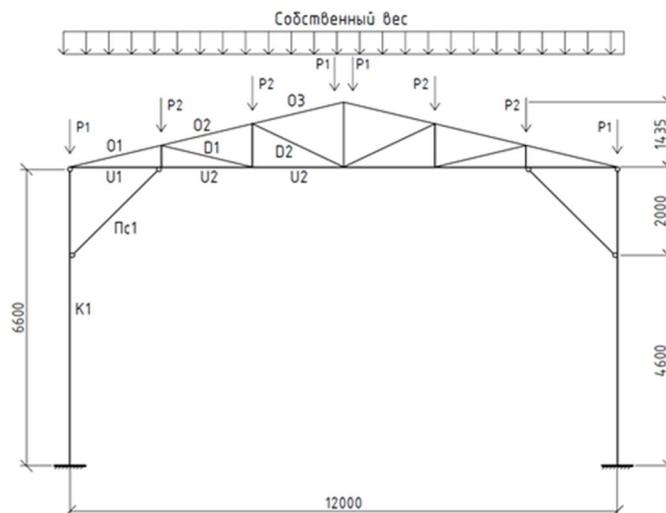


Рис. 13. Расчетная схема и условные обозначения элементов конструкции

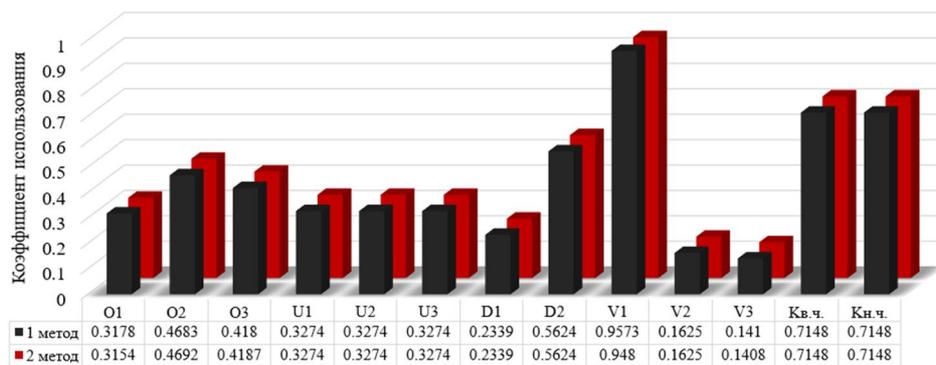


Рис. 14. Коэффициенты использования элементов рамы после усиления с применением двух методов

По итогам проведенного анализа были выбраны в качестве усиливающих элементов стальные подкосы сечением 90x4 мм. Итерационным способом получено усилие предварительного напряжения равное $N_{\text{пред}} = 2829$ кН, которое соответствует тому усилию, которое необходимо для получения эквивалентного НДС рамной конструкции. Полученные в результате расчета коэффициенты использования элементов рамной конструкции с применением двух методов представлены в виде столбчатых диаграмм на рис. 13, 14.

В результате численных исследований можно сделать вывод, что в первом случае в эффективность усиления конструкции достигалась при всех предложенных для анализа значениях жесткостей стальных подкосов, т.е. обеспечивалась несущая способность конструкции. Следует подчеркнуть, что усиливающие элементы – стальные подкосы – не всегда сохраняют свою несущую способность при включении в работу совместно с рамой. Наиболее эффективным в качестве усиления оказываются усиливающие элементы сечением 80x5 мм.

Во втором случае были рассмотрены несколько вариантов жесткостей усиливающих элементов, и для каждого было подобрано усилие предварительного напряжения, которое является необходимым и достаточным для эффективного усиления рамной конструкции.

После расчета с применением двух методов проведен анализ и сопоставление результатов с использованием двух разных подходов. Исходя из полученных результатов можно утверждать, что усилие предварительного напряжения подкосов, равное $N_{\text{пред}} = 2829$ кН, оказывает такое же влияние на НДС системы рамной конструкции, как и «снятие-приложение» полезной нагрузки.

Анализируя усиление строительных конструкций на примере балки с консольными свесами, кирпичной колонны и рамы металлического каркаса, можно сделать вывод, что необходимо использовать режим «монтаж», благодаря которому появляется возможность стадийного анализа расчетной модели усиления. Это подтверждает предположение о том, что работа конструкции при усилении адекватно может быть описана только в генетически нелинейной постановке.

Библиографический список

1. Мальганов, А. И. Восстановление и усиление ограждающих строительных конструкций зданий и сооружений: учеб. пособие / А. И. Мальганов, В. С. Плевков. – Томск: Печатная мануфактура, 2002. – 391 с.

2. Перельмутер, А. В. Анализ конструкций с изменяющейся расчетной схемой / А. В. Перельмутер, О. В. Кабанцев. – М.: Издательство СКАД СОФТ, Издательский дом ABC, 2015. – 148 с.
3. Перельмутер, А. В. Расчет и проектирование конструкций в среде SCAD Office / А. В. Перельмутер // Инженерно-строительный журнал. – 2011. – №6. – С 3-4.
4. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

References

1. Malganov A.I., Plevkov V.S. Restoration and strengthening of building constructions of buildings and structures. Tomsk: Printing manufactory, 2002. 391 p.
2. Perelmuter A.V., Kabancev O.V. The analysis of structures with changing design scheme. Publishing office SCAD SOFT, Publishing House ABC, 2015. 148 p.
3. Perelmuter A.V. Calculation and design of structures in the environment SCAD Office. Journal of Civil Engineering. No. 6. 2011. Pp. 3-4.
4. Perelmuter A.V., Slivker V.I. Calculation models of structures and the possibility of their analysis. M.: publishing office SCAD SOFT, 2011. 736 p.

CALCULATED ANALYSIS OF THE EFFICIENCY OF STRENGTHENING BUILDING CONSTRUCTIONS TAKING INTO ACCOUNT THE STAGING OF THE INCLUSION OF ADDITIONAL CONSTRUCTION ELEMENTS

S.V. Efrushin¹, A.S. Makarov²

Voronezh State Technical University^{1,2}
Russia, Voronezh

¹ PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

² MA Student of the Department of Structural Mechanics, e-mail: andreymakarov98_17@mail.ru

Numerical modeling of the stress-strain state of the load-bearing structures of the system has considered individual examples of strengthening of structures, taking into account the staging of the inclusion of additional structural elements in the work, using the principles and provisions of genetic nonlinearity.

Strengthen of a steel beam of one span with cantilevers, a metal frame, and a centrally loaded brick column are selected as examples. The finite element method is used to simulate the stepwise amplification process implemented in the PC SCAD Office.

Various methods for modeling the strengthen of a structure, in which the strengthening elements are included in joint work with the structure and various methods of creating a prestress in the structural elements are proposed in the work.

Keywords: strength of structures, genetic nonlinearity, SCAD Office.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.26

ПРОЧНОСТНОЙ АНАЛИЗ ДЕФЕКТНЫХ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

В. С. Сафронов¹, А. В. Антипов²

Воронежский государственный технический университет¹
ООО «Дортранспроект»²
Россия, г. Воронеж

¹ Д-р техн. наук, проф. кафедры строительной механики, тел.: +7 (473) 2715230, e-mail: yss22@mail.ru

² Ведущий инженер, тел.: +7(920)4300322, e-mail: dron_a77@mail.ru

Описывается конечно-элементная расчетная схема многобалочного бездиафрагменного железобетонного пролетного строения автодорожного моста и методика прочностных расчетов при оценке снижения грузоподъемности при разрыве стержней рабочей арматуры в двух наиболее напряженных балках. Расчеты иллюстрируются на примере построенного в 1999 году под временные нагрузки НК-80 и А11 транспортного сооружения на км 435 магистральной автодороги М4 «Дон» через реку Репец с обнаруженными при периодическом осмотре повреждениями, возникшими после несанкционированного проезда транспортного средства повышенной грузоподъемности.

В расчетах рассматривается предельное состояние по прочности нормальных сечений поврежденных балок с учетом действительных прочностных характеристик бетона и стержневой арматуры. Используются деформационные расчетные алгоритмы для кусочно-линейных диаграмм деформирования бетона и арматуры. Приводятся рекомендации по установлению безопасного режима движения транспорта и проведению ремонтно-восстановительных работ.

Ключевые слова: автодорожный мост, железобетонные тавровые балки, обрыв стержней рабочей арматуры, прочностные расчеты, конечно-элементная расчетная схема, грузоподъемность, режим безопасной эксплуатации, рекомендации по проведению ремонтно-восстановительных работ.

1. Введение

Длительная безопасная эксплуатация сети федеральных автомобильных дорог РФ поддерживается постоянным мониторингом [1-3] технического состояния искусственных сооружений, периодичность осуществления которого регламентируется дорожными отраслевыми нормативными документами [4-6].

При обнаружении повреждений, влияющих на установленную проектом грузоподъемность или долговечность, выполняются прочностные расчеты по методикам, которые достаточно подробно изложены для различных несущих элементов мостовых сооружений из разных материалов в цикле дорожных нормативных документов серии ОДМ [7-8]. Однако практическая реализация приведенных в ОДМ методик связана со значительными трудностями, которые объясняются многообразием наблюдающихся на несущих конструкциях эксплуатируемых сооружений повреждений и дефектов и их представлением в расчетных моделях конструкций из различных материалов.

В настоящей статье описывается конечно-элементная расчетная схема железобетонного пролетного строения автодорожного моста и методика прочностных расчетов на примере построенного в 1999 году под временные нагрузки НК-80 и А11 транспортного соору-

жения на км 435 магистральной автодороги М4 «Дон» через реку Репец с обнаруженными при периодическом осмотре повреждениями, возникшими после несанкционированного проезда транспортного средства повышенной грузоподъемности.

2. Описание объекта исследования и дефектных несущих конструкций

Автодорожный мост через реку Репец – четырехпролетный, температурно-неразрезной системы по схеме – /18,0х4/. Пролетные строения состоят из двух одинаковых параллельно расположенных изолированных частей (рис.1). Балки пролетных строений объединены в температурно-неразрезную плеть омоноличиванием по продольным швам



Рис. 1 Общий вид рассматриваемого моста через р. Репец

Пролетное строение моста во всех пролетах – сборное железобетонное балочное, каждое из восьми тавровых бездиафрагменных балок по – типовому проекту 3.503.1-73 СДП [9] с расчетным пролетом 17,4 м. Косина пролетных строений составляет 16 град. Поперечная схема пролетов К1,3+1,67х6+К1,30. Балки объединены между собой по плите проезжей части монолитными железобетонными стыками. Балки пролетных строения установлены на устоях ОК1, ОК5 и промежуточных опорах ОП2 и ОП4 через РОЧ на железобетонные подферменники.

Мостовое полотно на левой и правой частях моста общей шириной 13,37 м состоит из двухполосной проезжей части шириной 2х3,5 м, полосы безопасности шириной 2,00 м и одного служебного прохода шириной 0,65 м. Тротуары пониженного типа выполнены на консолях крайних балок. Дорожная одежда проезжей части моста многослойная общей толщиной 0,215 м. Толщина асфальтобетона 0,10 м. Покрытие тротуара выполнено из асфальтобетона.

Устои ОК1 и ОК4 – свайные двухрядные козлового типа с железобетонным ригелем. Промежуточные опоры ОП2, ОП4 – железобетонные однорядные стоечные. Промежуточная опора ОП3 - однорядная железобетонная стоечная из железобетонных свай оболочек диаметром 1,20 м, объединенных железобетонным ригелем.

В феврале 2020 года при текущем периодическом осмотре обнаружены опасные трещины в несущих балках пролетного строения на правой части моста. После вскрытия трещин выявлены разрывы рабочей арматуры в двух нижних стержнях балок Б4 и Б5 про-

летного строения в пролете 1 (рис. 2-3), а также в двух нижних стержнях балки Б6 пролетного строения в пролете 2 и в одном нижнем стержне балки Б4 пролетного строения в пролете 3.



Рис. 2. Разрыв двух нижних стержней рабочей арматуры в средней части балки Б4 пролетного строения в пролете 1



Рис. 3. Разрыв двух нижних стержней рабочей арматуры в средней части балки Б5 в пролете 1-пролетного строения моста

С целью определения причин появления разрыва рабочей арматуры выполнены инструментальные измерения прочностных характеристик бетона балок и монолитных участков сопряжения балок между собой. Они показали, что главные балки выполнены из бетона в диапазоне классов по прочности В29-В32 и в среднем отвечают проектным показателям или превышают их. Для монолитных участков объединения балок получены прочностные

характеристики бетона в диапазоне В25 – В28. При вскрытии балок отклонений в армировании, по сравнению с проектными параметрами, не обнаружено. Поэтому сделан вывод, что причиной разрыва нижних стержней рабочей арматуры явилось превышение усилий в балках предельных значений после несанкционированного проезда транспортного средства повышенной грузоподъемности

3. Методика прочностного анализа, расчетная модель пролетного строения, описание нагрузок и их расположения

При прочностном анализе оценивалось снижение грузоподъемности по сравнению с проектом поврежденных пролетных строений правого сооружения в первом пролёте моста в соответствии с ОДМ 218.4.025-2016/7/ и ОДМ 218.4.026-2016/8/ для временных нагрузок А11, Н11 и эталонной нагрузки ЭНз в виде колонны трехосных грузовиков массой 30 т на расстоянии 12 м друг от друга по требованиям п. 4 нормативного документа ОДМ 218.4.025-2016/7/.

Грузоподъемность как характеристика мостового сооружения в действующих нормативных документах определяется максимальной полезной нагрузкой, которую может воспринять сооружение при расчётах по первому предельному состоянию.

Основным показателем грузоподъемности мостового сооружения является класс нагрузки. Грузоподъемность устанавливают по классу нагрузки для неконтролируемого и контролируемого режимов движения транспортных средств, а также по общей массе эталонных транспортных средств для неконтролируемого движения.

Так как поперечное объединение сборных балок пролетного строения между собой осуществлено по плите проезжей части, для адекватной оценки распределения нагрузок между балками расчетный анализ выполнялся с использованием пространственной конечно-элементной (КЭ) модели, представляющей собой систему стержневых и пластинчатых конечных элементов, в которой продольные стержни моделируют балки пролетного строения, а пластинчатые элементы – плиту проезжей части между балками. Численные прочностные исследования выполнялись с использованием сертифицированного программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013 PRO» [9].

Графическое изображение принятой на основе выполненных ранее исследований [10] конечно-элементной расчетной схемы пролетного строения одной из изолированных частей рассматриваемого моста показано на рис. 4.

В расчетной модели пролетного строения использовались следующие типы конечных элементов (КЭ) из библиотеки сертифицированного вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР 2013 PRO» [11]:

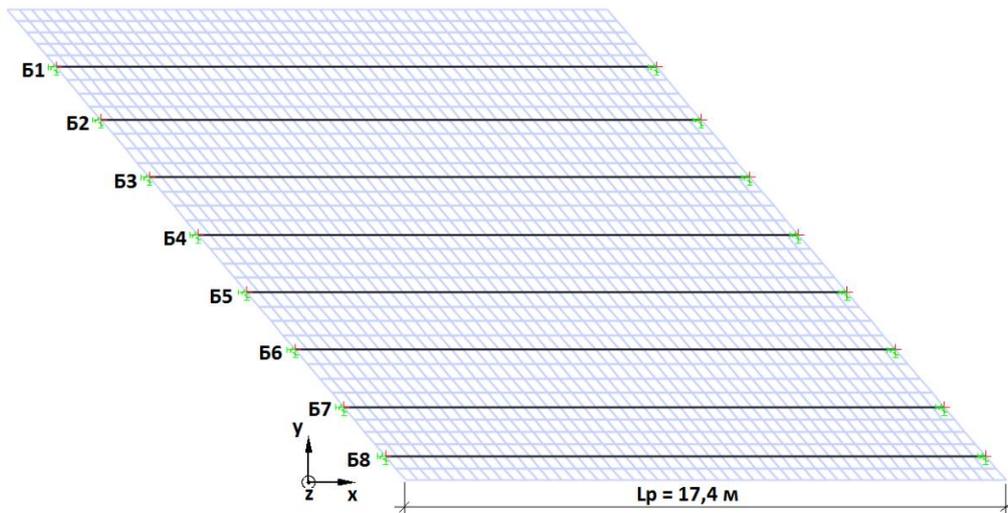
- универсальный пространственный стержневой КЭ без учета сдвиговых деформаций;
- универсальный четырёхугольный плоский оболочечный КЭ.

Универсальный стержневой КЭ представляет собой прямолинейный двухузловой элемент с 12-ю степенями свободы (СС), моделирующий растяжение-сжатие, кручение и поперечный изгиб. Этот КЭ использовался для моделирования железобетонных балок пролетного строения. Дискретизация несущих элементов пролетного строения вдоль 18-метрового пролета осуществлялась равномерно с шагом $17,4/50=0,348$ м.

Трёхмерное изображение КЭ-й модели пролётного строения



Дискретизация пролётного строения моста



Поперечное сечение пролётного строения в середине пролета

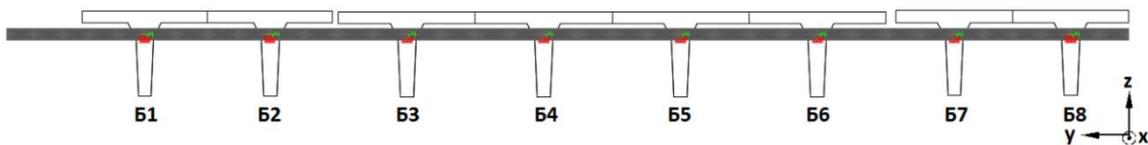


Рис. 4. Трёхмерное изображение КЭ-модели пролётного строения моста

Плоский четырёхугольный оболочечный КЭ с 24 СС является комбинацией конечных элементов плоского (мембранного) и изгибного напряженных состояний. Этот элемент воспринимает мембранные, сдвиговые, поперечные и изгибные нагрузки. Изгибно-плосконапряженный КЭ (элемент плоской оболочки) использовался для объединения главных балок пролётного строения в единую пространственную конструкцию и моделирования плиты проезжей части.

Поскольку в узлах стержневого и плоского оболочечного КЭ одинаковый набор СС, то возможно их совместное использование в одной КЭ модели.

Расчетная КЭ модель пролётного строения ориентирована на вычисление внутренних усилий в главных балках. В этой модели КЭ плиты проезжей части лишь связывают балки между собой в единую пространственную конструкцию и распределяют внешние силы между балками.

Опорные части (РОЧ) моделировались двухузловыми элементами упругой связи в соответствии с рекомендациями ОДМ 218.4.028-2016.

Жесткость этих двух узловых элементов в горизонтальной плоскости вдоль и поперек моста определялась из выражения:

$$SD_x=SD_y=A\alpha G/a, \quad (1)$$

где a – суммарная толщина слоев резины, м; A – площадь резиновой опорной части; G – модуль сдвига резины. В расчёте жесткостная характеристика двух узлового КЭ принята на уровне 100 тс/м. Деформативность опор моста в статических расчетах не учитывалась. По поступательным степеням свободы по вертикали опорные узлы балок закреплялись абсолютно жёстко. Узлы конечных элементов в расчетной модели располагались на уровне центров тяжести балок.

Деформационные характеристики бетона несущих элементов в расчетной модели пролетного строения принимались следующими:

- модуль упругости $E_b = 30000$ МПа;
- коэффициент поперечных деформаций $\nu = 0.2$;
- модуль сдвига $G_b = 12500$ МПа.

Для объединения главных балок в пространственную несущую систему использовались плоские оболочечные элементы толщиной 15 см, жесткостные параметры которых задавались как для ортотропного материала с нулевой жесткостью в продольном направлении по оси x . В рассматриваемой расчетной схеме плоские оболочечные элементы испытывают одновременно кручение и изгиб в поперечном направлении вдоль глобальной оси y .

Нагрузка от собственного веса сборных железобетонных балок и монолитных участков объединения вычислялась при объемном весе железобетона $\gamma=2,5$ тс/м³. Коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса несущих элементов пролетного строения принимался равным: $\gamma_f=1.1$.

Для приложения постоянных нагрузок рассматривались две расчетные схемы. В первой расчётной схеме нагрузка от собственного веса сборных балок и продольных монолитных швов объединения прикладывалась в плоской расчетной схеме одной балки. Во второй расчётной схеме, представляющей собой пространственную конечно-элементную модель пролётного строения, нагрузка от веса слоев дорожной одежды задавалась как поверхностная равномерно-распределенная по площади мостового полотна и прикладывалась на плоские оболочечные элементы плиты проезжей части. Нагрузка от веса элементов ограждения проезжей части прикладывалась в виде линейной равномерно-распределенной нагрузки на стороны плоских оболочечных элементов. Коэффициенты надежности к постоянным нагрузкам в расчетах приняты по табл. 5.1.1 ОДМ 218.4.025-2016 [7]. Схема второго варианта приложения постоянных нагрузок с количественными значениями для рассматриваемого пролетного строения моста представлена на рис. 5

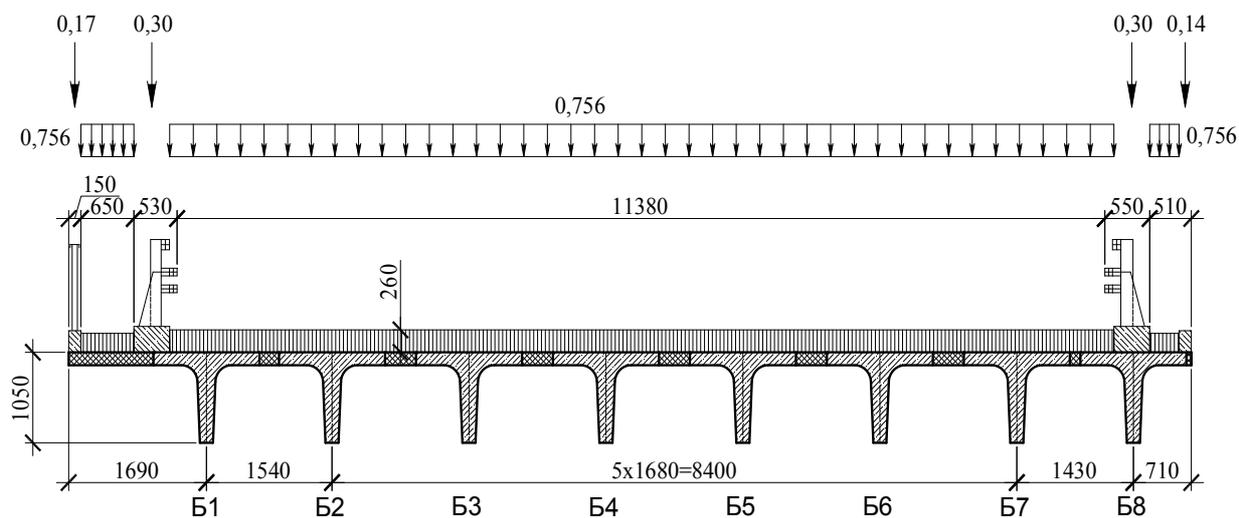


Рис. 5. Расположение постоянной расчетной нагрузки от веса дорожной одежды (в тс/м²) и ограждения проезжей части (в тс/м) в 1-м пролёте моста

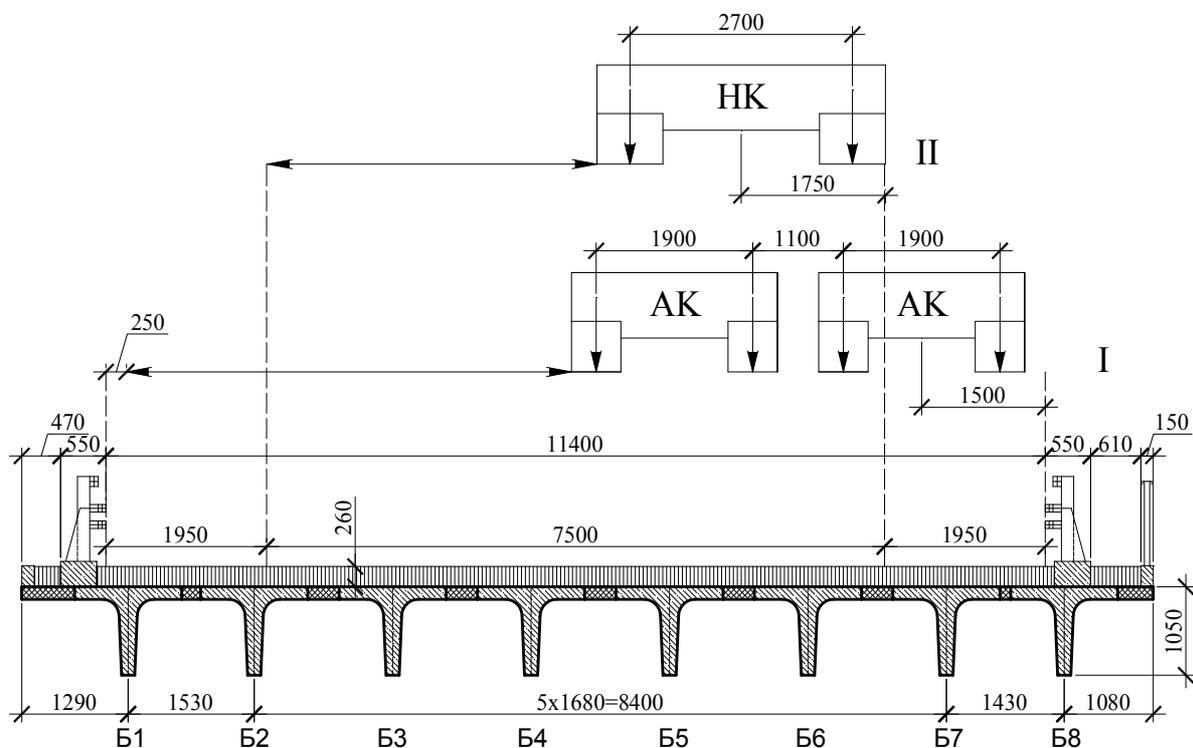


Рис. 6. Схематичное представление поперечного сечения пролетного строения в 1-м пролёте правого сооружения со схемами установки подвижных нагрузок АК и НК: I – загрузка нагрузкой АК, II – загрузка нагрузкой НК

Коэффициенты динамичности и надежности к подвижным нагрузкам в соответствии с ОДМ 218.4.025-2016 [7] приняты:

- $1+\mu = 1 + (45-17,4) / 135 = 1,204$ – для автомобильной нагрузки АК и ЭНз;
- $1+\mu = 1,1$ – для автомобильной нагрузки НК;
- $\gamma_f = 1,326$ – для тележек АК и эталонной нагрузки ЭНз при $\lambda=17,4$ м;
- $\gamma_f = 1,2$ – для равномерно распределенной части нагрузки АК;
- $\gamma_f = 1,0$ – для нагрузки НК.

Коэффициенты полосности согласно ОДМ 218.4.025-2016 [7] приняты равными:

- 1,0 – для всех полос движения тележек АК и эталонной нагрузки ЭНз;
- 1,0 – для полосы движения распределенной нагрузки АК, где нагрузка вызывает наибольшее воздействие на рассчитываемый элемент, 0,6 – для второй полосы распределенной нагрузки АК.

Расчеты выполнялись с использованием специализированной расчетно-графической системы ПК ЛИРА-САПР [11], позволяющей строить поверхности влияния в назначенных элементах конструкции от подвижной нагрузки, определяя невыгодные сочетания усилий и перемещений. При загрузке поверхностей влияния временные подвижные нагрузки устанавливались в самое невыгодное положение с учетом габаритов проезда и установки нагрузок в соответствии с ОДМ 218.4.025-2016 [7]

В расчетах рассматривались следующие схемы загруженных балок пролетного строения временной подвижной нагрузкой:

I. На всей ширине ездового полотна, в которое входят полосы безопасности, размещались 2 полосы нагрузки АК.

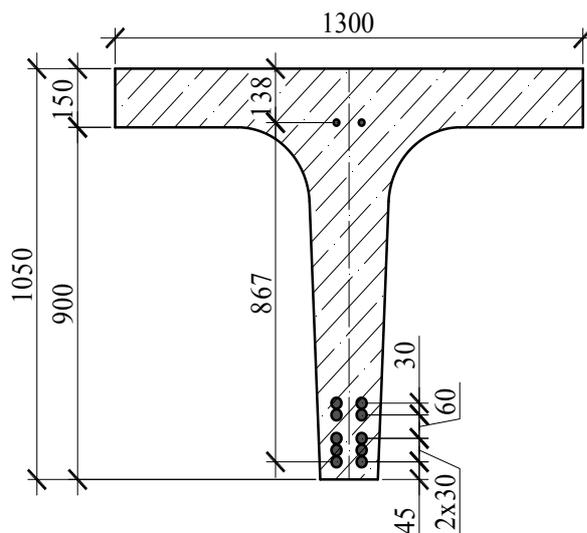
II. Нагрузка НК устанавливалась в пределах проезжей части, в которую не входят полосы безопасности.

3. Сопоставление грузоподъемности моста по проекту и данным обследования

Проектные размеры балки пролетного строения и расположение стержневой рабочей арматуры в середине пролёта сборной балки представлены на рис. 7 .

Рис. 7. Опалубочные размеры балки пролетного строения и проектное расположение стержневой рабочей арматуры по типовой серии 3.503.1-73 СД [9].

В двух балках Б4 и Б5 пролета 1 моста обнаружены разрывы двух нижних стержней рабочей арматуры, что привело к уменьшению несущей способности балок и снижению грузоподъемности моста



Предельно допустимый изгибающий момент для среднего сечения по табл. А.4 ОДМ 218.4.026-2016 [8] для типовых сборных балок по серии 3.503.1-73 [9] длиной $L=18$ м, высотой $h=1,05$ м, шириной плиты $B=1,3$ м (рабочее армирование – нижняя: $10\varnothing 28$ А-III; верхняя: $2\varnothing 16$ А-III) составляет: $M_{пред}=191,2$ тсм.

Фактическая несущая способность смонтированных на пролетном строении железобетонных балок, вычисленная с помощью разработанной на кафедре строительной механики ВГТУ программы нелинейного деформационного расчета ЕТАР [12] с учетом трехлинейной диаграммы деформирования бетона и двухлинейной диаграммы деформирования арматуры, оказалась равной: $M_{пред}=190,3$ тсм, что практически не отличается от проектного значения. Расчетное напряженное состояние балки в предельном состоянии показано на рис. 8.

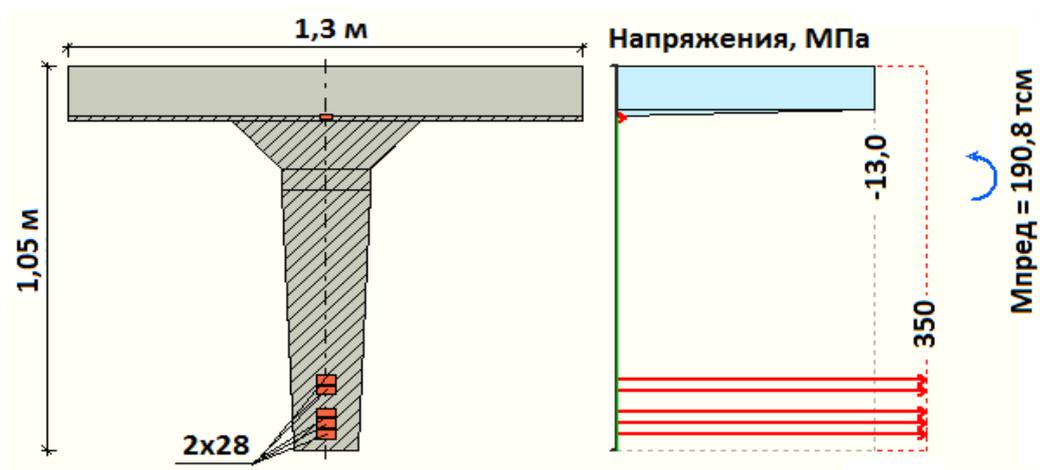


Рис. 8. Предельное напряженное состояние в среднем сечении неповрежденной балки пролетного строения

После разрыва двух нижних стержней рабочей арматуры в ребре одной балки пролетного строения её несущая способность уменьшилась, так как в предельном состоянии, которое показано на рис. 9, балка может безопасно выдержать однократно изгибающий момент от действующих нагрузок, не превышающий величину, равную: $M_{пред} = 152,4 \text{ тсм}$.

Отметим, что наряду с уменьшением несущей способности балок пролетного строения изменилось и распределение усилий от постоянной и временной нагрузок, поэтому вычисление изгибающих моментов в балках пролетного строения выполнялось для пролетного строения с неповрежденными и поврежденными балками. В последнем случае в расчетах принимались скорректированные жесткостные характеристики.

Расчет усилий в балках от временных подвижных нагрузок выполнен в ПК ЛИРА-САПР [11] по пространственной конечно-элементной модели [10]. Классы грузоподъемности определены согласно п. 4.1.5 и 4.2.2 ОДМ 218.4.025-2016 [8].

Вычисленные по программе ПК ЛИРА-САПР [11] максимальные изгибающие моменты в сечениях в середине пролета балок пролетных строений неповрежденного и поврежденного сооружения в 1-м пролёте моста от действия постоянной (собственный вес балок + вес мостового полотна) и опасно расположенных временных нагрузок представлены в табл. 1 и табл. 2 соответственно. Отметим, что номером 1 в этих таблицах обозначены усилия от собственного веса балок, а номером 2 – усилия от веса дорожного покрытия.

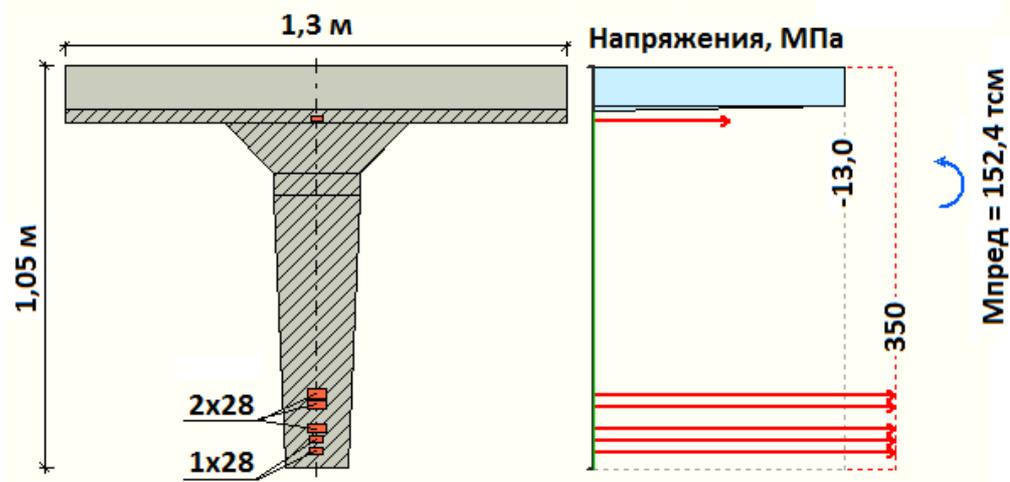


Рис. 9. Предельное напряженное состояние в среднем сечении поврежденной балки пролетного строения

Таблица 1

Допустимые классы временных подвижных нагрузок по изгибающему моменту в середине пролёта балок неповрежденного пролетного строения

№	Усилия в расчетном сечении балки от действия:					Допустимые классы подвижных нагрузок		
	постоянной нагрузки		временных нагрузок					
	1	2	АК	НК	ЭН ₃	Как	Кнк	Кэн
	Изгибающие моменты Mz (тсм) в сечении в середине пролета балок, x=8,7м							
Б1	58,7	68,9	88,7	44,5	76,6	<u>7,8</u>	15,6	<u>24,8</u>
Б2	45,4	54,8	85,8	70,4	75,8	11,6	<u>14,2</u>	35,9
Б3	46,5	45,7	83,3	75,9	74,9	13,0	14,3	39,5
Б4	46,5	43,8	82,3	74,7	74,3	13,4	14,8	40,6
Б5	46,5	43,6	82,4	74,8	74,5	13,4	14,8	40,6
Б6	46,5	43,8	84,3	76,8	76,0	13,1	14,4	39,7
Б7	44,7	43,4	72,2	50,1	63,6	15,6	22,5	48,4
Б8	42,4	45,7	60,5	27,9	51,8	18,7	40,5	59,5

Из данных, приведенных в табл. 1, видно, что грузоподъемность неповрежденного пролетного строения рассматриваемого моста через р. Репец для всех балок, за исключением крайней балки Б1, отвечает проектным значениям. Снижение грузоподъемности по показателям для балки Б1 объясняется перегруженностью имеющих удлиненные консоли крайних балок.

Расчетные показатели прочностного анализа поврежденного пролетного построения, которые приведены в табл. 2, показывают, что по всем временным нагрузкам необходимо для обеспечения безопасной эксплуатации вводить ограничения.

Таблица 2

Допустимые классы временных подвижных нагрузок по изгибающему моменту в середине пролёта балок поврежденного пролетного строения

№	Усилия в расчетном сечении балки от действия:					Допустимые классы подвижных нагрузок		
	постоянной нагрузки		временных нагрузок					
	1	2	АК	НК	ЭН ₃	Как	Кнк	Кэн
	Изгибающие моменты Mz (тсм) в сечении в середине пролета балок, x=8,7м							
Б1	52,6	54,0	85,2	41,9	73,6	<u>10,9</u>	22,1	34,3
Б2	45,4	47,5	84,0	67,7	74,3	12,8	15,9	39,5
Б3	46,5	44,4	83,3	75,9	74,9	13,2	14,5	40,0
Б4	46,5	43,9	82,3	74,7	74,3	8,3	9,1	25,0
Б5	46,5	44,0	82,4	74,8	74,5	8,3	9,1	24,9
Б6	46,5	44,6	84,3	76,8	76,0	13,0	14,3	39,4
Б7	44,7	45,7	73,9	52,5	65,1	14,9	21,0	46,3
Б8	48,4	49,8	64,6	30,1	55,4	15,8	33,8	50,1

Таким образом, выполненные расчеты приводят к выводам, что грузоподъемность эксплуатируемого моста в связи с несанкционированным проездом сверхпроектного транспортного средства привела к необходимости в целях устранения опасности аварии установления специального режима движения по транспортному сооружению с ограничениями. Для приведения обследованного транспортного сооружения в исправное состояние в соответствии с действующими нормативными документами /1-3/ необходимо выполнить ремонт пролетного строения с заменой поврежденных балок пролетного строения.

Выполненные на эксплуатируемом мосту работы по обследованию технического состояния после обнаружения в отдельных балках разрывов рабочей арматуры и выполнения прочностного анализа по оригинальной методике с использованием современных методов прочностного анализа привели к следующим **выводам**:

1. Существенное снижение грузоподъемности не выработавшего технический ресурс транспортного сооружения объясняется нарушением на федеральной автодороге установленного проектного режима эксплуатации, при котором допущен несанкционированный проезд сверхпроектного транспорта, который вызвал превышение предельных усилий в несущих элементах пролетного строения.

2. Используемая при прочностном анализе методика с использованием пространственной конечно-элементной расчетной схемы пролетного строения и нелинейных деформационных алгоритмов для учета локальных повреждений может эффективно применяться для достоверной оценки грузоподъемности балочных железобетонных пролетных строений.

3. В случае организации длительного безопасного движения по транспортному сооружению с поврежденными железобетонными балками наряду с оценкой прочности следует также осуществлять проверку их выносливости или установку специальных режимов проезда автомобилей по полосам с помощью делиниаторов.

Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Минстрой России. - М.: ГП ЦПП, 1996.- 214с.
2. СНиП 2.05.03-84* (СП 35.13330.2011) Мосты и трубы (Актуализированная редакция) / Минрегионразвития РФ. - М.: ОАО «ЦПП», 2011. - 339с.
3. ОДМ 218.4.001-2008. Методические рекомендации по организации обследований и испытаний мостовых сооружений на автомобильных дорогах. - М., 2008.
4. СП 79.13330.2012. Свод правил. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86.
5. ОДМ 218.3.014-2011. Методика оценки технического состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах. - М., 2012. - 32 с.
6. ОДМ 218.3.042-2014. Рекомендации по определению параметров и назначений категорий дефектов при оценке технического состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах. М., 2014.
7. ОДМ 218.4.025-2016. Рекомендации по определению грузоподъемности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Общая часть.
8. ОДМ 218.4.026-2016. Рекомендации по определению грузоподъемности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Бетонные и железобетонные конструкции.

9. Серия 3.503.1-73. Пролетные строения без диафрагм длиной 12, 15 и 18 м из железобетонных балок таврового сечения с ненапрягаемой арматурой для автодорожных мостов. Выпуск 0. Материалы для проектирования. Монолитные конструкции и узлы. Рабочие чертежи. - М.: ГПИ Союздорпроект, 1987. - 89 л.
10. Сафронов, В. С. Современные конечно-элементные модели балочных без диафрагменных пролетных строений автодорожных мостов / В. С. Сафронов, А. В. Антипов // Строительная механика и конструкции. - 2013. - № 1. - С. 92-101.
11. Программный комплекс «ЛИРА-САПР 2013 PRO» и специализированная расчетно-графическая система «ЛИРА-САПР 2013 Мост». Сертификат соответствия № РОСС RU.СП15.Н00615.
12. Программа ETAP. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ. Серия Б № 0158-98.1.0.RUS / А.А. Петранин, Е.Н. Петреня; Госком РФ по связи и информатике. Межотр. НИИ «Интеграл». - М., 1998.

References

1. SNiP 2.05.03-84*. Bridges and pipes. Ministry of Construction of Russia. M.: GP TsPP, 1996. 214 p.
2. SNiP 2.05.03-84* (SP 35.13330.2011). Bridges and pipes (Updated edition). Ministry of Regional Development of the Russian Federation. M.: JSC "TsPP", 2011. 339 p.
3. ODM 218.4.001-2008. Methodical recommendations for the organization of examinations and tests of bridge structures on highways. M., 2008.
4. SP 79.13330.2012. Set of rules. Bridges and pipes. Inspection and test rules. The updated edition of SNiP 3.06.07-86.
5. ODM 218.3.014-2011. Methodology for assessing the technical condition of bridge structures on highways. M., 2012. 32 p.
6. ODM 218.3.042-2014. Recommendations for determining the parameters and assignments of categories of defects in assessing the technical condition of bridge structures on highways. M., 2014.
7. ODM 218.4.025-2016. Recommendations for determining the carrying capacity of the operated bridge structures on public roads. A common part.
8. ODM 218.4.026-2016. Recommendations for determining the carrying capacity of the operated bridge structures on public roads. Concrete and reinforced concrete structures.
9. Series 3.503.1-73. Spans without diaphragms 12, 15 and 18 m long from reinforced concrete T-section beams with stress-free reinforcement for road bridges. Issue 0. Materials for design. Monolithic structures and units. Working drawings. M.: GPI Soyuzdorprjekt, 1987. 89 p.
10. Safronov V.S., Antipov A.V. Modern finite element models of the beam without diaphragm span structures for road bridges. Construction mechanics and structures. No. 1. 2013. Pp. 92-101.
11. The software complex "LIRA-SAPR 2013 PRO" and the specialized calculation and graphic system "LIRA-SAPR 2013 Most". Certificate of Conformity No. ROSS RU. SP15. N00615.
12. Petranin A.A., Petrenya E.N. ETAP program. Certificate of state registration of a computer program. Series B. No. 0158-98.1.0.RUS; RF State Committee for Communications and Informatics. Interference Research Institute "Integral". M., 1998.

STRENGTH ANALYSIS OF DEFECTIVE BOARD REINFORCED CONCRETE SPAN STRUCTURES OF THE OPERATED ROAD BRIDGE

V. S. Safronov¹, A. V. Antipov²

Voronezh State Technical University¹
Dortransproekt L.L.C.²
Russia, Voronezh

¹ Dr. of Techn. Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: vss22@mail.ru

² Senior Engineer, Tel.: +7(920)4300322, e-mail: dron_a77@mail.ru

The article describes a finite element design scheme of a multi-girder non-diaphragm reinforced concrete superstructure of a road bridge and a method of strength calculations when assessing a reduction in carrying capacity when breaking bars of working reinforcement in the two most stressed beams. The calculations are illustrated by the example of a transport structure built-in 1999 for temporary loads NK-80 and A11 at km 435 of the M4 Don highway across the Repeats River with damages discovered during a periodic inspection that occurred after the unauthorized passage of a vehicle with increased carrying capacity.

The calculations consider the ultimate state in terms of the strength of normal sections of damaged beams, taking into account the actual strength characteristics of concrete and bar reinforcement. Deformation computational algorithms are used for piecewise linear deformation diagrams of concrete and reinforcement.

Recommendations for establishing a safe traffic regime and carrying out repair and restoration work are given.

Keywords: road bridge, reinforced concrete T-beams, breakage of working reinforcement rods, strength calculations, finite element design scheme, carrying capacity, safe operation mode, recommendations for carrying out repair and restoration work.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 621.791

ВЛИЯНИЕ СОСТАВА ФЛЮСА НА СТРУКТУРУ МЕТАЛЛА ШВОВ, ВЫПОЛНЕННЫХ С МОДИФИЦИРУЮЩЕЙ ГРАНУЛИРОВАННОЙ ПРИСАДКОЙ

А. М. Болдырев¹, Е. Г. Рубцова², С. В. Сизинцев³

Воронежский государственный технический университет^{1,2,3}

¹ Д-р техн. наук, проф. кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(473)271-59-24,
e-mail: u00568@vgasu.vrn.ru

² Канд. техн. наук, доц. кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(473)271-59-24,
e-mail: u00568@vgasu.vrn.ru

³ Ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(473)278-30-15,
e-mail: alex@mk.vrn.ru

Статья посвящена проблемам повышения вязкости сварных соединений металлических строительных конструкций ответственного назначения. Показано, что при автоматической сварке под флюсом по слою металлохимической присадки (МХП) модифицирующий эффект диоксида титана, входящего в состав МХП, зависит от химического состава флюса. Наибольшее измельчение зерна в шве сварных соединений из стали 09Г2С наблюдали при сварке под флюсом АН-47 с высоким содержанием оксида алюминия Al_2O_3 (9-13%). При сварке под флюсом АН-348А, содержащим не более 6% Al_2O_3 , структуры швов, выполненных с гранулированной присадкой (проволочная крошка $\varnothing 2,0 \times 1,5$ мм Св-08Г2С) без TiO_2 и с 0,4% TiO_2 , не отличаются друг от друга. Это косвенным образом свидетельствует о том, что образующиеся комплексные тугоплавкие соединения $TiAl_2O_5$ являются эндогенными центрами кристаллизации сварочной ванны, на базе которых формируется мелкозернистая структура шва.

Ключевые слова: автоматическая сварка под флюсом с гранулированной модифицирующей присадкой, эндогенные тугоплавкие центры кристаллизации, мелкозернистая структура металла шва, средний диаметр зерна.

Введение

Дуговая сварка является основным способом соединения узлов и деталей при создании сложных и ответственных строительных металлических конструкций. Одной из главных проблем сварных металлоконструкций из низкоуглеродистых малолегированных сталей является их внезапное, без предшествующих деформаций, хрупкое разрушение в процессе эксплуатации [1]. При этом вероятность таких разрушений при отрицательных температурах возрастает. В связи с интенсификацией освоения северных и восточных регионов России повышение стойкости сварных металлоконструкций против хрупких разрушений приобретает особую актуальность [2].

Анализ хрупких разрушений сварных металлоконструкций показал, что основным источником зарождения и развития трещин, приводящих к хрупкому разрушению, являются дефекты, существующие в свариваемом металле, или возникающие в процессе сварки микротрещины, поры, непровары, неметаллические включения, остаточные сварочные напряжения и т.п. [1]. Локальный нагрев металла в зоне сварки способствует образованию и

развитию таких дефектов. При этом основным поставщиком опасных дефектов и источником зарождения разрушающих трещин является металл шва, хотя массовая доля его в сварной конструкции редко превышает 1% [3].

Специфические термодинамические условия в зоне сварки: высокая (более 7000 К) температура столба дуги, приводящая к перегреву и дезактивации центров кристаллизации в расплаве, интенсивный направленный теплоотвод в околошовную зону – способствуют формированию в шве неблагоприятной крупнозернистой столбчатой структуры с пониженными пластическими свойствами. Исследования механики разрушения металлических тел показали, что единственным средством повышения пластичности этих тел без существенного уменьшения прочности является измельчение зерна [4]. Измельчение структуры металла шва в процессе сварки достигается различными способами воздействия на кристаллизацию сварочной ванны: (низкочастотная или ультразвуковая вибрация расплава, импульсный ввод тепла или присадочной проволоки, колебания теплового источника в пространстве, электромагнитное перемешивание и др. [5, 6]. Наиболее эффективным средством измельчения структуры металла шва оказалось введение в расплав готовых зародышей твердой фазы – тугоплавких частиц – модификаторов.

Зародышеобразующая активность модифицирующей частицы зависит от степени структурного и размерного соответствия кристаллических решеток модификатора и свариваемого металла (правило П.Д. Данкова [7]). Размеры частицы также влияют на эту активность. С одной стороны, уменьшение размеров модифицирующих частиц повышает их удельную поверхностную энергию и, следовательно, зародышеобразующую активность, а с другой – ускоряет дезактивацию вследствие перегрева и плавления частиц. Кроме того, с уменьшением размеров модифицирующих частиц повышается вероятность их комкования (агрегатирования) и снижения модифицирующей активности. Следовательно, существуют оптимальные размеры модифицирующих частиц и соответствующие им режимы сварки, при которых с наименьшей интенсивностью протекают процессы дезактивации и комкования с сохранением их высокой зародышеобразующей активности. Наибольший эффект воздействия на структуру металла шва получен при введении модификатора в сварочную ванну совместно с микрохолодильниками в виде проволоочной крошки (так называемой металлохимической присадки – МХП). В настоящее время такой способ модифицирования металла сварных швов нашел применение в мостостроении [8, 9, 10,11]. В качестве модификатора в МХП применяется диоксид титана. Наилучшие результаты по измельчению зерна в шве получены при подготовке МХП в высокоэнергетической планетарной мельнице, когда частицы модификатора прочно удерживаются на поверхности гранулята, что обеспечивает надежную защиту модификатора от перегрева и способствует более равномерному его распределению в зоне кристаллизации.

В работе А.М. Болдырева [12] показано, что центрами кристаллизации при автоматической сварке под флюсом с модифицирующей МХП являются комплексные тугоплавкие соединения Al_2TiO_5 . Целью настоящей статьи является экспериментальная проверка этого положения по причине отсутствия ранее подобных исследований.

Материалы и методика исследований

Для достижения поставленной цели сравнивали структуру металла швов и механические свойства образцов, выполненных под флюсом АН-348А (Al_2O_3 не более 6%) и АН-47 с повышенным содержанием оксида алюминия (9-13%). Кроме того, исследовали структуру и механические свойства швов, выполненных с проволоочной крошкой, не содержащей TiO_2 (контрольные образцы).

В качестве модификатора использовали диоксид титана в модификации рутил марки СМТ (ТУ 301-10-012-89), который применяется для производства электродов для сварки высоколегированных сталей. Предварительно его измельчали, затем подвергали совместной

с гранулятом обработке в планетарной мельнице Pulverisette 5 фирмы Fritsch на режиме 400 об/мин и 3 мин обработки. Гранулят изготавливали при помощи рубки сварочной проволоки марки Св-08Г2С размером $\varnothing 2,0 \times 1,5$ мм на станке МРП-30/100.

Исследования проводили на стыковых соединениях образцов $300 \times 125 \times 10$ мм из стали марки 09Г2С без разделки кромок, выполненных односторонней автоматической сваркой под флюсом АН-348А и АН-47, в качестве электродной проволоки использовали сварочную омедненную проволоку $\varnothing 4$ мм марки Св-08ГА. Сварку осуществляли за один проход с предварительной засыпкой МХП в зазор. Соединения выполняли с применением выводных планок размером 150×100 мм. В планках вырезали зазор под засыпку МХП длиной не менее 100 мм. Приваривали их к пластинам с обеих сторон ручной дуговой сваркой покрытыми электродами. Сварку выполняли на съемной медной подкладке (рис. 1).

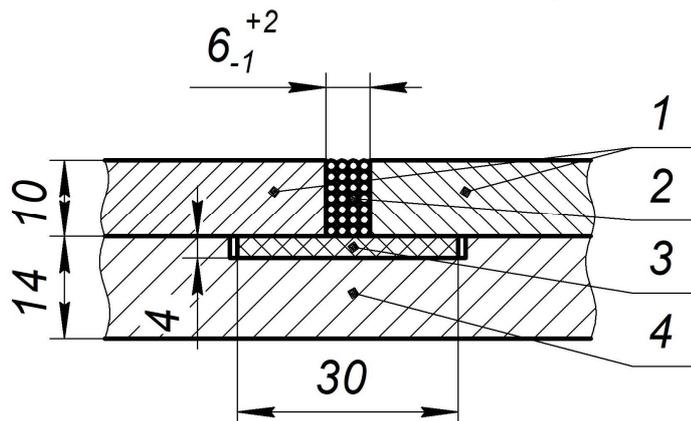


Рис. 1. Схема контрольного стыкового соединения под автоматическую сварку под флюсом с МХП: 1 – свариваемая пластина, 2 – МХП, 3 – медная подкладка, 4 – основание

Основные параметры режима автоматической сварки под флюсом с МХП и с проволоочной крошкой представлены в табл. 1.

Таблица 1

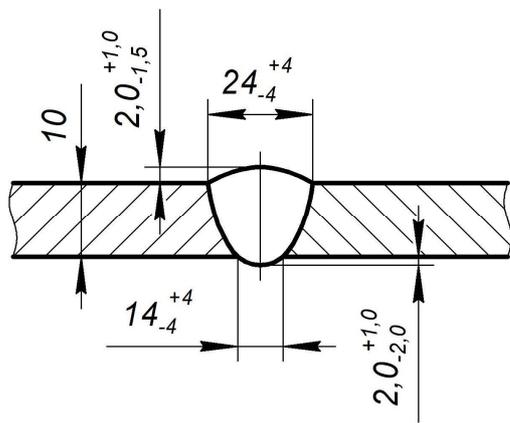
Параметры процесса односторонней автоматической сварки с МХП

Номер слоя (валика)	Диаметр электродной проволоки, мм	Род и полярность тока	Сварочный ток, А	Напряжение дуги, В	Вылет электрода, мм	Скорость подачи проволоки, Vэл, м/ч	Скорость сварки, Vсв, м/ч
1	2	3	4	5	6	7	8
1	4,0	постоянный, обратная	650 ÷ 700	36 ÷ 38	38 ÷ 40	85	18

Металлографические исследования сварных соединений проводились на оборудовании ЦКП им. Борисова Ю.М. при ВГТУ. Для исследования макро- и микроструктуры образцов использовали металлографический цифровой комплекс, включающий цифровой микроскоп Altami MET 1С с программой управления устройством захвата изображения, анализа и обработки полученных кадров Altami Studio.

Результаты исследований и их обсуждение

На указанных выше режимах были получены сварные соединения с заданными размерами и удовлетворительным формированием металла шва (рис. 2).



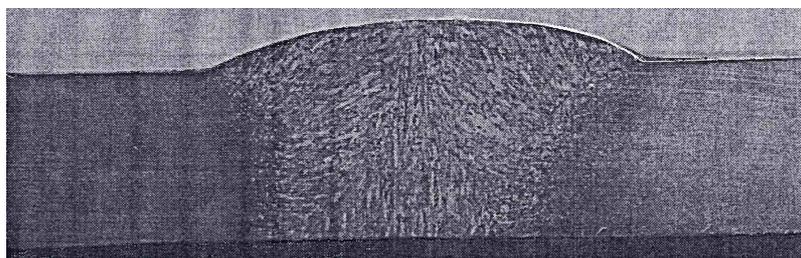
а)

б)

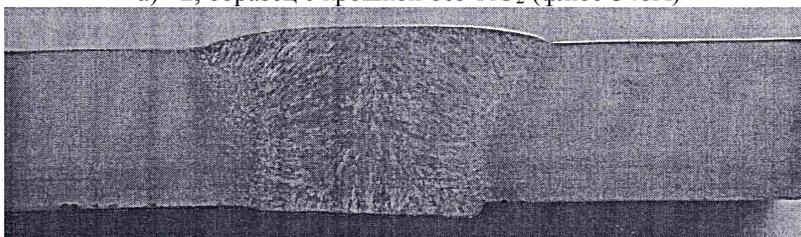
Рис. 2. Геометрические параметры (а) и общий вид (б) контрольного стыкового сварного соединения

Результаты исследования макроструктуры сварных соединений

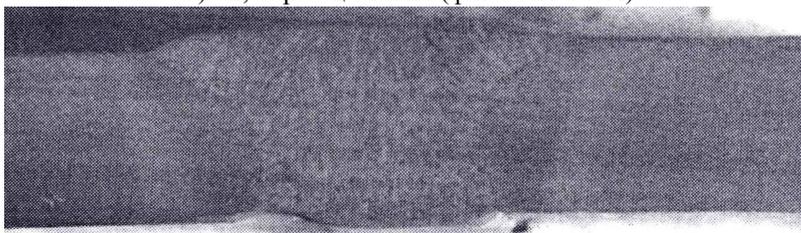
Макроструктура образца, сваренного под флюсом АН-348А с МХП, плотная, дефектов металлургического характера не выявлено (рис. 3 б). Макрозерно в сварных швах имеет дендритную форму, характерную для литого материала, и по величине не отличается от образца, сваренного без МХП (рис. 3 а). Образец с МХП, выполненный под флюсом АН-47 имеет зерно столбчатой формы, но в сравнении с крошкой без TiO_2 мельче (оценивалось визуально), особенно в верхней части сварного шва (по усилению) на длину ~ 16 мм и высоту от поверхности ~ 3 мм и в корне сварного шва на высоту ~ 2 мм (рис. 3 в).



а) $\times 2$, образец с крошкой без TiO_2 (флюс-348А)



б) $\times 2$, образец с МХП (флюс АН-348А)



в) $\times 2$, образец с МХП (флюс АН-47)

Рис. 3. Макроструктура сварных стыковых соединений

Результаты исследования микроструктуры сварных соединений

Образец, выполненный автоматической сваркой под флюсом АН-348А с МХП. В исследованном сечении зоны сварного шва четких выделений зерен феррита не выявлено, просматривается механическая смесь игольчатых выделений феррита и цементита (рис. 4 а, в). Зерна выявлены в зоне усиления сварного шва, характеризуются четкими границами и размером 7-5 баллов, который соответствует среднему диаметру зерна d_m от 0,031 до 0,062 мм по ГОСТ 5639-82 (рис. 4 б). В зоне термического влияния (ЗТВ) размер зерна феррита не изменяется и соответствует величине зерна исходного материала (рис. 4 г).

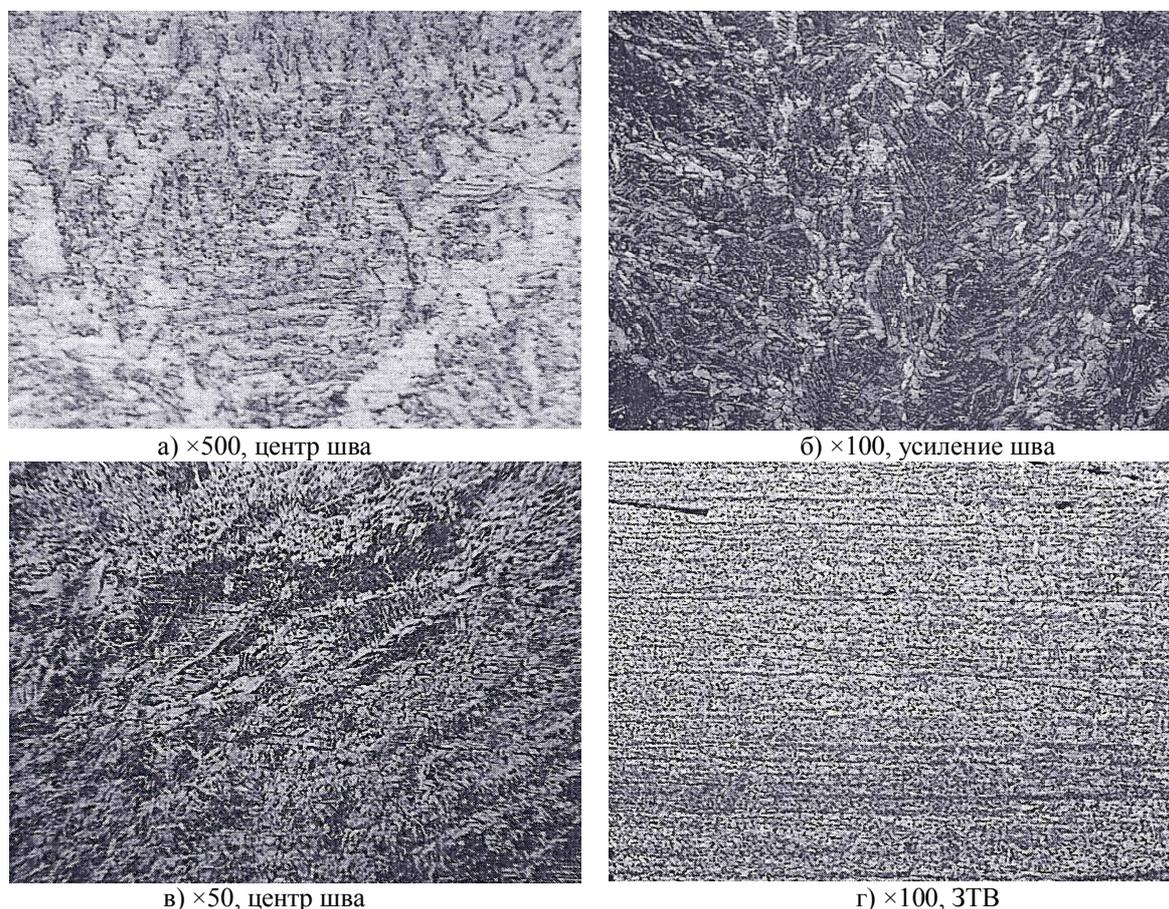


Рис. 4. Микроструктура образца с применением флюса АН-348А и МХП

Образец, выполненный автоматической сваркой под флюсом АН-348А с крошкой без TiO_2 . Структура центра шва соответствует структуре образца, сваренного с применением МХП, но при большем увеличении ($\times 500$) наблюдается полосчатая структура, состоящая из зерен феррита 7-6 баллов ($d_m = 0,031 - 0,044$ мм) и механической смеси феррит+цементит (рис. 5 а, в). Зона усиления сварного шва - 7-4 баллов, средний диаметр зерна 0,031 - 0,088 мм (рис. 5 б), в ЗТВ – диаметр зерна уменьшается до 0,02 мм, что соответствует 8 баллам по ГОСТ 5639-82 (рис. 5 г).

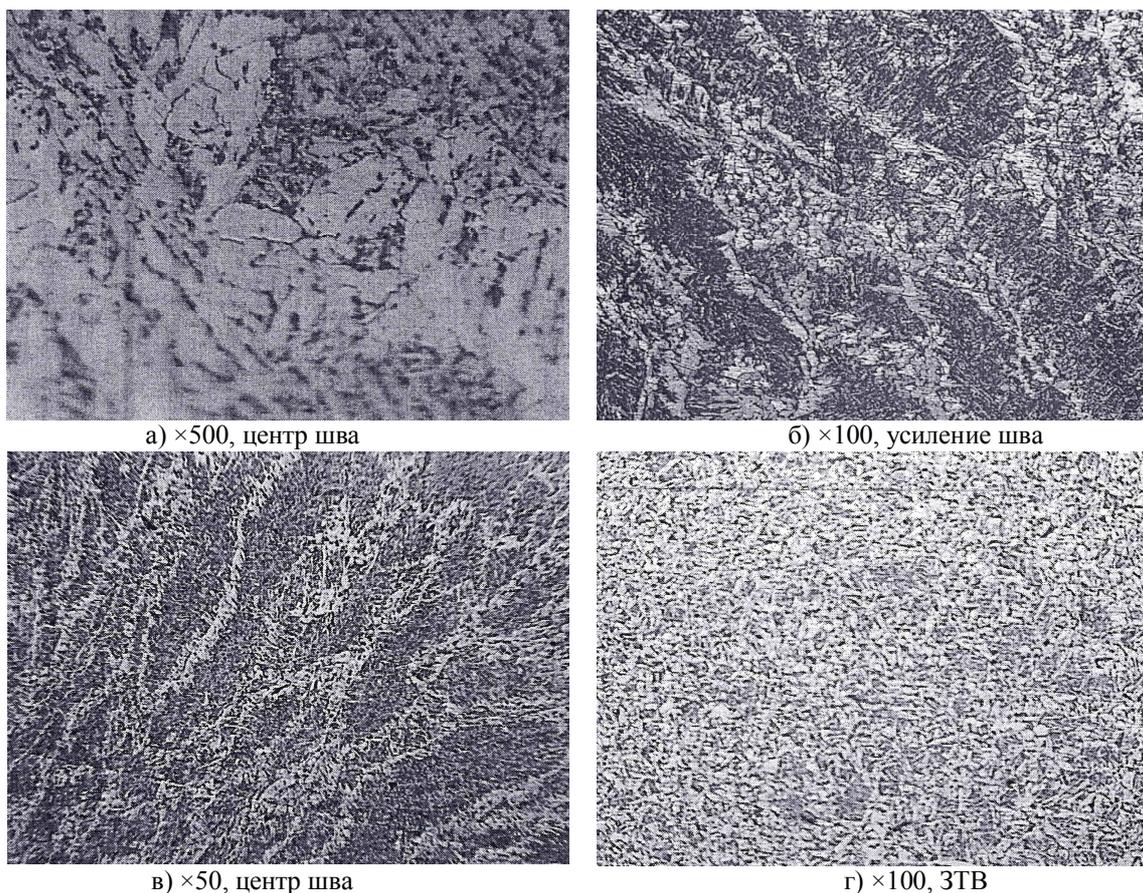


Рис. 5. Микроструктура образца, флюс АН-348А и крошка без TiO_2

Образец, выполненный автоматической сваркой под флюсом АН-47 с МХП. Наблюдается микроструктура, характерная для литого состояния материала, которая отличается от структуры предыдущих образцов наличием мелких зерен феррита средним диаметром 0,01 – 0,015 мм, то есть 9-10 баллов согласно шкале ГОСТ 5639-82. Мелкие зерна ограничены скоплением крупных ферритных зерен: 7-5 баллов (по видманштеттовой структуре), являющихся границей дендритов в макрозерне. На микрофотографии наблюдаются участки с разной травимостью структуры в виде зон светло-серого цвета – это участки с более мелким зерном феррита (рис. 6 а, б, в). В зоне термического влияния (ЗТВ) зерно феррита с 8-7 баллов ($d_m = 0,02 - 0,031$ мм) уменьшается до величины зерна исходного материала (рис. 6 г).

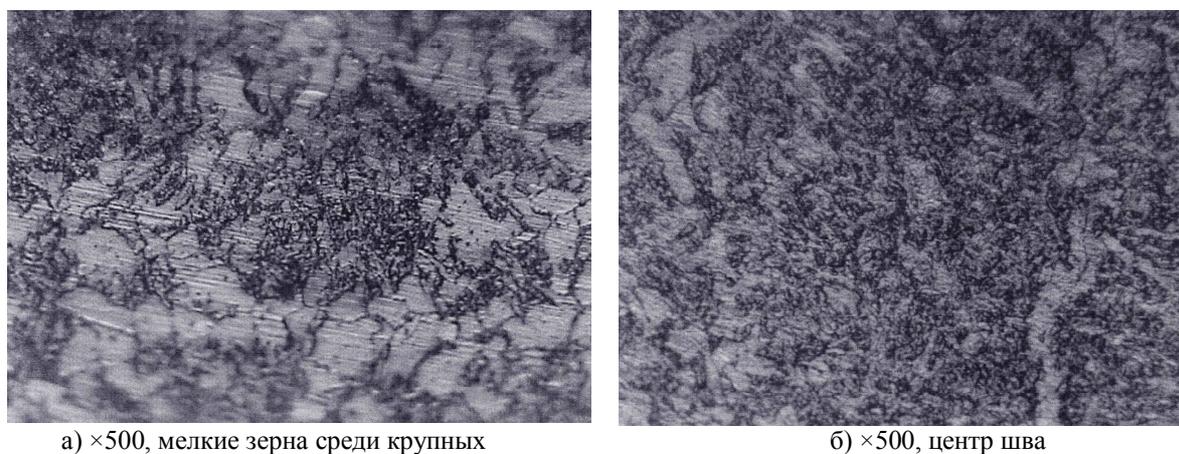


Рис. 6. Микроструктура образца, с применением флюса АН-47 и МХП

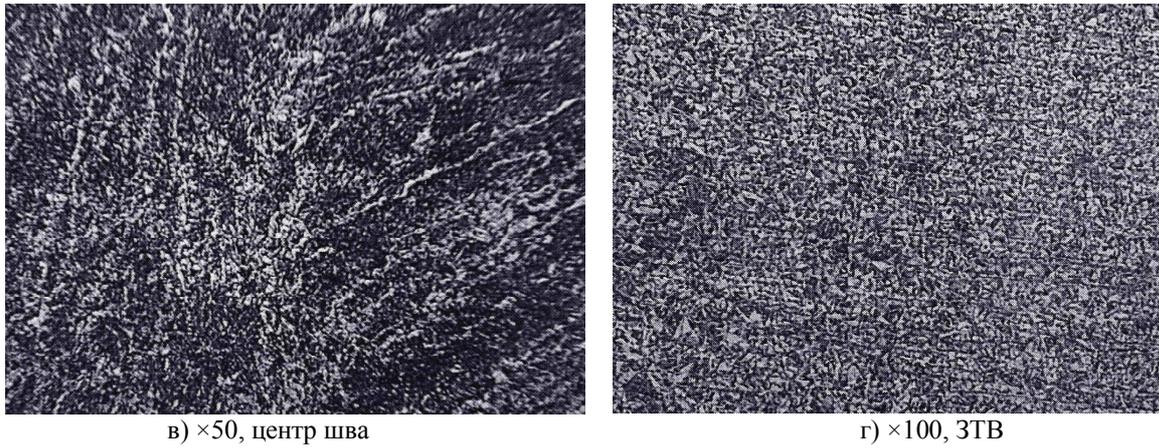


Рис. 6. Микроструктура образца, с применением флюса АН-47 и МХП (продолжение)

Результаты исследования механических свойств образцов на статическое растяжение и ударную вязкость.

Для исследования прочности и пластичности были изготовлены цилиндрические образцы тип II по ГОСТ 6996-66 двух видов по три образца: выполненные с флюсом АН-348А с крошкой без TiO_2 (т.е. без модификатора) и выполненные с применением флюса АН-47 и МХП (с модификатором). Испытания проводили на универсальной электромеханической испытательной системе INSTON 5982.

Результаты испытания серии цилиндрических образцов на статическое растяжение представлены в виде графиков нагружения (рис. 7, 8) и таблиц (табл. 2, 3).

На рис. 7 представлены кривые растяжения для образцов, изготовленных с флюсом АН-348А без модификатора.

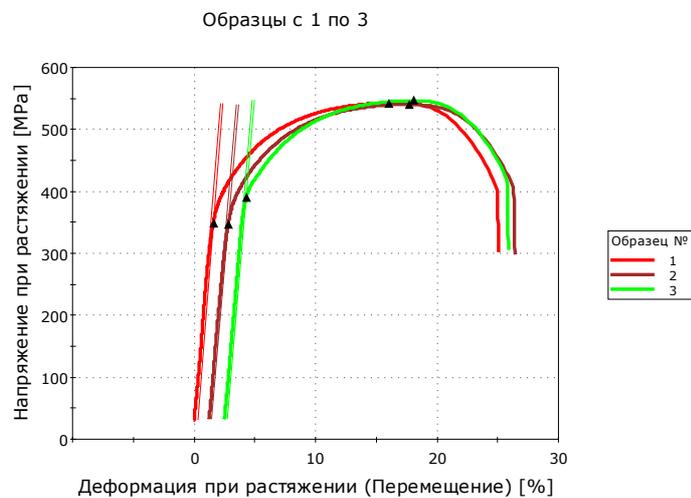


Рис. 7. Графики зависимости напряжений от деформации для образцов, сваренных без применения модификатора

Результаты испытания на статическое растяжение образцов без модификатора

Номер образца	Диаметр r мм	Длина мм	Площадь mm^2	Максимум нагрузки кН	Предел прочности, σ_b МПа	Относительное удлинение, %	Предел текучести $\sigma_{0,2}$ МПа	Модуль Юнга МПа
1	6,25	38,00	30,68	16,66	542,96	22,14	348,70	24443,3
2	6,15	38,00	29,71	16,05	540,25	21,66	347,78	22960,83
3	6,22	38,00	30,39	16,61	546,69	21,88	389,99	23250,29
Среднее	6,21	38,00	30,26	16,44	543,30	21,89	362,16	23551,48

Образцы с 1 по 3

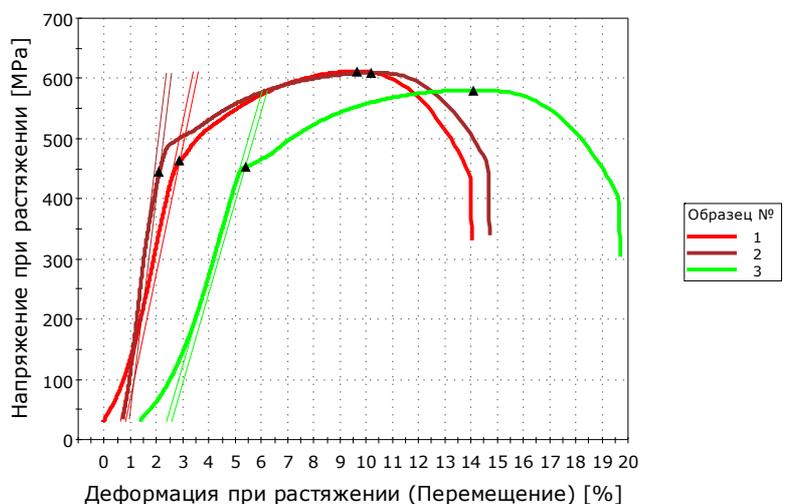


Рис. 8. Графики зависимости напряжений от деформации для образцов, выполненных с применением флюса АН-47 и МХП (с модификатором)

Таблица 3

Результаты испытания на статическое растяжение образцов, изготовленных с применением флюса АН-47 и МХП (с модификатором)

Номер образца	Диаметр мм	Длина мм	Площадь mm^2	Максимум нагрузки, кН	Предел прочности σ_b МПа	Относительное удлинение, %	Предел текучести $\sigma_{0,2}$ МПа	Модуль Юнга МПа
1	6,03	38,00	28,56	17,49	612,45	17,26	463,92	20812,52
2	6,01	38,00	28,37	17,29	609,63	24,29	444,05	36505,57
3	6,05	38,00	28,75	16,7	580,82	25,55	452,82	15026,51
Среднее	6,03	38,00	28,56	17,16	600,96	22,37	453,6	24114,87

Проведенные испытания на статическое растяжение образцов, изготовленных с применением флюса АН-47 и МХП (с модификатором) показали, что по сравнению с образцами, изготовленными без модификатора, на кривых, полученных при растяжении, наблюдается площадка текучести, которая свидетельствует об увеличении пластических характеристик. Предел текучести увеличился в среднем на 25%, относительное удлинение на 16%.

Для определения ударной вязкости изготавливали образцы тип XI по ГОСТ 6996-66 из контрольных стыковых соединений (рис. 9). Испытания проводили на электромеханическом копре INSTRON 450 MPX фирмы INSTRON (США), который позволяет определять ударную вязкость с цифровым отображением результатов испытаний при разных температурах.

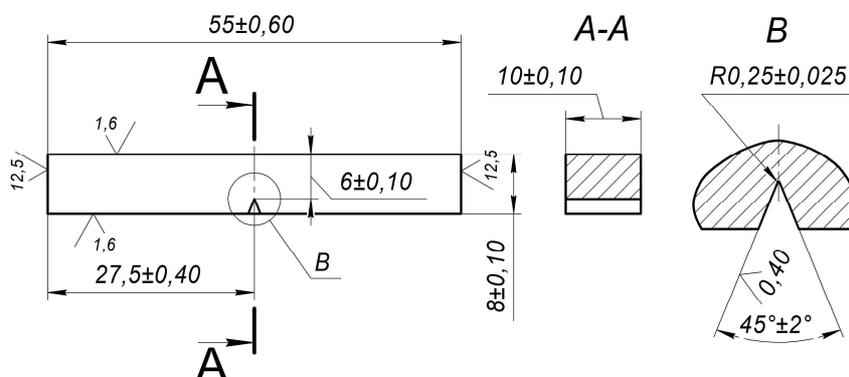


Рис. 9. Схема образца для определения ударной вязкости

Таблица 4

Результаты испытаний на ударный изгиб при температуре +20 °С, -20 °С, -40 °С

Номер образца	Энергия (Дж)	Ударная вязкость (Дж/см ²)	Ширина (мм)	Высота (мм)	Рабочая высота (мм)	Темпер., °С	Тип концентратора
Образец (без TiO ₂)	32,46	54	10	8	6	+20	V2
Образец (TiO ₂ +АН-47)	43,44	72	10	8	6	+20	V2
Образец (без TiO ₂)	13,97	23	10	8	6	-20	V2
Образец (TiO ₂ +АН-47)	21,24	35	10	8	6	-20	V2
Образец (без TiO ₂)	12	20	10	8	6	-40	V2
Образец (TiO ₂ +АН-47)	14,42	24	10	8	6	-40	V2

Испытания на ударную вязкость показали, что при использовании флюса с модифицирующей присадкой происходит повышение ударной вязкости металла сварного шва в среднем на 12-17 %, наибольший эффект наблюдается при температуре – 20 °С (прирост вязкости составляет 42 %).

Выводы

1) При сварке под флюсом АН-348А с малым содержанием оксида алюминия (не более 6%) размеры зерна в швах, выполненных с проволокой крошкой без TiO₂ и с МХП с TiO₂, практически одинаковы и составляют 0,031 – 0,044 мм, что свидетельствует о слабом влиянии TiO₂ на процесс кристаллизации сварочной ванны.

2) При сварке под флюсом АН-47, содержащей в 2 и более раз Al₂O₃ (9-13%), в шве формируется мелкозернистая ферритная структура со средним диаметром зерна 0,01 – 0,015 мм.

3) Экспериментально доказано, что при высоком содержании оксида алюминия в флюсе, в сварочной ванне образуются эндогенные тугоплавкие центры кристаллизации в виде интерметаллидов $TiAl_2O_5$, обеспечивающие формирование мелкозернистой структуры металла шва.

4) Мелкозернистая ферритная структура, формирующаяся в металле шва при сварке под флюсом АН-47 и МХП с TiO_2 , способствует повышению пластичности и вязкости сварных швов, что подтверждает эффективную модифицирующую способность смеси материалов $TiO_2 + Al_2O_3$ (из флюса АН-47) используемую для автоматической сварки с МХП.

Библиографический список

1. Хрупкие разрушения сварных конструкций: пер. с англ. / В. Холл, Х. Кихара, В. Зут, А. А. Уэллс. - М.: Машиностроение, 1974. - 320с.
2. Горынин, И. В. Теоретические и экспериментальные исследования сопротивляемости хрупким разрушениям сварных конструкций для шельфа Арктики / И. В. Горынин, А. В. Ильин // Автоматическая сварка. - 2008. - №11. - С. 24-29.
3. Патон, Б. Е. Современные направления повышения прочности и ресурса сварных конструкций / Б. Е. Патон // Автоматическая сварка. - 2000. - №9/10. - С. 3-9.
4. Петч, Н. Металлографические аспекты разрушения / Н. Петч // Разрушение: пер. с англ. - М.: Мир, 1973. - Т.1. - С. 371-420.
5. Болдырев, А. М. Управление кристаллизацией металла при сварке плавлением / А. М. Болдырев, Э. Б. Дорофеев, Е. Г. Антонов // Сварочное производство. - 1971. - №6. - С. 35-37.
6. Болдырев, А. М. Проблемы микро- и наномодифицирования швов при сварке строительных металлоконструкций / А. М. Болдырев, В. В. Григораш // Нанотехнологии в строительстве. - 2011. - №3. - С. 42-52.
7. Данков, П. Д. Кристаллохимический механизм взаимодействия поверхности кристалла с чужеродными элементарными частицами / П. Д. Данков // Физическая химия. - 1946. - Т. 20. - № 8. - С. 853-867.
8. Болдырев, А. М. Модифицирование металла шва при сварке низколегированных сталей под флюсом: монография / А. М. Болдырев, Д. А. Гуцин. - Воронеж: ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», 2017. - 140с.
9. Ma, Z. T. Uxide metallurgy-its purposes and practical approaches / Z. T. Ma, D. Janke // Acta Metall. – 1998. – Vol. 11. - №2. – P. 79-86.
10. Masumoto, J. Effekt of titanium in steel electrode wie for CO_2 – arc welding on the usability and mechanical properties of weld metal / J. Masumoto, A. Sekiguchi, S. Kawasaki. - S.J., 1973. - 16 p.- Intern.Inst. of Welding. Doc. XII.-B.- 135-73.
11. Masumoto, J. Effect of micro-alloying elements on toughness of steel weld metal / J. Masumoto. - S.J., 1979. - 15 p. - Intern Inst. of Welding Doc. XII- 694-79.
12. Болдырев, А. М. Формирование химического состава металла шва при сварке по слою модифицирующей гранулированной присадки / А.М. Болдырев // Сварочное производство. – 2019. - №4. - С. 3-9.

References

1. Hall V., Kihara H., Zut V., Wells A.A. Brittle fractures of welded structures: translated from English. M.: Mechanical engineering, 1974. 320 p.
2. Gorynin I.V., Ilyin A.V. Theoretical and experimental studies of brittle fracture resistance of welded structures for the Arctic shelf. Automatic welding. No. 11. 2008. Pp. 24-29.

3. Paton B.E. Modern directions of increasing the strength and resource of welded structures. Automatic welding. No. 9/10. 2000. Pp. 3-9.
4. Petch N. Metallographic aspects of destruction. Destruction: trans. from English. M.: Mir, 1973. Vol. 1. Pp. 371-420.
5. Boldyrev A.M., Dorofeev E.B., Antonov E.G. Control of metal crystallization during fusion welding. Welding production. No. 6. 1971. Pp. 35-37.
6. Boldyrev A.M., Grigorash V.V. Problems of micro- and nanomodification of seams during welding of building metal structures. Nanotechnology in construction. No. 3. 2011. Pp. 42-52.
7. Dankov P.D. Crystal-chemical mechanism of interaction of the crystal surface with alien elementary particles. Physical chemistry. Vol. 20. No. 8. 1946. Pp. 853-867.
8. Boldyrev A.M., Gushchin D.A. Modification of the seam metal in submerged arc welding of low-alloy steels: monograph. Voronezh: Voronezh State Technical University, 2017. 140 p.
9. Ma, Z.T., Janke D. Oxide metallurgy-its purposes and practical approaches. Acta Metall. Vol. 11. No. 2. 1998. Pp. 79-86.
10. Masumoto J., Sekiguchi A., Kawasaki S. Effect of titanium in steel electrode wire for CO₂ - arc welding on the usability and mechanical properties of weld metal. Intern.Inst. of Welding. Doc. XII. B. 135-73. 1973. 16 p.
11. Masumoto J. Effect of micro-alloying elements on toughness of steel weld metal. Intern Inst. of Welding Doc. XII. 694-79. 1979. 15 p.
12. Boldyrev A.M. Formation of the chemical composition of the weld metal during welding on a layer of modifying granular additive. Welding production. No. 4. 2019. Pp. 3-9.

THE INFLUENCE OF THE COMPOSITION OF THE FLUX ON THE METAL STRUCTURE OF THE SEAMS MADE WITH A MODIFYING GRANULATED ADDITIVE

A.M. Boldyrev¹, E.G. Rubtsova², S.V. Sizintsev³

Voronezh State Technical University^{1,2,3}

¹ Dr. of Tech. Sciences, Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(473)2715924, e-mail: u00568@vgasu.vrn.ru

² PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(473)2715924, e-mail: u00568@vgasu.vrn.ru

³ Assistant of the Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(473)2783015, e-mail: alex@mk.vrn.ru

The article is devoted to the problems of increasing the toughness of welded joints of critical metal building structures. It is shown that in automatic submerged arc welding on a layer of a metal-chemical additive (MHP), the modifying effect of titanium dioxide, which is part of MHP, depends on the chemical composition of the flux. The greatest grain refinement in the seam of welded joints made of steel 09G2S was observed in submerged-arc welding AN-47 with a high content of aluminum oxide Al₂O₃ (9-13%). In submerged arc welding AN-348A containing no more than 6% Al₂O₃, the structures of welds made with a granular filler (wire chips 2.0×1.5 mm Sv-08G2S) without TiO₂ and with 0.4% TiO₂ do not differ apart. This indirectly indicates that the resulting complex refractory TiAl₂O₅ compounds are endogenous centers of crystallization of the weld pool, on the basis of which a fine-grained weld structure is formed.

Keywords: automatic submerged arc welding with a granular modifying additive, endogenous refractory crystallization centers, the fine-grained structure of the weld metal, average grain diameter.

РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАМНЫХ УЗЛОВ В СЛУЧАЕ РАЗНОЙ ВЫСОТЫ ПРИМЫКАЮЩИХ К КОЛОННЕ БАЛОК

С. Ю. Беляева¹, А. В. Ляшенко²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж

¹ Канд. техн. наук, доц. кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(909)2173110, e-mail:svetboy@yandex.ru

² Студент, тел.: +7(962)3262924, e-mail: sanya.lyashenko.98@mail.ru

Рамные узлы, решаемые согласно серии 2.440-2, предполагают одинаковые сечения балок, примыкающих к колонне каркаса. Однако зачастую по расчету в смежных пролетах требуются балки разной высоты, что влечет за собой отступление от серийного решения в нижней зоне фланцевого узла, касающееся расположения и количества поперечных ребер жесткости на стенке колонны. Предложено несколько вариантов размещения поперечных ребер в узловой области. На основе конечно-элементного моделирования фрагмента поперечной рамы проанализировано влияние конструкции ребер на распределение напряжений в элементах узла и на его прочность. Сформулированы практические рекомендации по выбору конструктивного решения опорной части колонны в месте сопряжения с точки зрения условий прочности соединения и технологичности исполнения.

Ключевые слова: рамный узел, фланец, колонна, конструктивное решение, поперечные ребра, конечно-элементная модель, распределение напряжений, прочность.

Введение

Промышленные здания в большинстве случаев представляют собой многоуровневые, многопролетные системы, что диктуется сложными производственными линиями, обеспечивающими оптимальное функционирование технологического комплекса. Как известно, стальные многоэтажные каркасы зданий могут проектироваться по связевой, рамной или рамно-связевой схемам. Каждая схема имеет свои преимущества и недостатки. Связевая система предполагает размещение вертикальных связевых дисков в двух направлениях, что затрудняет свободное планирование технологических линий и потому практически не применяется. Основной схемой, применяемой в многоэтажных каркасах, является рамно-связевая, состоящая из плоских поперечных рам с жестким креплением ригелей к колоннам в направлении их большей жесткости, а неизменяемость в другом направлении обеспечивается вертикальными связевыми дисками [1]. В случае невозможности устройства связевых блоков проектируется рамный каркас. При очевидном преимуществе отсутствия вертикальных связей, рамная схема, тем не менее, применяется реже ввиду трудности организации жестких узлов примыкания балок к колоннам в двух направлениях и усложнения напряженно-деформированного состояния колонн. Таким образом, в каркасах многоэтажных производственных зданий основным вариантом сопряжения несущих конструкций рам являются жесткие узлы. Причем наиболее распространенным конструктивным решением рамных узлов крепления ригелей к колоннам являются фланцевые как наиболее технологичные с точки зрения изготовления и монтажа, а

также отличающиеся высокой надежностью при восприятии значительных нагрузок от оборудования, в том числе и динамических [2, 3, 4, 5].

При проектировании фланцевых узлов, в соответствии с рекомендациями [6], инженеры-конструкторы проектных организаций пользуются серией 2.440 - выпуском 1, согласно которой поперечные силы передаются на опорный столик через фрезерованные торцы фланцев, изгибающий момент и продольные силы - через фланцы и высокопрочные болты на полку и стенку колонны (рис.1). Стенка колонны укрепляется поперечными ребрами жесткости, поставленными на уровне полок балок, а в случае необходимости и диагональными ребрами. При проектировании серийных узлов учтены данные экспериментальных технических исследований реальной изгибной жесткости узлов, а предельный изгибающий момент, воспринимаемый соединением, определен как максимальный момент, который нужно приложить к соединению, чтобы в каком-либо его конструктивном элементе возникло предельное состояние. Предельное состояние может наступить в результате образования пластического шарнира во фланце или в полке колонны, достижения разрушающих усилий в наиболее нагруженных болтах, достижения предела текучести на участках стенки колонны, воспринимающих растягивающую и сжимающую нагрузку, или достижения предельного сопротивления срезам на ее участках, испытывающих сдвиг [1, 7].

Вместе с тем необходимо отметить, что типовая конструкция (рис. 1) предполагает одинаковую высоту балок, примыкающих к колонне в узле, что при значительной разнице нагрузок в соседних пролетах, безусловно, приводит к перерасходу стали на каркас. Для случая постановки на одной отметке балок различной высоты, что достаточно часто требуется на практике, в действующей серии [7], ориентированной преимущественно на равномерное нагружение равнопролетных рам, и специальной литературе указаний нет. Таким образом, перед проектировщиком встает выбор: пренебрегать оптимальностью проектирования, повышая металлоемкость каркаса, или принимать конструктивное решение узла, отступающее от разработанного в серии [7]. Однако такие решения ввиду сложности напряженного состояния фланцевых узлов [7] требуют специальных исследований.

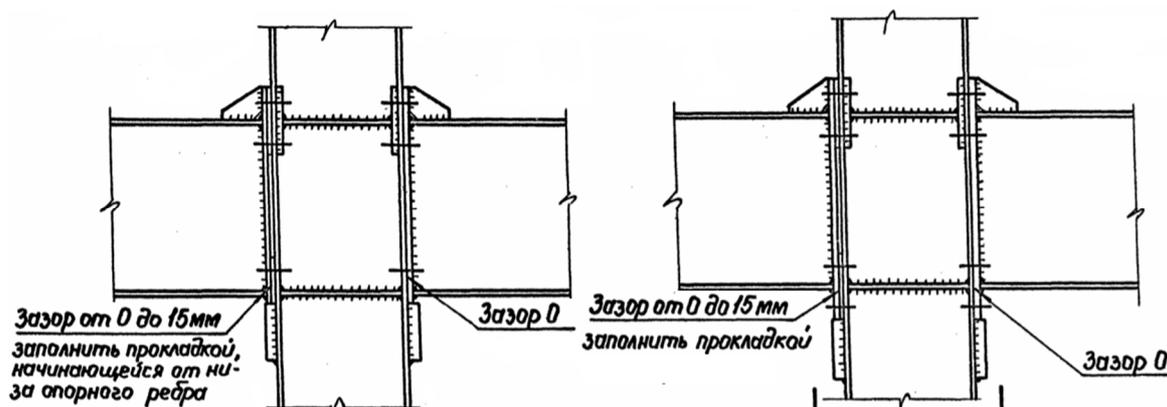


Рис. 1. Общий вид рамного узла сопряжения балок с колоннами по серии 2.440.2-выпуск 1

1. Объект исследования. Постановка задач исследований

Рамно-связевая схема применена при проектировании здания выпарной станции сточных вод (рис. 2), входящей в состав производственного комплекса Данковского дрожжевого завода. Сопряжение колонн с балками перекрытия – жесткое, с фундаментом – шарнирное. Раскрепление колонн из плоскости рам обеспечивается вертикальными связевыми блоками посредством шарнирных балок перекрытия и распорок, раскрепление

балок в боковом направлении осуществляется дисками междуэтажных перекрытий. Колонны и балки поперечных рам каркаса приняты из стали класса С255, из прокатных двутавров.

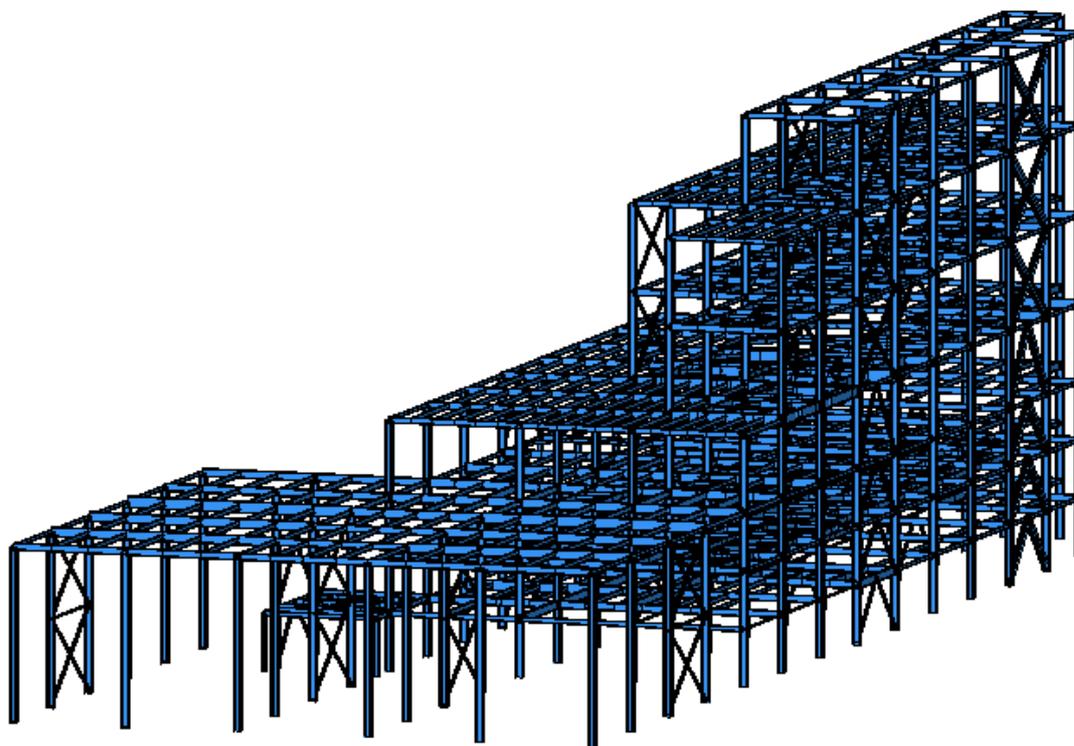


Рис. 2. Общий вид пространственной схемы каркаса

Расчет характерной поперечной рамы по оси 9 (рис. 3) здания выпарной станции выполнен с учетом требований действующих норм проектирования в программном комплексе Лира-Сапр 2013 PRO. Учтены следующие нагрузки: постоянная от веса покрытий, перекрытий и собственного веса, снеговая с зонами повышенных снегоотложений в местах перепада высот, ветровая, полезная равномерно распределенная на перекрытиях с расчетным значением 600 кг/м^2 согласно заданию, а также нагрузки в виде сосредоточенных сил в местах опирания технологического оборудования. Пролеты рассматриваемой рамы в осях А-Б и Б-В составляют 6 м, в осях В-Г – 7 м. Высотные отметки этажей отражены на рис. 3.

Результаты расчета сечений элементов рамы согласно СП 16.13330.2017 на наиболее невыгодные расчетные сочетания усилий приведены рис. 3. Наибольшую разницу поперечных сечений имеют балки, примыкающие к колонне по оси В на отметке +12.960 м.

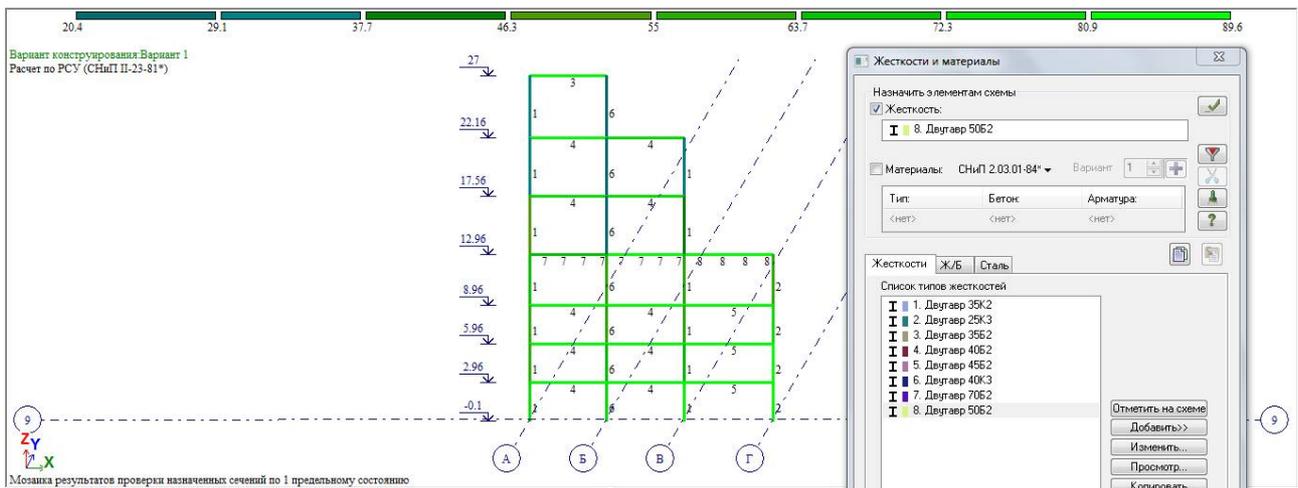


Рис. 3. Поперечная рама по оси 9 с подобранными сечениями элементов

В проекте выпарной станции рамные узлы, обеспечивающие передачу с ригелей на колонны каркаса поперечных, продольных сил и изгибающих моментов, запроектированы фланцевыми по серии 2.440-2 (рис. 1). В узлах, отличающихся от серийных ввиду различия сечений примыкающих к колонне балок, возможно несколько вариантов решения:

1) постановка балок одинаковой высоты, что значительно повысит металлоемкость каркаса в целом;

2) проектирование узлов примыкания балок по серии в отношении размеров фланцев и опорных столиков, количества и размещения высокопрочных болтов, размещения и размеров поперечных ребер на уровне верхних полок балок. Верхнее ребро проектируется из стали 09Г2С толщиной, равной толщине полки более мощной из примыкающих балок. Отличие состоит в размещении поперечных ребер на стенке колонны в нижней зоне примыкания балок. Согласно серии ребра располагают на уровне нижних полок балок и выполняют из той же стали, что и балки, а их толщина соответствует толщине полок. Таким образом, для рассматриваемого случая размещение поперечных ребер в нижней зоне узла возможно:

- а) на уровне нижнего пояса более высокой балки;
- б) на уровне нижнего пояса балки меньшей высоты;
- в) на уровне нижних поясов двух балок;
- г) по диагонали между нижними поясами.

Для оценки действительного характера распределения напряжений в узле, при разных вариантах расположения нижних поперечных ребер на стенке колонны, необходимо выполнить расчет фрагмента схемы с использованием плоских оболочечных конечных элементов.

2. Методика проведения исследований

Выбранная для исследования часть рамы состоит из балок на отметке +12,960, а также частей колонн, расположенных ниже и выше указанного уровня до отметок +8,960 и +17,560 соответственно. Конструктивные элементы моделируются с использованием универсальных треугольных трехузловых конечных элементов (КЭ) оболочки - тип 42 и универсальных четырехугольных четырехузловых КЭ оболочки - тип 44 с шагом триангуляции 0,05 м (рис. 4). Каждый узел КЭ оболочки имеет шесть степеней свободы: три линейных перемещения, три угла поворота.

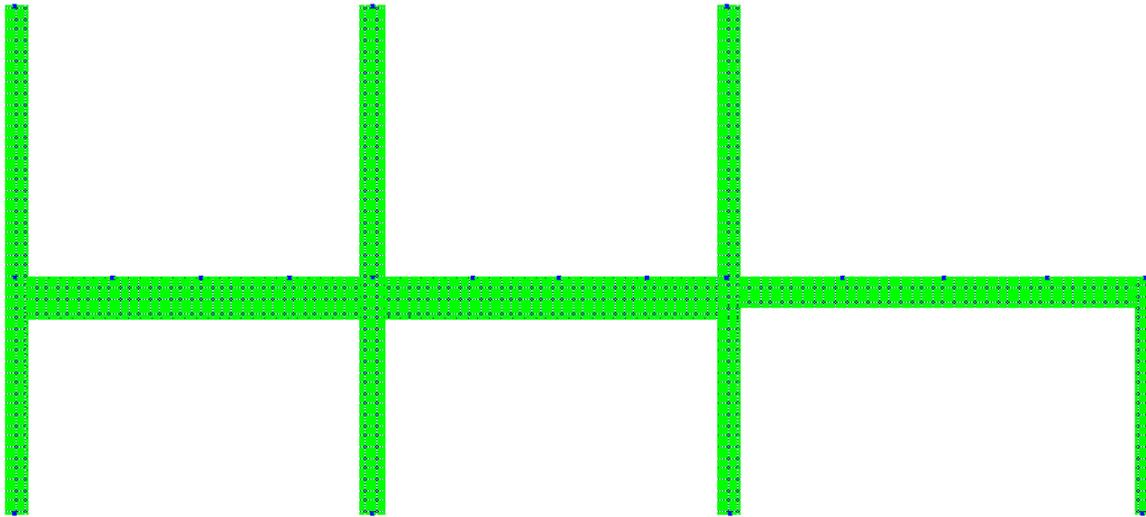


Рис. 4. Конечно-элементная модель фрагмента рамы

Для получения распределения напряжений в стенке колонны с достаточной степенью точности можно считать, что на колонны каркаса поперечные, продольные силы и изгибающие моменты передаются через элементы поперечного сечения ригелей рамы. При этом пластины, моделирующие балки и колонны, в месте сопряжения имеют общие узлы. Раскрепление колонн и балок из плоскости рамы в рассматриваемом фрагменте моделируется узловыми связями по направлению оси u .

Загружения фрагмента поперечной рамы по оси 9 соответствуют нагрузкам, принятым в стержневой модели рамы. В центральных узлах верхних и нижних сечений колонн, на отметках $+17,560$ и $+8,960$ соответственно, заданы принудительные перемещения по вертикали и горизонтали, а также вынужденные повороты узлов вокруг глобальной оси u , моделирующие отпор отсеченных частей поперечной рамы. При этом связи по направлению заданного смещения не накладываются. Значения вынужденных смещений и углов поворота для каждого нагружения равны полученным в соответствующих узлах стержневой модели рамы (рис. 3).

Последовательно рассмотрено несколько вариантов узловых решений с разным расположением поперечных ребер в нижней зоне узла по оси B на отметке $+12,960$ м. Полученные мозаики распределения и величины напряжений в элементах схемы приведены для наиболее невыгодного сочетания нагрузок.

Для наглядного представления о вкладе в работу узла поперечных ребер жесткости рассмотрен случай без размещения ребер на стенке колонны (табл. 1, 2, рис. 5). Отсутствие поперечных ребер на уровне поясов балок, препятствующих местным деформациям полок колонны, образует так называемый податливый узел, степень податливости которого устанавливается, как правило, экспериментальным путем с построением зависимостей между моментом и углом поворота опорного сечения [8, 9]. Необходимо отметить, что моделирование податливых узлов является отдельной задачей, которая должна решаться в нелинейной постановке с учетом развития пластических деформаций в узловых деталях [10, 11], что предъявляет определенные требования и для подбора сечений несущих элементов каркаса.

Таблица 1

Распределение нормальных напряжений σ , кН/см² в наиболее нагруженных узловых элементах

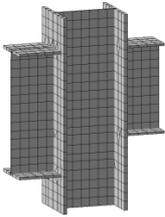
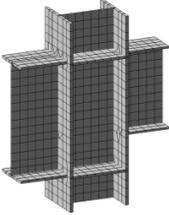
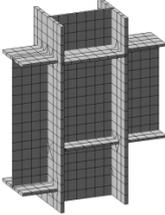
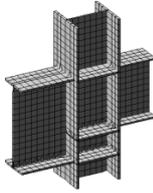
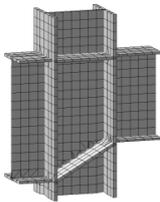
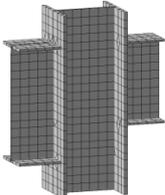
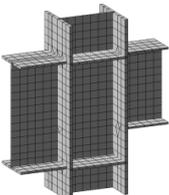
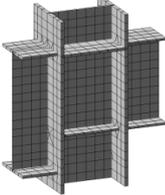
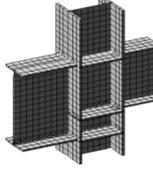
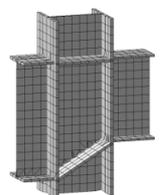
Вариант размещения ребер жесткости на стенке колонны					
Элемент узла					
Верхняя полка балки (двутавр 70Б1)	27,10	17,0	17,0	22,2	19.78
Нижняя полка балки (двутавр 70Б1)	-25,5	-14,2	-17,6	-14,7	-21.80
Стенка колонны (35К2)	-25,5	-12,0	-12,8	-19,8	-18.95
Верхняя полка балки (двутавр 50Б1)	24,9	24,0	23,6	-22,8	22.5
Нижняя полка балки (двутавр 50Б1)	-25,5	-26,6	-24,4	22,2	-22.5

Таблица 2

Распределение касательных напряжений τ , кН/см² в стенке колонны

Вариант размещения ребер жесткости на стенке колонны					
Элемент узла					
Стенка колонны (двутавр 35К2)	22,9	20,0	14,8	18,8	11,3

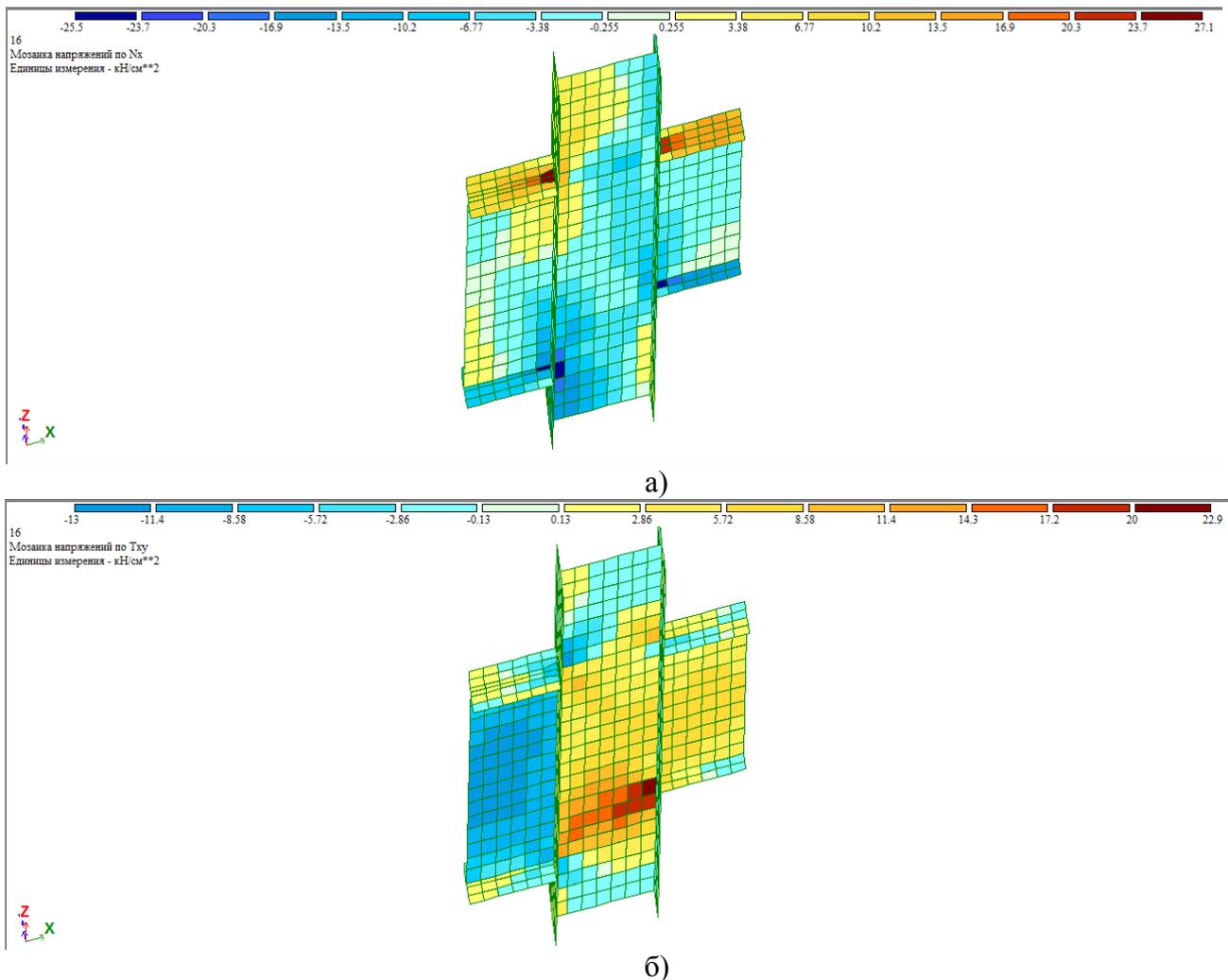
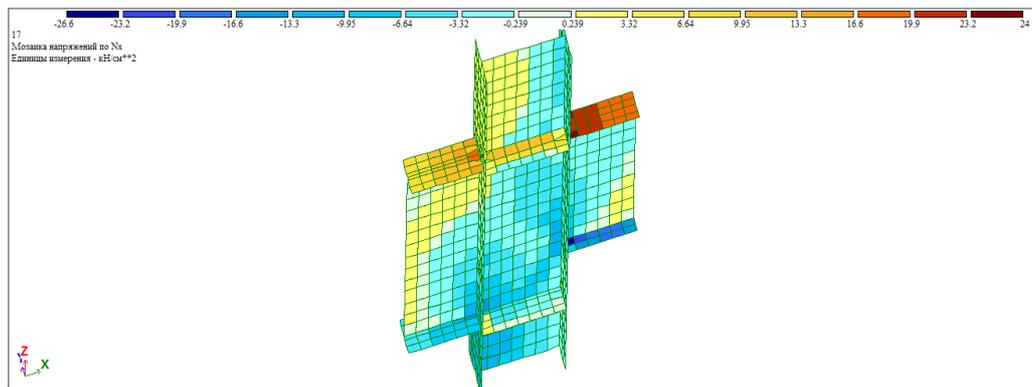


Рис. 5. Мозаика напряжений в элементах рамного узла без укрепления стенки колонны ребрами жесткости: а) нормальных; б) касательных

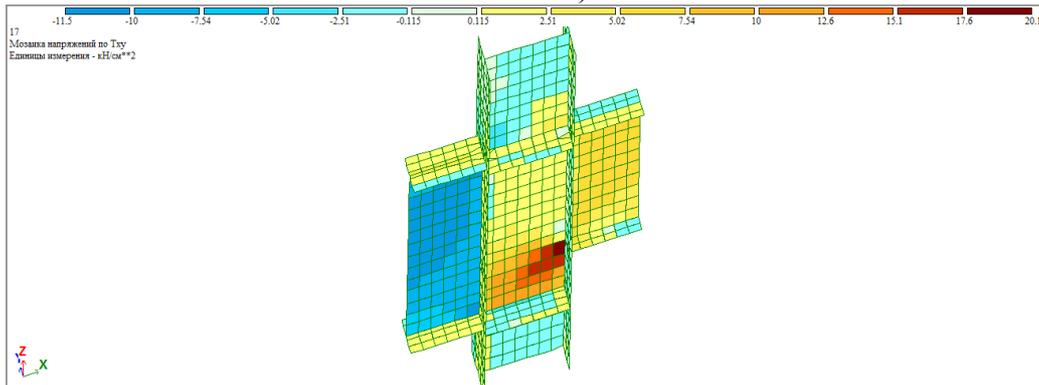
Между тем полученные для рассматриваемой упрощенной модели, величины нормальных напряжений (рис. 5 а, табл. 1) превышают в 1,06-1,2 раза расчетные сопротивления по пределу текучести $R_{y\gamma_c} = 24 \text{ кН/см}^2$ как в полках балок, так и в стенке колонны, а величины касательных напряжений (рис. 5, б, табл. 2) в части стенки колонны, где примыкают нижние полки балок, в 1,65 раз больше расчетного сопротивления срезу $R_s = 0.58R_y = 13.92 \text{ кН/см}^2$ для стали С255.

Постановка ребер на уровне верхних полок балок снижает нормальные напряжения в поясах балок и стенке колонны в верхней области узла (табл. 1, рис. 6, 7). Между тем расположение поперечных ребер только на уровне нижних поясов одной из балок, как будет показано ниже, не решает проблему прочности узла в целом, что связано с влиянием на перераспределение напряжений повышенной деформативности полки и, как следствие, стенки колонны, в тех зонах, где отсутствует ребро жесткости.

Так, размещение в нижней части узла поперечного ребра на уровне нижней полки высокой балки уменьшает нормальные напряжения в узловой зоне (рис. 6). Однако, условие прочности в нижнем поясе меньшей балки не выполняется с перенапряжениями 11% (рис. 6, б, табл. 1). Распределение касательных напряжений остается прежним с концентрацией в нижней зоне узла, а их величина снижается незначительно и превышает расчетное сопротивление срезу в 1,44 раза (рис. 6 б, табл. 2).

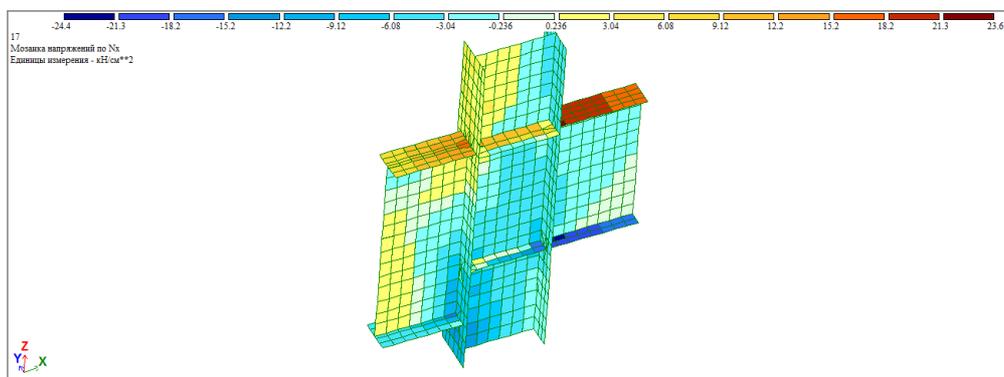


а)

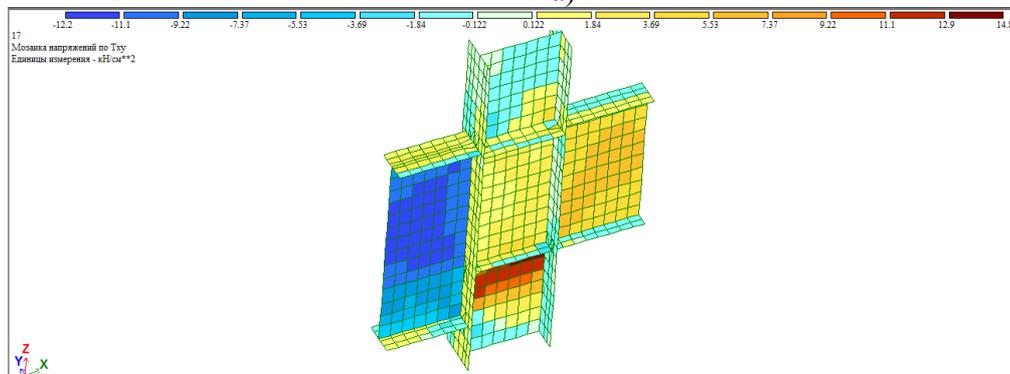


б)

Рис. 6. Мозаика напряжений в элементах рамного узла при укреплении нижней части стенки колонны ребрами жесткости на уровне нижней полки балки большого сечения: а) нормальных; б) касательных



а)



б)

Рис. 7. Мозаика напряжений в элементах рамного узла при укреплении нижней части стенки колонны ребрами жесткости на уровне нижней полки балки меньшей высоты: а) нормальных; б) касательных

При размещении в нижней узловой зоне ребра только на уровне нижней полки балки меньшей высоты (рис. 7) условия прочности по нормальным напряжениям выполняются для всех элементов сечения, кроме нижнего пояса меньшей балки, с превышением предела текучести стали в ней на 1,7% (табл. 1). При этом уровень касательных напряжений в стенке колонны превышает допустимый на 6% (табл. 2), что значительно меньше, чем в предыдущем варианте (рис. 6).

Поперечные ребра жесткости на уровне верхних и нижних полок примыкающих к колонне балок (рис. 8 а, табл. 1) выравнивают нормальные напряжения в верхней зоне узла и в целом обеспечивают выполнение условия прочности по σ . Однако в стенке колонны между нижними ребрами наблюдается концентрация касательных напряжений (рис. 8 б, табл. 2), величина которых превышает допустимое значение в 1,35 раза. Поскольку усилия сдвига воспринимаются участком стенки колонны со сторонами, ограниченными ее профилем и нижними ребрами жесткости, уменьшение перепада высот нижних поясов соседних балок снижает рабочую высоту стенки в ее работе на сдвиг и повышает уровень касательных напряжений. Кроме того, ребра должны привариваться к стенке колонны двухсторонними угловыми швами, что в стесненных условиях с технологической точки зрения не всегда возможно. Таким образом, приведенный на рис. 8 вариант размещения ребер можно рекомендовать только при большой разнице в сечениях ригелей смежных пролетов, когда на восприятие поперечных сил в колонне работает значительная часть стенки и выполняются условия доступности мест наложения сварных швов [12].

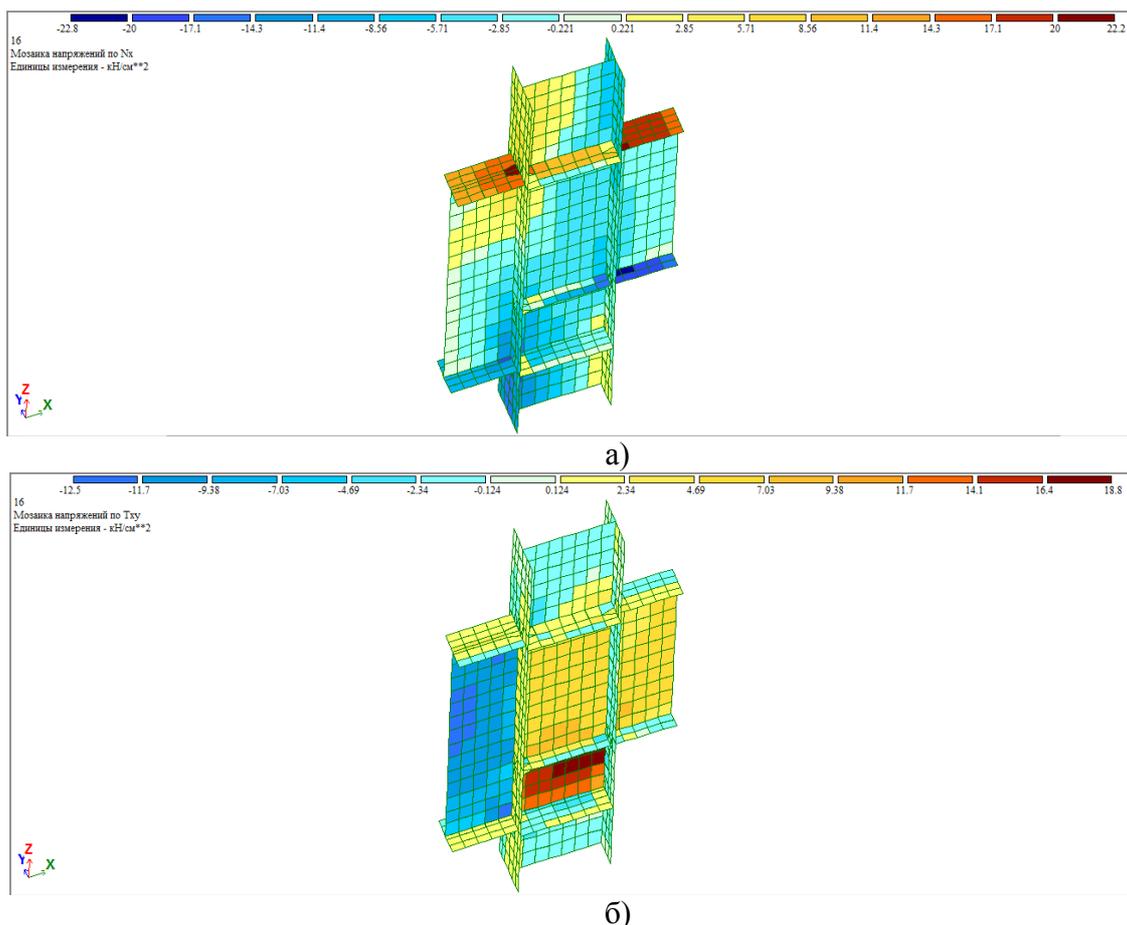


Рис. 8. Мозаика напряжений в элементах рамного узла при укреплении стенки колонны ребрами жесткости на уровне полок каждой балки: а) нормальных; б) касательных

Общую проблему прочности узла по нормальным и касательным напряжениям одновременно решает постановка в нижней зоне опорной части стенки колонны

диагонального ребра между нижними полками балок (рис. 9, табл. 1, 2). Вместе с тем, диагональное ребро применимо только в случае незначительной разницы высот примыкающих к узлу балок, когда сварные швы сопряжения ребра с полками колонны технологически выполнимы [12], а также если ребро не затруднит постановку высокопрочных болтов в этой зоне.

При большом перепаде высот ригелей в узле для балки меньшей высоты можно применить серийный узел с вутом, если его нижняя грань совпадет нижним поясом большей балки, а в случае невозможности организации такого узла - воспользоваться решением, приведенным на рис. 8.

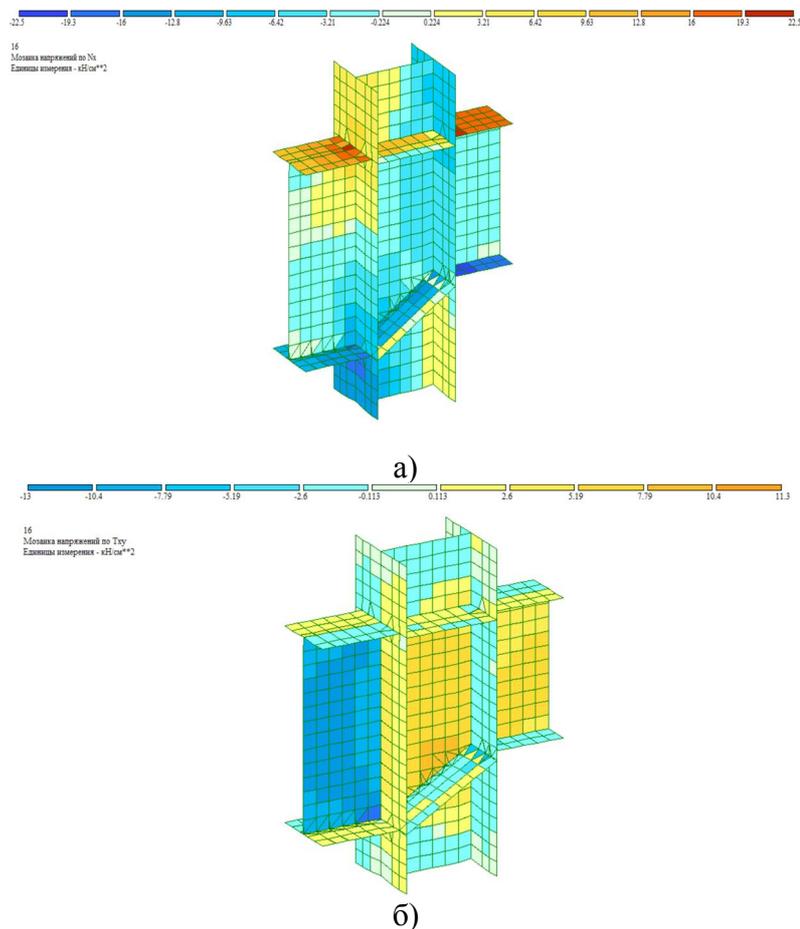


Рис. 9. Мозаика напряжений в элементах рамного узла при укреплении стенки колонны диагональным ребром жесткости в нижней части узла: а) нормальных; б) касательных

Выводы

1. Рамные узлы сопряжения ригелей и колонн по серии 2.440-2 выпуск 1 подразумевают одинаковое сечение рамных балок, примыкающих к колонне в узле, что приводит к перерасходу стали в тех случаях, когда по расчету в смежных пролетах требуются балки разной высоты.

2. Численное исследование работы узла показало, что вклад всей опорной части колонны в прочностные свойства конструкции сопряжения весьма велик. Распределение напряжений не только в стенке, но и в полках примыкающих балок в значительной степени зависит от принятой схемы размещения поперечных ребер жесткости на стенке колонны, которая помимо фланцев и болтов вносит ощутимый вклад в изгибную жесткость узла.

3. Постановка поперечных ребер на уровне одной или двух нижних полок примыкающих балок при незначительной разнице в их высоте не приводит к выполнению

условия прочности узла. Постановка диагонального ребра между нижними поясами сходящихся в узле балок снижает уровень нормальных и касательных напряжений до допустимых пределов.

4. Реализованное в проекте и при строительстве выпарной станции конструктивное решение фланцевого узла подтверждено результатами численных исследований и отличается от серийного только конструкцией поперечных ребер, приваренных к стенке колонны в нижней части узла. Все остальные детали рамного сопряжения – фланец, опорные столики, высокопрочные болты – соответствуют принятым в серии.

5. Приведенные рекомендации по размещению и конструкции поперечных ребер могут быть использованы в практике реального проектирования.

Библиографический список

1. Беляева, С. Ю. Выбор конструктивного решения усиления стальных балок покрытия / С. Ю. Беляева, Д. Н. Кузнецов, В. Г. Сазыкин // Строительная механика и конструкции. - 2018. - № 3. - С. 73-80.
2. Бирюлев, В. В. Проектирование фланцевых соединений с учетом развития пластических деформаций / В. В. Бирюлев // Болтовые и специальные монтажные соединения в стальных строительных конструкциях: труды междунар. коллоквиума. - М.: ВНИПИ Промстальконструкция, 1989. – Т. 2. - С. 32-36.
3. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения / В. В. Катюшин. - М.: Стройиздат, 2005. - 450 с.
4. Криксунов, Э. З. Проектирование фланцевых соединений рамных узлов / Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер, В. В. Юрченко // Промышленное и гражданское строительство. - 2010. - № 2. - С. 33-37.
5. Сон, М. П. Фланцевые соединения в строительных конструкциях / М.П. Сон // Вестник ПНИПУ. - 2018. - №1. - С. 125-136.
6. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций; СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. - М., 1988. - 83 с.
7. Серия 2.440-2, Вып.7. Болтовые фланцевые рамные соединения балок с колоннами стальных каркасов зданий и сооружений. – Введ. 1989-06-30. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 83 с.
8. Elastic design of single-span steel portal frame buildings to Eurocode 3, 2012. – 181 p.
9. Металлические конструкции: учебник / В. О. Пермяков, О. О. Нилов, О. В. Шимановский, И. Д. Белов и др.; под общ. ред. В. О. Пермякова и О. В. Шимановского. - К.: Изд-во «Сталь», 2008. - 812 с.
10. Проектирование болтовых фланцевых соединений согласно Eurocode и украинским нормам: согласованность и противоречия / А.В. Перельмутер, Э.З. Криксунов, И.С. Гавриленко, В.В. Юрченко // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. - 2010. - Т. 6.- № 1-2. - С. 175-176.
11. Криксунов, Э. З. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в "scad office" / Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер, В.В. Юрченко // БСТ: Бюллетень строительной техники. - 2010. - № 1 (905). - С. 56-59.
12. Будур, А. И. Стальные конструкции. Справочник конструктора / А. И. Будур, В. Д. Белогуров / под общ. ред. А. В. Шимановского. - К.: Изд-во «Сталь», 2004. - 210 с.

References

1. Belyaeva S.Yu., Kuznetsov D.N., Sazykin V.G. Choice of a constructive solution for reinforcing steel beams of the coating. Building mechanics and structures. No. 3. 2018. Pp. 73-80.

2. Biryulev V.V. Design of flange connections taking into account the development of plastic deformations. Bolted and special mounting connections in steel building structures: proceedings of the international colloquium. M.: VNIPI Promstalkonstruktsiya, 1989. T. 2. Pp. 32-36.
3. Katyushin V.V. Buildings with frames from steel frames of variable section. M.: Stroyizdat, 2005. 450 p.
4. Kriksunov E.Z., Perelmutter A.V., Yurchenko V.V. Design of flange joints of frame units. Industrial and civil construction. No. 2. 2010. Pp. 33-37.
5. Sleep M.P. Flange connections in building structures. Bulletin of PNRPU. No. 1. 2018. Pp. 125-136.
6. Recommendations for the calculation, design, manufacture and installation of flange connections of steel building structures; SO Stal'montazh, VNIPI Promstalkonstruktsiya, TsNIIPSK named after Melnikov. M., 1988. 83 p.
7. Bolted flange frame joints of beams with columns of steel frames of buildings and structures. Introduction. 1989-06-30. M.: TsITP Gosstroy USSR, 1989. Series 2.440-2. Issue 7. 83 p.
8. Elastic design of single-span steel portal frame buildings to Eurocode 3. 2012. 181 p.
9. Permyakov V.O., Nilov O.O., Shimanovsky O.V., Belov I.D. Metal structures: textbook. K.: Publishing house "Steel", 2008. 812 p.
10. Perelmutter A.V., Kriksunov E.Z., Gavrilenko I.S., Yurchenko V.V. Design of bolted flange connections according to Eurocode and Ukrainian standards: consistency and contradictions. International journal on the calculation of civil and building structures. Vol. 6. No. 1-2. 2010. Pp. 175-176.
11. Kriksunov E.Z., Perelmutter A.V., Yurchenko V.V. Design models of flange connections of frame assemblies of metal structures and their software implementation in the "SCAD office". BST: Bulletin of construction equipment. No. 1(905). 2010. Pp. 56-59.
12. Budur A.I., Belogurov V.D. Steel structures. Designer Handbook. K.: Publishing house "Steel," 2004. 210 p.

CALCULATION ANALYSIS AND DESIGN OF FRAME UNITS IN THE CASE OF DIFFERENT HEIGHTS OF BEAMS ADJACENT TO THE COLUMN

S. Yu. Belyaeva¹, A.V. Lyashenko²

Voronezh State Technical University^{1,2}
Russia, Voronezh

¹ PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(909)2173110, e-mail:svetboy@yandex.ru

² Student, Tel.: +7 (962)3262924, e-mail: sanya.lyashenko.98@mail.ru

Frame joints, solved according to the 2.440-2 series, assume the same cross-sections of the beams adjacent to the frame column. However, according to the calculation, beams of different heights are required in adjacent spans, which entails a deviation from the serial solution in the lower zone of the flange assembly, regarding the location and number of transverse stiffeners on the column wall. Several options for the placement of transverse ribs in the nodal area are proposed. On the basis of finite element modeling of a fragment of a transverse frame, the influence of the rib design on the distribution of stresses in the elements of the assembly and on its strength is analyzed. Practical recommendations are formulated for choosing a structural solution for the support part of the column at the interface, both from the conditions of the strength of the connection and from the point of view of manufacturability.

Keywords: frame assembly, flange, column, constructive solution, transverse ribs, finite element model, stress distribution, strength.

АНАЛИЗ РАЗВИТИЯ МЕТОДА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Д. Н. Кузнецов¹, Л. А. Федосова²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж

¹ Ст. преподаватель кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(910)3468912, e-mail: kuznecov82@bk.ru

² Ассистент кафедры технологии, организации строительства, экспертизы и управления недвижимостью, тел.: +7(904)2121405, e-mail: skvoznyak_stem@mail.ru

Приводится общий обзор впервые введенных нормативных документов, наиболее значимых для расчета строительных конструкций. В представленной работе описываются некоторые новые положения в методиках норм, регламентирующие расчет строительных конструкций по методу предельных состояний. Изучается обоснованность ввода дополнительной группы особых предельных состояний. Рассматривается возможность единого нормирования расчета сооружений на прогрессирующее обрушение. Исследуются вопросы, связанные с ограничениями действующего нормативного метода расчета строительных конструкций в достижении равнопрочности несущих элементов каркаса при проектировании зданий и строительных сооружений. Указываются различия между расчетами стержневых схем и пространственных конечно-элементных моделей. Приводятся соображения по работе с результатами расчетов пространственных конечно-элементных моделей с использованием метода предельных состояний. По результатам анализа материалов статьи сформулированы выводы.

Ключевые слова: метод предельных состояний, особые предельные состояния, экономическая эффективность каркаса, равнопрочность несущих конструкций, теория расчета, расчет элементов каркаса, развитие метода расчета.

Введение

В теории расчета строительных конструкций, разработанной в советское время, метод предельных состояний официально принят в качестве инженерного нормативного метода с начала 1955 года. И в современной России действующая нормативная методика расчета строительных конструкций содержит критерии двух групп предельных состояний для проверки отдельных конструктивных элементов и сооружения в целом. Расчет по предельным состояниям ставит задачу обеспечить надежность сооружений в течение всего срока службы, а также при выполнении работ. Предельные состояния строительных конструкций, по которым требуется производить расчеты, прописаны в нормативных документах. Действующая нормативная база регулярно обновляется. В последние годы проводится значительная работа по развитию действующих и выпуску новых нормативных документов. К числу наиболее значимых впервые введенных нормативных документов, подготовленных для проектирования строительных конструкций, относятся: СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов»; СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования»; СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования»; 294.1325800.2017 «Стальные конструкции. Правила проектирования»; 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия»; СП 385.1325800 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Все ука-

занные нормативные документы разработаны в соответствии с действующим методом расчета строительных конструкций, а обновление нормативной базы способствует дальнейшему развитию метода предельных состояний. Причем изменения в нормах затрагивают не только величины частных коэффициентов надежности, но и такие фундаментальные положения метода предельных состояний, как количество групп предельных состояний, особые расчетные ситуации (ранее не применявшиеся), интеграция в современные вычислительные комплексы и другие. Ряд вопросов, касающихся возможного дальнейшего развития и настоящего состояния метода предельных состояний, рассматриваются в данной работе.

1. Целесообразность ввода новых групп предельных состояний

Общие положения по предельным состояниям сформулированы в ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». Если не указывать буквально пункты ГОСТ 27751, то группы предельных состояний можно сформулировать сокращенно: первая группа – потеря несущей способности и полная непригодность к эксплуатации; вторая группа – несоответствие условиям нормальной эксплуатации. Однако в ГОСТе 27751 отдельно от двух перечисленных групп указана новая группа – особые предельные состояния. Особые предельные состояния – это состояния, возникающие при особых расчетных ситуациях, превышение которых сопровождается разрушением сооружений с катастрофическими последствиями. Далее в стандарте отдельное описание особых предельных состояний не приводится, что дает определенную вольность для их (особых предельных состояний) трактовки. В работе [1] указано, что расчет по особому предельному состоянию необходимо выполнять на особое сочетание нагрузок, собранных по СП 20.13330. 2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» и/или СП 296.1325800, с учетом отказа работы несущего элемента, для исключения возможного прогрессирующего обрушения сооружения. В работе [1] указаны возможные сложности при применении СП 385.1325800 для расчета на прогрессирующее обрушение таких сооружений, как резервуары, емкости, оболочки, трубы и другие. Для стержневых механических систем решение задачи на прогрессирующее обрушение связано с точностью решения задачи по устойчивости состояния равновесия элементов механической системы, в том числе с учетом отказа работы одного несущего элемента. Аналитическим методом проверка устойчивости по действующим нормам СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* (с Поправкой, с Изменением № 1)» предусматривает учет упругопластической работы стержней. Но не учитывает эффекты пространственной работы конструкций в составе комплекса несущих элементов сооружения. Вычислительные комплексы (ВК), напротив, учитывают пространственную работу, но реализуют классическое решение задачи устойчивости по известному выражению, предложенному еще в 1744 году немецким и российским механиком Л. Эйлером:

$$P_{KP} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{(\mu l)^2}, \quad (1)$$

где P_{KP} – критическая сила; π – математическая постоянная, равная 3.1416; E – модуль упругости стали, принимаемый 2.06×10^5 МПа; I_{min} – наименьший момент инерции поперечного сечения; μ – коэффициент длины, зависящий от способа закрепления концов стержня; l – длина стержня.

Но необходимо отметить, что кривые нормативных и эйлеровых коэффициентов продольного изгиба $\varphi(\lambda)$ хорошо совпадают только при высоких гибкостях. Например, в работе [2] ученый А.В. Геммерлинг показывает, что потеря устойчивости рассмотренного внецентренно сжатого стального стержня в упругой стадии возможна лишь при гибкости 500 и более. Из чего следует, что практически все стержни реальных стальных конструкций теряют

устойчивость в упругопластической стадии. Напомним, что решение указанного выражения в прикладных программах реализовано для идеально упругого стержня. Далее в [2] указано, что теоретически строгое решение устойчивости возможно получить, если в выражении Эйлера применять не полный момент инерции, а для упругого ядра, в наиболее напряженном поперечном сечении по длине элемента, теряющего устойчивость. Получаем, что упругое ядро сечения будет меняться в процессе деформирования системы. При работе в современных ВК возникают сложности учета таких изменений жесткостных характеристик материала стержня в процессе деформирования, а следовательно, сложно получить точное решение задачи устойчивости и задачи на прогрессирующее обрушение для первичной и для вторичной расчетных схем в ВК. Отказ отдельного элемента уже является нарушением условия первой группы предельных состояний. Возникает вопрос о целесообразности ввода новой третьей группы особых предельных состояний, чтобы устранить возможное обрушение из-за нарушения условия выполнения первой группы предельных состояний.

При этом важно отметить, что последствия отказов зависят от назначения сооружения, объекты различного назначения имеют различный уровень ответственности. Для уникальных сооружений из-за повышенного уровня ответственности класса сооружений 3 (КС-3) и для нормального уровня ответственности КС-2 в соответствии с п. 5.1 СП 56.13330.2011 «Производственные здания» необходимо рассматривать особые расчетные ситуации. Для таких сооружений обязательным является расчет на прогрессирующее обрушение. Но уникальные сооружения проектируют коллективы инженеров с многолетним опытом работы [3, 4] и совместно с заказчиком имеют возможность рассматривать дополнительные требования, предъявляемые к сооружению, в том числе касающиеся особых нагрузок и вопросов живучести конструкций при аварийных расчетных ситуациях: удар грузового автомобиля в ствол колонны первого этажа [5], удар воздушного судна, выключение отдельного элемента (из-за монтажной ошибки или террористической атаки) и другие. Такие особые расчетные ситуации не всегда можно систематизировать и нормировать из-за многообразия сооружений, условий эксплуатации и требований заказчика. Многие государства подобные дополнительные требования отдельно не нормируют, успешно строят и эксплуатируют многочисленные комплексы уникальных сооружений, среди таких стран Объединенные Арабские Эмираты [6], Бахрейн, Кувейт, Катар, Саудовская Аравия и другие. Можно заметить, что указанные государства строят уникальные сооружения совместно с западными странами, это же можно сказать и о России. В этой связи ввод дополнительного особого предельного состояния если и целесообразен, то требует стройного нормативного описания.

2. Недостатки и возможные пути развития метода предельных состояний

При проектировании сооружений рассматриваются различные расчетные ситуации и по результатам расчетов определяется нагрузочный эффект. В настоящее время для расчета механических систем сооружений наиболее часто используют численные методы, реализованные в современных ВК, причем предпочтение отдается расчету пространственных расчетных схем/моделей. Далее, в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС), рассчитываемые элементы разделяются на растянутые; центрально сжатые; изгибаемые; элементы, испытывающие изгиб, сжатие и кручение одновременно; внецентренно сжатые с эксцентриситетом в одной плоскости; внецентренно сжатые с эксцентриситетом в двух плоскостях; мало нагруженные элементы. Элементы с поперечным сечением сплошного и сквозного типа также требуется различать при расчете. Для расчетного сочетания усилий (РСУ) в характерных сечениях в соответствии с действующими нормами и НДС подбираются поперечные сечения элементов каркаса. Причем подбор поперечных сечений производится дифференцированно для всех групп элементов, входящих в состав каркаса (колонны, балки, фермы, прогоны, связевые элементы и другие). Все рассчитанные элементы должны от-

вечать нормативным требованиям по двум группам предельных состояний. Но так как подбор сечений происходит независимо и отдельно, каждая группа элементов имеет свой собственный запас несущей способности. Например, если элементы каркаса обладают запасом несущей способности: колонны – 30 % по устойчивости, балки – 20 % по прочности, прогоны – 5 % по прочности, то общий запас несущей способности для всего сооружения – 5 % по прочности. Менее нагруженные элементы практически никак не увеличивают несущую способность всего сооружения. При превышении расчетных нагрузок истощение несущей способности происходит в наиболее нагруженных элементах, а следовательно зачастую именно такие элементы определяют несущую способность всего сооружения. В методе предельных состояний не заложена равнопрочность элементов строительных конструкций. Причиной этому является отсутствие взаимной связи между несущей способностью различных групп элементов на стадии подбора сечений. Результатом такого расчета часто является утяжеление строительных конструкций. Автоматизация расчета не решает проблему равнопрочности, так как в компьютерной программе задается тип конструктивной группы элементов, а далее запускается нормативный алгоритм подбора поперечных сечений. Указанный машинный алгоритм расчета повторяет уже описанный порядок подбора сечений вручную и может только ускорить решение задачи, но существенно не улучшает показатели материалоемкости подобранных конструктивных элементов. Ситуацию с равнопрочностью несущих элементов меняют такие конструкции, как рамы с переменным сечением [7], решетчатые структурные конструкции. Но экономический эффект достигается благодаря эффективности конструктивных форм, но не методом расчета. Существует множество подходов оптимального проектирования [8 - 10], но их эффективность различна и они необязательны к исполнению, а также не являются частью самого метода предельных состояний.

3. Влияние развития компьютерного моделирования на метод предельных состояний

Вычислительные мощности современных компьютеров стремительно растут, параллельно совершенствуется интерфейс прикладных программ, расчетным аппаратом которых является метод конечных элементов (МКЭ) [11]. При расчете стержневых схем строительных конструкций программы могут подбирать поперечные сечения (или диаметр арматуры) по найденным силовым факторам для заранее указанных групп конструктивных элементов и в соответствии с действующей нормативной методикой. При стержневой схематизации расчета каждое сечение не искривляется и перемещается как абсолютно жесткий диск. Условия примыкания и закрепления стержневых элементов идеализированы. Рассмотрение вопросов общей и местной устойчивости, смятие отдельных частей конструкции или расчет узлов при стержневой схематизации происходят дифференцированно. Необходимо отметить хорошую адаптацию нормативной методики расчета по предельным состояниям именно для стержневой схематизации конструкций. Но в последнее время при формировании расчетных моделей часто используют оболочечные или объемные КЭ, особенно это касается расчета металлических конструкций. С одной стороны, расчет подобных моделей предоставляет более подробную картину НДС элементов [12], чем в стержневых схемах, а результаты позволяют приблизиться к пониманию действительной работы конструкций, но с другой – автоматизированный подбор сечений становится невыполним. Анализ НДС даже простых трехмерных КЭ моделей походит не на инженерную практику расчета, а на научно-исследовательскую деятельность. К тому же вносить изменения в рассчитываемые трехмерные модели очень трудоемко. Немалую сложность для анализа результатов расчетов трехмерных КЭ моделей представляют отдельные локальные области с повышенными значениями напряжений. Если на отдельных участках КЭ моделей напряжения достигают предела текучести, то это ещё не означает разрушения материала, но упругопластические деформации в области растяжения могут приводить к хрупкому разрушению металла. Работающие за пределом упругости ме-

таллические конструкции увеличивают относительные деформации в сечениях и могут менять механические свойства стали. Указанные особенности силовой работы конструкций в местах повышенных напряжений не приводят к разрушению стали, но могут привести к полной непригодности эксплуатации конструкции из-за чрезмерного развития деформаций, что является нарушением условия проверки по предельным состояниям первой группы [13]. Геометрические формы потери устойчивости в трехмерных КЭ моделях часто имеют смешанный характер (рис. 1), поэтому сложно разделить потерю устойчивости на местную [14] и общую [15], общая устойчивость также входит в один из критериев предельных состояний первой группы.

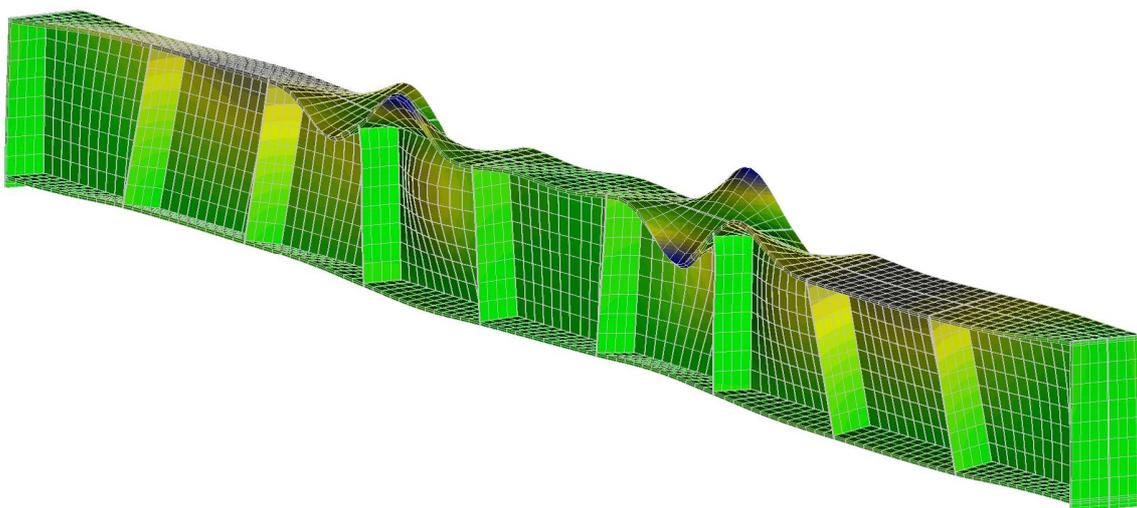


Рис. 1. Смешанная геометрическая форма потери устойчивого состояния деформирования КЭ модели балки из объемных восьмиузловых изопараметрических КЭ

Адаптировать нормативные методики для численного расчета тонкостенных пространственных механических систем – это сложная, но важная задача [16] для качественного обновления норм. Пример результатов расчета в виде полей распределения нормальных напряжений в пространственной механической системе из оболочечных КЭ представлен на рис. 2.

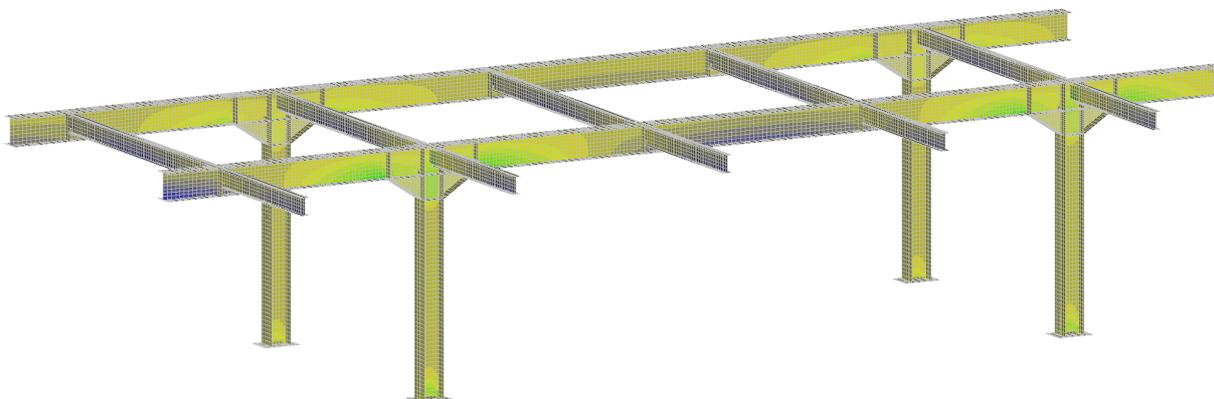


Рис. 2. Общий вид полей распределения нормальных напряжений в фрагменте КЭ модели каркаса из оболочечных КЭ

Выводы

По результатам анализа развития метода предельных состояний сформулировано три пункта выводов, а именно:

1. Требуются дополнительные исследования для увеличения точности решения задач на прогрессирующее обрушение, связанное с потерей устойчивого состояния равновесия конструкций. Расчет сооружений повышенного уровня ответственности требует рассмотрения особых расчетных ситуаций, которые могут значительно отличаться в зависимости от назначения сооружения и требований заказчика, такие расчетные ситуации затруднительно нормировать в полном объеме для всех видов сооружений. Их (особые расчетные ситуации) следует рассматривать индивидуально и согласовывать с заказчиком при проектировании конкретного объекта.

2. Дифференцированный подбор сечений отдельных элементов несущих строительных конструкций не обеспечивает баланса запасов прочности и устойчивости между элементами в процессе силовой и средовой работы конструкций. Метод предельных состояний нуждается в дальнейшем развитии и повышении экономической эффективности за счет достижения равнопрочности элементов каркасов зданий или строительных сооружений.

3. Результаты численных расчетов пространственных КЭ моделей несущих конструкций требуют адаптации нормативных методик расчета по предельным состояниям для полноты и корректности применения машинных вычислений.

Библиографический список

1. Травуш, В. И. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Е. В. Леонтьев // Промышленное и гражданское строительство. - 2019. - № 2. - С. 46–54. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.02.46-54.
2. Геммерлинг, А. В. Несущая способность сжатых и сжато-изогнутых стальных стержней / А. В. Геммерлинг // Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов: сб. ст. по материалам конф.; под ред. проф. А. А. Гвоздева. - М.: Госстройиздат, 1955. - С. 85–99.
3. Конструктивные решения высотного здания «Лахта Центр» в Санкт-Петербурге / Е. А. Илюхина, С. И. Лахман, А. Б. Миллер, В. И. Травуш // Academia. Архитектура и строительство. - 2019. - № 3. - С. 110-121.
4. Расчетное исследование параметров механической безопасности высотного (404 метра) жилого комплекса «One Tower» в деловом центре «Москва-Сити» / А. М. Белостоцкий, П. А. Акимов, Д. С. Дмитриев, А. И. Нагибович, Н. О. Петряшев, С. О. Петряшев // Academia. Архитектура и строительство. - 2019. - № 3. - С. 122-129.
5. Белостоцкий, А. М. Численное моделирование процессов деформирования конструкций, подверженных аварийным воздействиям / А. М. Белостоцкий, А. С. Павлов // Строительство и реконструкция. - 2015. - № 2 (58). - С. 51-56.
6. Генералова, Е. М. Типологические особенности супервысоких «SUPERTALL» жилых зданий в Дубае / Е. М. Генералова // Приволжский научный журнал. - 2019. - № 1 (49). - С. 159-164.
7. Катюшин, В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения: монография / В. В. Катюшин. - М.: Издательство АСВ, 2018. - 1072 с.
8. Геммерлинг, А. В. Точность статического расчета, оптимизация и надежность конструкций / А. В. Геммерлинг // Строительная механика и расчет сооружений. - 1973. - № 6. - С. 8-11.
9. Геммерлинг, А. В. Оптимальное проектирование металлоконструкций / А. В. Геммерлинг // Строительная механика и расчет сооружений. - 1974. - № 4. - С. 10-13.

10. Василькин, А. А. К построению автоматизированной системы определения оптимальных параметров стальных конструкций / А. А. Василькин // Вестник гражданских инженеров. - 2017. - № 4 (63). - С. 61-65.
11. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. Основы / Р. Галлагер. - М.: МИР, 1984. - 428 с.
12. Кузнецов, Д. Н. Силовая работа опорного узла стальной двутавровой балки / Д.Н. Кузнецов, В.В. Григораш // Научный журнал строительства и архитектуры. - 2020. - № 1 (57). - С. 11-21. DOI: 10.25987/VSTU.2020.57.1.001.
13. Некоторые вопросы расчета стальных конструкций по предельным состояниям первой группы / В. А. Балдин, С. А. Ильясевич, Б. М. Броуде, Г. Е. Бельский // Строительная механика и расчет сооружений. - 1976. - № 1. - С. 54-57.
14. Kuznetsov, D. N. Numerical Study of the Influence of the Distance between Stiffeners on the Loss of Stability of the Web of an I-Section Steel Beam / D. N. Kuznetsov, N. A. Popyavina // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. – 2020. – Vol. 753, N. 4. – P. 042041. DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042041.
15. Кузнецов, Д. Н. Устойчивость состояния равновесия несущих конструкций в составе конечно-элементных систем / Д. Н. Кузнецов // Строительная механика и конструкции. - 2019. - № 4 (23). - С. 75-85.
16. Свентиков, А. А. Адаптация результатов численного метода расчета к нормативной методике проверки местной устойчивости стенки стальной балки двутаврового сечения / А. А. Свентиков, Д. Н. Кузнецов // Строительная механика и конструкции. - 2019. - № 1 (20). - С. 60-70.

References

1. Travush V.I., Kolchunov V.I., Leont'yev E.V. Protection of buildings and structures against progressive collapse within the framework of legislative and regulatory requirements. Industrial and Civil Engineering. No. 2. 2019. Pp. 46–54. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.02.46-54.
2. Gemmerling A.V. Bearing capacity of compressed and compressed-bent steel rods. CNIPS Collection of articles edited by A.A. Gvozdev. Study of strength, plasticity and creep of building materials. 1955. Pp. 85-99.
3. Plyukhina E.A., Lahman S.I., Miller A.B., Travush V.I. Design solution of the high-rise building «Lakhta Center» in Saint-Petersburg. Academy. Architecture and Construction. No. 3. 2019. Pp. 110-121.
4. Belostotsky A.M., Akimov P.A., Dmitriev D.S., Nagibovich A.I., Petryashev N.O., Petryashev S.O. Analysis of parameters of mechanical safety of high-rise (404-meter) residential building «One Tower» in the Moscow International Business Center. Academy. Architecture and Construction. No. 3. 2019. Pp. 122-129.
5. Belostotsky A.M., Pavlov A.S. Numerical simulation for deformation of structures under actions beyond design bases. Building and Reconstruction. No. 2(58). 2015. Pp. 51-56.
6. Generalova E.M. Typological features of «SUPERTALL» residential buildings in Dubai. Privolzhsky Scientific Journal. No. 1(49). 2019. Pp. 159-164.
7. Katyushin V.V. Buildings with frames of steel frames of variable section: monograph. M.: ASV Publishing House, 2018. 1072 p.
8. Gemmerling A.V. Static calculation accuracy, optimization and reliability of structures. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. No. 6. 1973. Pp. 8-11.
9. Gemmerling A.V. Optimal design of metal structures. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. No. 4. 1974. Pp. 10-13.
10. Vasilkin A.A. About creating an automated system for determining optimal parameters of steel structures. Bulletin of Civil Engineers. No. 4(63). 2017. Pp. 61-65.

11. Gallagher R. Finite element analysis. Fundamentals. M.: WORLD, 1984. 428 p.
12. Kuznetsov D.N., Grigorash V.V. Work power of the support unit of the steel I-beam. Russian Journal of Building Construction and Architecture. No. 1(57). 2020. Pp. 11-21. DOI: 10.25987/VSTU.2020.57.1.001.
13. Baldin V.A., Il'yasevich S.A., Broude B.M., Bel'skij G.E. Some questions of calculating steel structures according to the limiting states of the first group. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. No. 1. 1976. Pp. 54-57.
14. Kuznetsov D.N., Ponyavina N.A. Numerical study of the influence of the distance between stiffeners on the loss of stability of the Web of an I-section steel beam. IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. Vol. 753. No. 4. 2020. 042041. DOI: 10.1088/1757-899X/753/4/042041.
15. Kuznetsov D.N. Stability of the equilibrium state of bearing structures in composition of finite element systems. Structural Mechanics and Structures. No. 4(23). 2019. Pp. 75-85.
16. Sventikov A.A., Kuznetsov D.N. Results of numerical method of calculation adaptation to standard method of testing local stability of steel I-beam section wall. Structural Mechanics and Structures. No. 1(20). 2019. Pp. 60-70.

DEVELOPMENT ANALYSIS OF THE METHOD OF LIMIT STATES FOR CALCULATION OF BUILDING STRUCTURES

D. N. Kuznetsov¹, L. A. Fedosova²

Voronezh State Technical University ^{1,2}
Russia, Voronezh

¹ Assistant Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(910)3468912, e-mail: kuznecov82@bk.ru

² Assistant of the Department of Technology, Organization of Construction, Real Estate Assessment and Management, Tel.: +7(904)2121405, e-mail: skvoznyak_stem@mail.ru

A general overview of the first introduced the most significant for the calculation of building structures regulatory documents is given. This work describes some of the new provisions in regulatory methods governing the calculation of building structures, according to the method of limiting states. The validity of introducing an additional group of special limit states is studied. The possibility of a unified standardization of the calculation of structures for the progressive collapse is being considered. Issues related to the limitations of the current regulatory method for calculating building structures are considered in achieving equal strength of the supporting frame elements in the design of buildings and construction structures. The differences between the calculations of rod circuits and spatial finite element models are indicated. Considerations are given for working with the results of calculations of spatial finite element models using the limit state method. Based on the results of the analysis, conclusions are formulated.

Keywords: method of limit states, special limit states, economic efficiency of the frame, equal strength of supporting structures, calculation theory, calculation of frame elements, development of the calculation method.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.131.524.4:625.745.1

СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ВИДА МОДЕЛИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СВАИ С ГРУНТОМ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ РАМНОЙ ОПОРЫ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

А. В. Агарков¹, В. А. Высоцкий²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж

¹ Канд. техн. наук, доц. кафедры строительной механики, тел.: +7(910)3441236, e-mail: agarkov3@yandex.ru

² Магистр техники и технологий, тел.: +7(951)8531616, e-mail: vladimir1995.vysotsky@yandex.ru

Описаны основные методы моделирования взаимодействия сваи с грунтом из инженерной практики. Представлены результаты численного исследования одиночной сваи с различными параметрами исходных данных: грунтовые условия, размеры сечения сваи, длина сваи. В статье приведены результаты расчета промежуточной рамной опоры моста для двух видов свайных фундаментов (с использованием буронабивных свай и забивных свай). Для оценки полученных данных расчета опор моста произведено сопоставление с результатами расчетов, выполненных в специализированной программе MS, реализующей метод сил.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, расчетная модель, метод конечных элементов, одиночная свая, поперечная сила, изгибающий момент, рамная опора моста.

Введение

Свайные фундаменты широко применяются во всех видах строительства, в том числе и в транспортном строительстве при сооружении опор мостов. Условия их применения практически не ограничены в силу возможности использования свай различной конструкции и различных технологических приемов для сооружения фундаментов на сваях. Широко применявшийся ранее метод расчета фундаментов предполагал отдельный расчет его элементов (основания, конструкции фундамента, надфундаментной части сооружения) [9]. В современной инженерной практике наблюдается тенденция к использованию модели, учитывающей совместную работу фундаментной и надфундаментной частей, а также их взаимодействие с окружающим грунтовым массивом. В зависимости от назначения, от внешней среды конструкция и моделирование свайного фундамента могут отличаться друг от друга. Актуальной проблемой при проектировании является выбор расчетной модели, которая позволит наиболее точно описать поведение конструкции фундамента и основания. В настоящее время существует большое количество современных расчетных программных комплексов, имеющих в своем составе множество инструментов для создания моделей фундаментов и оснований. Но на сегодняшний день не существует единой универсальной расчетной схемы, которая бы отражала все особенности работы взаимодействия сваи с грунтовым массивом, а также была бы нормативно утверждена. Поэтому данное направление исследования является актуальным. В связи с вышесказанным целью работы является изучение различных расчетных схем взаимодействия сваи с грунтом и анализ влияния

© Агарков А. В., Высоцкий В. А., 2020

данных видов модели на напряженно-деформированное состояние элементов промежуточной опоры автодорожного моста. В рамках работы было проведено два этапа расчётов. На первом этапе произведен блок расчетов одиночной сваи. На втором этапе рассчитывалась конструкция промежуточной рамной опоры с двумя видами свайных фундаментов (с буронабивными сваями и забивными сваями).

1. Описание различных методов задания взаимодействия сваи с грунтом

Для исследования были взяты наиболее известные и часто применяемые в инженерной практике методы задания взаимодействия сваи и окружающего её основания.

Первый метод – аналитический – лежит в основе современных документов по расчёту свайных фундаментов. Свая рассматривается как вертикальный стержень, расположенный на упругом основании Фусса-Винклера (модель местных деформаций). При расчете свай на горизонтальную нагрузку грунт, окружающий сваю, рассматривается как линейно-деформируемая среда, характеризующаяся коэффициентом постели C_z . Расчет линейный.

Второй метод – “грунт-пружины”. Данный способ расчёта реализуется средствами МКЭ. Расчет линейный. Его особенностью является эквивалентная замена эпюры коэффициента постели C_z системой дискретных стержней («пружин»), моделирующих силовой отпор грунта горизонтальным перемещениям свай.

Свая рассматривается как стержень с упругоподатливыми связями («пружинами»), введенными в узлах на границах стержневых КЭ. Условные «пружины» имитируют отпор грунта и представляют собой стержни длиной 1 м с жесткостью B_z [кН/м] при «растяжении-сжатии», противодействующие горизонтальным (поперечным) перемещениям свай, но не препятствующие повороту (угловому перемещению) оси сваи.

Третий метод – “грунт-объемное тело”. Свая моделируется стержневыми конечными элементами, грунт рассматривается как нелинейно-деформируемое тело и моделируется объемными конечными элементами (призма, пирамида, тетраэдр, гексаэдр, пентаэдр). Узлы стержневого элемента и грунта совпадают. Расчет выполняется в линейной и нелинейной постановке. В нелинейном расчете поведение грунта описывается законом Мора-Кулона.

Четвертый метод – “грунт-объемное тело-интерфейс”. Свая моделируется стержневым элементом, грунт рассматривается как нелинейно-деформируемое тело и моделируется объемными конечными элементами (пирамида, призма, тетраэдр, гексаэдр, пентаэдр). Узлы стержневого элемента и грунта могут не совпадать. Расчет – нелинейный. Поведение грунта описывается законом Мора-Кулона. Взаимодействие сваи и грунта моделируется встроенными свайными интерфейсными элементами.

В исследовании используется следующее программное обеспечение: Mathcad – для реализации аналитического метода и вспомогательных расчетов; Midas GTS NX – для задания 2-4 моделей.

2. Исследование влияния вида модели “свая-грунт” на результаты расчета одиночной сваи

На первом этапе расчёта был произведён анализ влияния моделей “свая - грунт ” на напряженно-деформированное состояние одиночной сваи. Указанная задача решалась на примере висячей забивной сваи квадратного сечения. Материал сваи – бетон В35. Схема сваи и нагрузки, действующие на неё, показаны на рис. 1.

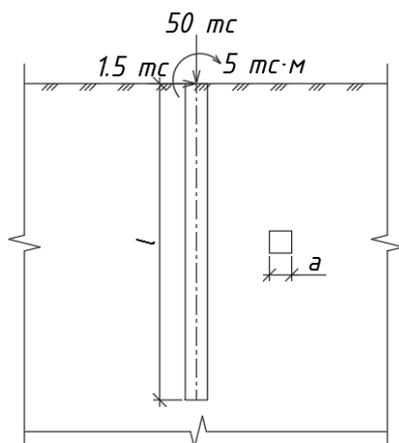


Рис. 1. Общая схема для расчёта одиночной сваи

Для анализа влияния параметров исходных данных и видов грунтов на результаты была проведена серия расчетов, в которых варьировались различные параметры расчётной схемы, такие как: сечение сваи (0,3х0,3 м; 0,35х0,35 м; 0,4х0,4 м), длина сваи (8 м; 10 м; 12 м;). Также рассматривалось несколько типов оснований:

- суглинок мягкопластичный ($I_L=0,75$; $E=18$ МПа; $\varphi=16$; $c=16$ кПа);
- суглинок тугопластичный ($I_L=0,38$; $E=20,5$ МПа; $\varphi=21$; $c=23$ кПа);
- суглинок твердый ($I_L=-0,1$; $E=23$ МПа; $\varphi=25$; $c=30$ кПа).

Используемые в исследовании расчетные модели представлены на рис. 2 и 3.

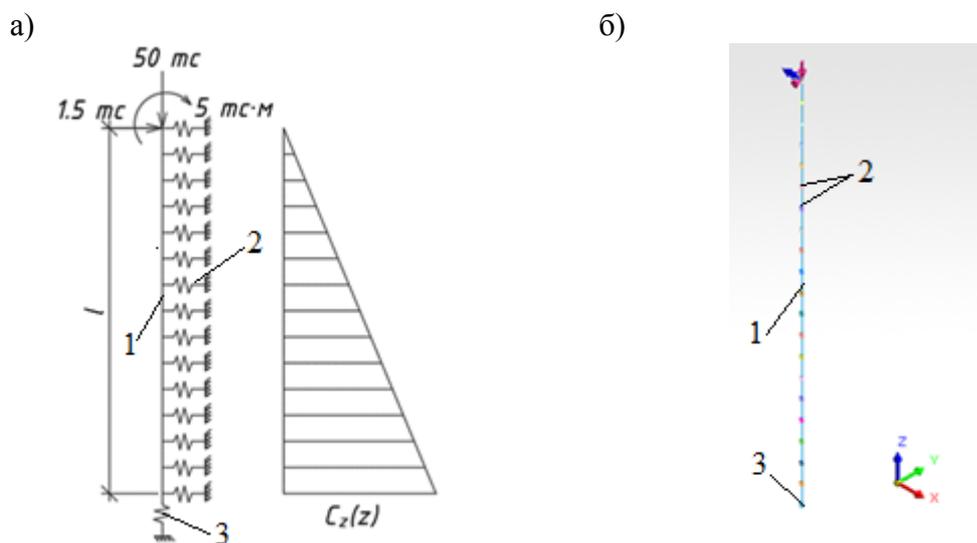


Рис. 2. Расчетная модель одиночной сваи (метод 2): а) принципиальная схема задания модели одиночной сваи для 2 способа; б) расчетная модель из программы Midas GTS NX. 1 – стержневой КЭ, моделирующий сваю; 2 – связь конечной жесткости (пружина), моделирующая боковое взаимодействие грунта; 3 – связь конечной жесткости (пружина), моделирующая вертикальное взаимодействие грунта

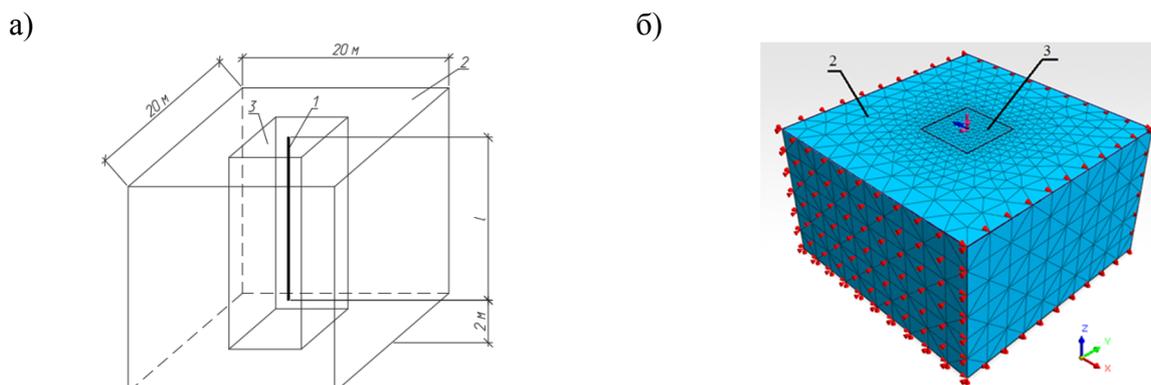


Рис. 3. Расчетная модель одиночной сваи (метод 3,4): а) принципиальная схема задания модели одиночной сваи для 3 и 4 методов; б) расчетная модель из программы Midas GTS NX.

1 – свая-стержневой КЭ; 2 – конечно-элементная сетка грунтового массива (объемные КЭ с размерами граней 2 м); 3 – конечно-элементная сетка грунтового массива в области сваи (объемные КЭ с размерами граней 0,5 м)

В конечно-элементных схемах для 3 и 4 способа шаг сетки грунтового массива принят равным 2 м. Для получения более точных результатов в области расположения сваи задавалось сгущение сетки конечных элементов (0,5 м). В данных расчетных схемах использовались следующие граничные условия: боковые грани – ограничение деформаций по перпендикулярным к граням направлениям X, Y. Нижняя грань – ограничение деформаций по X, Y, Z.

Размеры расчетной области (рис. 3а) принимались такими, чтобы исключить эффект влияния граничных условий на результаты расчетов для интересующей нас области расчетной схемы и конструкции (расстояние от сваи до границы расчетной области принималось равным 30d).

В результате расчета получены внутренние усилия и перемещения, возникающие в одиночной свае. Для оценки результатов расчета были выбраны критерии, которые отражают работу сваи и чаще всего используются в инженерной практике. К таким критериям относятся поперечная сила, изгибающий момент, а также горизонтальные перемещения.

Результаты расчета представлены в табл. 1-3. Эпюры усилий и горизонтальных перемещений для расчета сваи (L сваи = 10 м; сечение 0,35x0,35; грунт – суглинок тугопластичный) представлены на рис. 4-5.

Таблица 1

Экстремальные значения усилий и перемещений при различной длине сваи

Характеристика расчетной схемы	Нагрузочные эффекты	Ед. изм.	1 метод	2 метод	3.1 метод (линейный расчет)	3.2 метод (нелинейный расчет)	4 метод	Наибольшая относительная разница, %
L=8 м	U_{\max}	мм	6.852	6.141	1.977	2.150	2.327	71.15
	Q_{\max}	кН	-20.451	-20.485	-22.564	-20.931	-20.753	9.37
	M_{\max}	кН*м	-57.781	-58.726	-49.033	-49.033	-50.142	16.50
L=10 м	U_{\max}	мм	6.852	6.137	2.030	2.094	2.239	70.38
	Q_{\max}	кН	-20.451	-20.487	-19.021	-18.941	-21.193	10.63
	M_{\max}	кН*м	-57.781	-58.729	-49.033	-49.033	-50.006	16.51
L=12 м	U_{\max}	мм	6.852	6.137	2.017	2.088	2.069	70.57
	Q_{\max}	кН	-20.451	-20.486	-20.377	-20.395	-21.862	6.79
	M_{\max}	кН*м	-57.781	-58.729	-49.033	-49.033	-49.367	16.51

Таблица 2

Экстремальные значения усилий и перемещений при различных сечениях сваи

Характеристика расчетной схемы	Нагрузочные эффекты	Ед. изм.	1 метод	2 метод	3.1 метод (линейный расчет)	3.2 метод (нелинейный расчет)	4 метод	Наибольшая относительная разница, %
0,3x0,3	U_{\max}	мм	9.804	8.445	2.476	2.632	2.916	74.75
	Q_{\max}	кН	-22.133	-22.458	-25.367	-25.339	-23.519	12.75
	M_{\max}	кН*м	-56.754	-57.215	-49.033	-49.033	-49.033	14.30
0,35x0,35	U_{\max}	мм	6.852	6.137	2.030	2.094	2.239	70.38
	Q_{\max}	кН	-20.451	-20.487	-19.021	-18.941	-21.193	10.63
	M_{\max}	кН*м	-57.781	-58.729	-49.033	-49.033	-50.006	16.51
0,4x0,4	U_{\max}	мм	5.024	4.675	1.704	1.737	1.792	66.08
	Q_{\max}	кН	-19.147	-18.797	-17.328	-17.057	-18.466	10.91
	M_{\max}	кН*м	-59.022	-59.763	-49.756	-50.012	-51.156	16.74

Таблица 3

Экстремальные значения усилий и перемещений при различных грунтовых условиях

Характеристика расчетной схемы	Нагрузочные эффекты	Ед. изм.	1 метод	2 метод	3.1 метод (линейный расчет)	3.2 метод (нелинейный расчет)	4 метод	Наибольшая относительная разница, %
Суглинок мягкопластичный	U_{\max}	мм	8.686	7.803	2.215	2.649	2.629	74.50
	Q_{\max}	кН	-19.073	-18.905	-17.758	-18.199	-19.814	10.38
	M_{\max}	кН*м	-59.119	-59.692	-49.033	-49.888	-50.836	17.86
Суглинок тугопластичный	U_{\max}	мм	6.852	6.137	2.030	2.094	2.239	70.38
	Q_{\max}	кН	-20.451	-20.487	-19.021	-18.941	-21.193	10.63
	M_{\max}	кН*м	-57.781	-58.729	-49.033	-49.033	-50.006	16.51
Суглинок твердый	U_{\max}	мм	5.637	5.070	1.879	1.909	2.028	66.67
	Q_{\max}	кН	-21.703	-21.577	-20.194	-20.070	-22.025	8.88
	M_{\max}	кН*м	-56.996	-57.801	-49.033	-49.033	-49.565	15.17

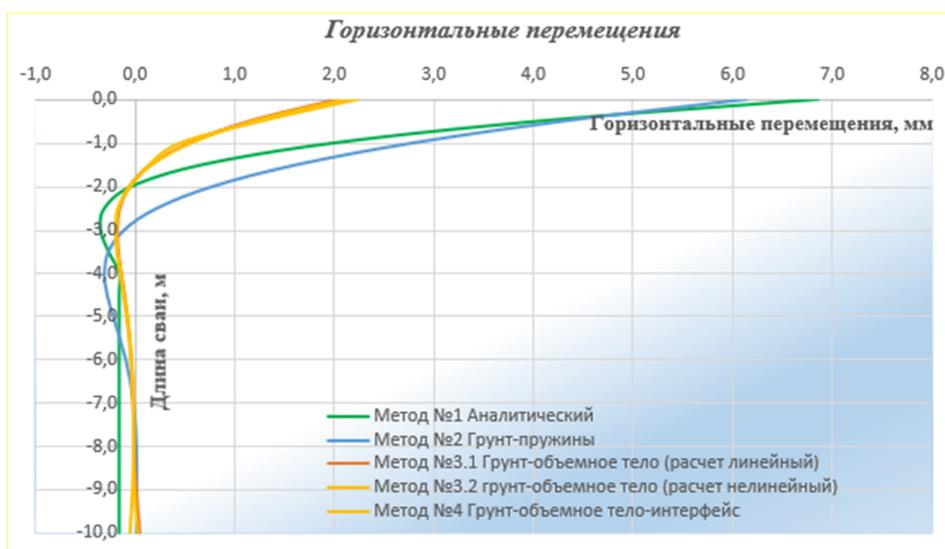


Рис. 4. Эпюра горизонтальных перемещений

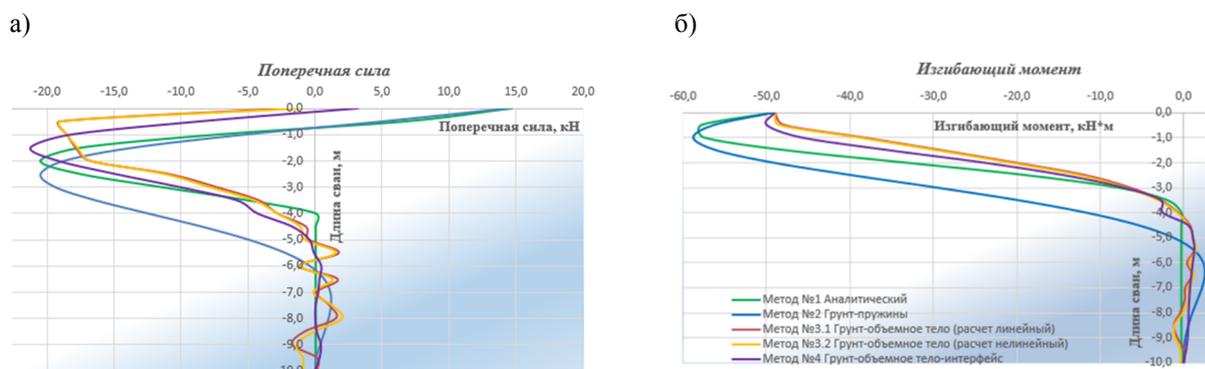


Рис. 5. Эпюры усилий:

а) – поперечной силы, б) – изгибающего момента

Оценивая полученные результаты, можно сделать вывод, что значения усилий и перемещений по первым двум моделям очень близки между собой (выделены одним цветом в табл. 1-3). Это можно объяснить тем, что в основе этих способов лежит один и тот же метод расчета. Аналогичная ситуация между результатами, полученными с использованием моделей 3 и 4 (выделены голубым цветом в табл. 1-3). Разница между этими двумя группами моделей составляет: по поперечной силе – 7-13%, по изгибающему моменту – 14-18%, по горизонтальным перемещениям 66-75%. Причём при увеличении сечения сваи, либо при выборе более прочного грунта разница по результатам уменьшается. Варьирование длины сваи не выявило какого-либо значительного изменения усилий и перемещений в свае. Также можно сказать о том, что при принятых исходных данных разница в результатах линейного и нелинейного расчета незначительна.

3. Влияние вида модели «свая-грунт» на результаты расчета промежуточной опоры моста

На втором этапе исследования производится расчет рамной опоры моста совместно со свайным основанием при различных приемах моделирования взаимодействия «свая-грунт». Для получения более объективной и полной картины о влиянии модели взаимодействия сваи с грунтом на напряженно-деформированное состояние опоры были выполнены расчеты

конструкции опоры с двумя видами свайных фундаментов (на буронабивных сваях и на забивных сваях).

3.1. Влияние вида модели «свая-грунт» на результаты расчета промежуточной опоры моста с фундаментом на буронабивных сваях

Данная задача решается на примере конструкции промежуточной опоры строящегося автодорожного моста, расположенного на км 287 автомобильной дороги М-4 «Дон» в Тульской области.

Рассчитываемая промежуточная опора индивидуальной конструкции – стоечная, однорядная, состоящая в надфундаментной части из монолитных столбов прямоугольного сечения 1,2х1,5 м. В фундаментной – из ж.б. буронабивных свай диаметром 1,5 м. Объединение свай и стоек осуществляется через переходной элемент - «стакан» сечением 1,8х1,8 м. Данная опора изображена на рис. 6.

Конструкция свайного фундамента состоит из буронабивных свай, опирающихся на несжимаемый грунт. Сваи данной опоры рассчитываются как сваи-стойки. На данном этапе расчета 1 способ не использовался из-за сложности его реализации. Свая, грунт и их взаимодействие задаются так же, как и на предыдущем этапе расчёта. «Стаканы», столбы и ригель задаются с помощью пространственного стержневого КЭ с 6 степенями свободы в узле. Для сохранения расчетной длины в схему дополнительно вводятся «жесткие вставки».

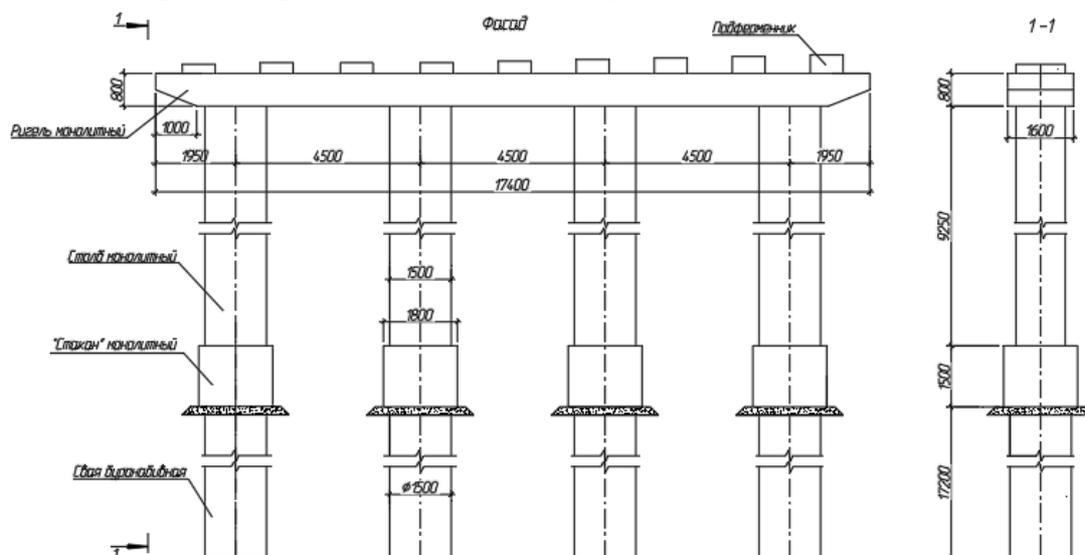


Рис. 6. Конструкция рамной опоры (размеры показаны в мм)

В качестве нагрузок, прикладываемых к расчетной схеме, приняты нагрузки, полученные в автоматическом режиме с помощью прикладной программы «MS», реализующей метод сил. Данный программный комплекс, разработанный Воронежским филиалом ОАО «ГИПРОДОРНИИ», является специализированным комплексом для расчета опор мостовых сооружений, позволяющим автоматически формировать расчетные сочетания нагрузок.

Используемые в исследовании расчетные модели представлены на рисунке 7.

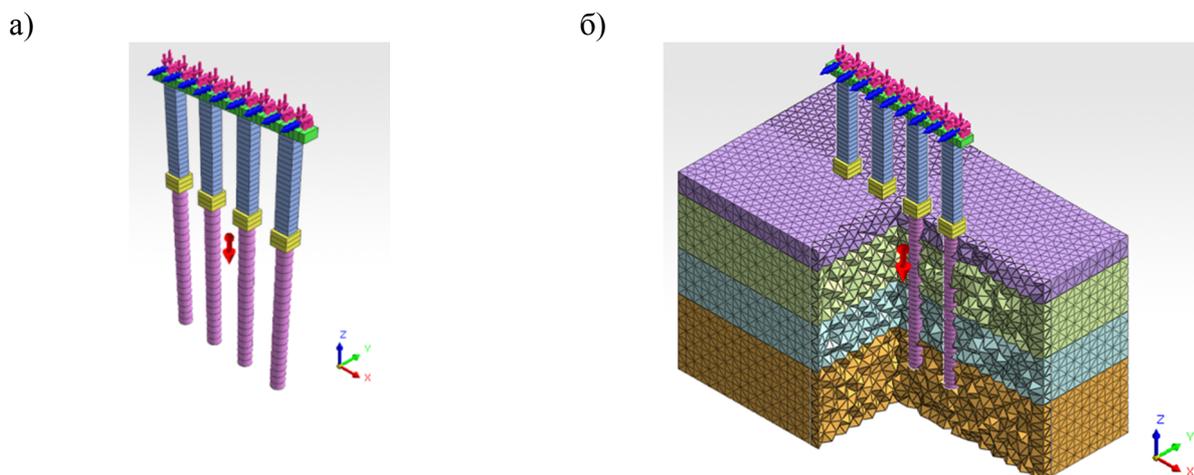


Рис. 7. Расчетные модели опоры моста: а) расчетная модель опоры моста для 2 способа расчета; б) расчетная модель опоры моста для 3 и 4 способов расчета

Так как свая опирается на скальный грунт, в методе 2 боковое сопротивление учитывалось только на длине сваи, не взаимодействующей со скальным грунтом, низ сваи закреплялся от горизонтальных и вертикальных перемещений.

Для получения более корректных результатов расчет с использованием 3 и 4 моделей ведется с учетом стадийности возведения. Это необходимо для моделирования напряженно-деформированного состояния грунта до начала строительства.

Сравнение экстремальных усилий и перемещений в различных элементах промежуточной опоры для трёх рассмотренных моделей представлено в табл. 4. Для оценки данных исследования выполнено сравнение результатов, полученных в рамках данной работы, с результатами расчета, полученными на стадии разработки рабочей документации в программном комплексе MS, которые содержатся в столбце 7 табл. 4.

Таблица 4

Типы схем		Результаты расчета				
Элемент опоры	Усилия	Метод 2 (грунт-пружина)	Метод 3 (грунт-объемное тело)	Метод 4 (грунт-объемное тело-интерфейс)	Разница, %	Результаты из программы MS
1	2	3	4	5	7	6
Ригель	M_z , кНм	672.19	671.19	670.71	0.22	729.81
		-1254.19	-1269.45	-1267.36	1.20	-1398.92
	Q_y , кН	1714.96	1713.43	1713.27	0.10	1725.48
		-1768.5	-1770.02	-1770.19	0.10	-1534.05
Стойка	Q_y , кН	-25.46	-26.04	-26.23	2.94	
	Q_z , кН	-149.67	-154.06	-155.71	3.88	-171.22
	M_y , кНм	-1558.12	-1581.05	-1594.74	2.30	-1587.99
	M_z , кНм	-236.19	-229.13	-231.99		2.99
	N , кН	-3135.43	-3142.6	-3142.27	0.23	-3276.01
Свая	Q , кН	274.41	172.48	179.95	37.15	159.39
	M , кНм	1979.52	1870.73	1898.74	5.5	1278.10
	N , кН	-4016.8	-3835.33	-3832.1	4.60	-4230.19
Ригель	T_x , мм	-1.75	-2.29	-2.22	23.58	-
	T_y , мм	-36.62	-41.23	-39.56	11.18	-
	T_z , мм	-2.22	-2.03	-2.03	8.56	-

T_x , T_y , T_z – горизонтальные и вертикальные перемещения, мм.

Из результатов исследования можно сделать вывод, что в надфундаментной части получаются схожие экстремальные усилия. Разница составляет: в ригеле – 0-2%; в стойке – 0-4%. В свае разброс составляет 5 - 38%. Но следует обратить внимание, что значения изгибающего момента и продольной силы, на основе которых принимают армирование сваи и определяют её длину, схожи между собой. Сравнение полученных в исследовании данных с результатами, полученными в ПК «MS», показало близкие значения и тем самым подтвердило возможность использования для расчета рамных опор рассмотренных методов.

3.2. Влияние вида взаимодействия сваи с грунтом на результаты расчета промежуточной опоры моста с фундаментом из висячих свай

Задача расчета опоры с фундаментом из висячих свай решается на примере конструкции промежуточной опоры автомобильного моста, расположенного на км 281 автомобильной дороги М-4 «Дон» в Тульской области.

Рассчитываемая промежуточная опора индивидуальной конструкции - стоечная, однорядная, состоящая в надфундаментной части из монолитных столбов прямоугольного сечения 1,2 x 1,5 м, в фундаментной – из ж.б. висячих забивных свай квадратного сечения длиной 11 м и сечением 0,35 x 0,35 м, объединенных монолитным ростверком (1,3 x 2,4 x 16 м). Данная опора показана на рис. 8.

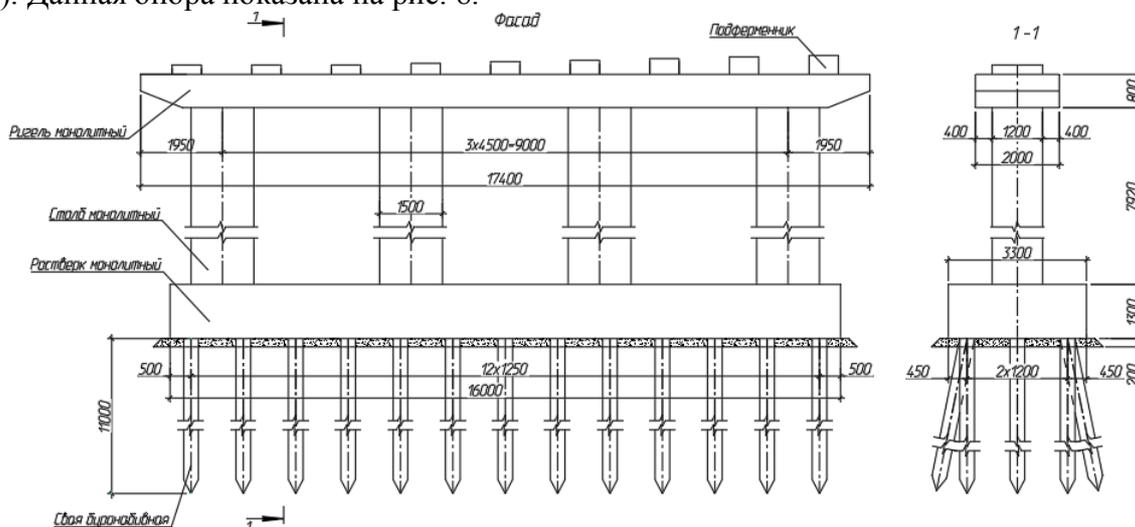


Рис. 8. Конструкция промежуточной опоры (размеры показаны в мм)

Свая, грунт и их взаимодействие задаются так же, как и на предыдущих этапах расчёта; столбы и ригель – с помощью пространственного стержневого КЭ с 6 степенями свободы в узле; ростверк – с помощью плоского конечного элемента, имеющего 6 степеней свободы в узле. Для сохранения расчетной длины в схему дополнительно вводятся «жёсткие вставки».

Важно отметить, что при стыковке стержневых и оболочечных КЭ могут возникать скачки усилий в точке их сопряжения. Фактически передача усилий при стыковке стоек и ростверка, свай и ростверка происходит не в точке, а по площади контакта. Чтобы это смоделировать существует несколько приемов. Один из них – объединение перемещений. Для того чтобы избежать скачков усилий в расчетную модель вводились абсолютно жесткие связи по площади контакта конструктивных элементов (объединения перемещений во всех направлениях кроме вертикального).

Используемые в исследовании расчетные модели представлены на рис. 9.

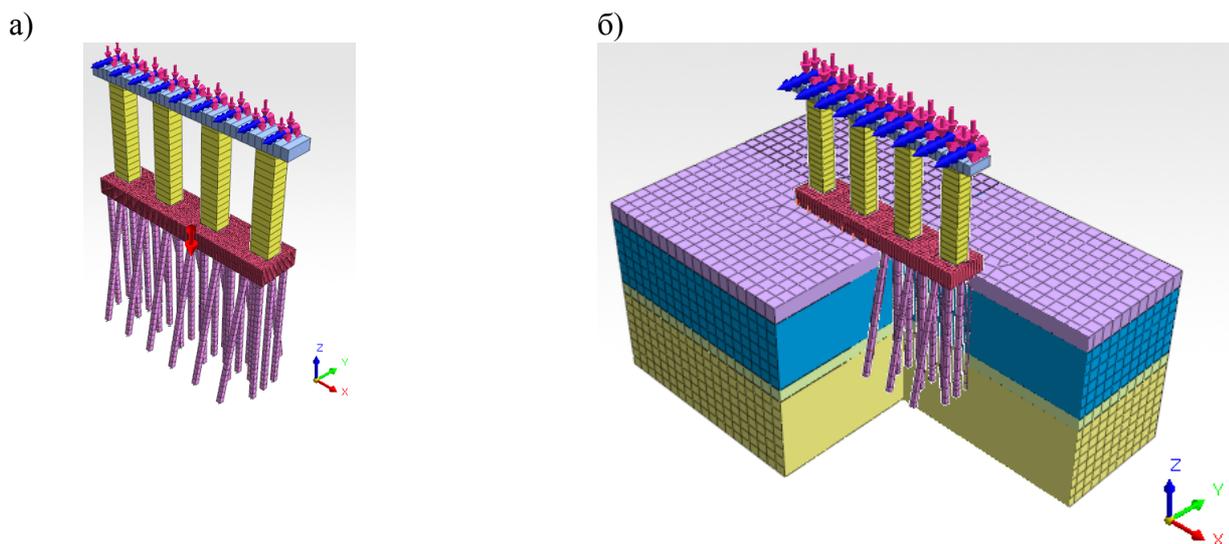


Рис. 9. Расчетные модели опоры моста: а) расчетная модель опоры моста для 2 способа расчета; б) расчетная модель опоры моста для 3 и 4 способов расчета

Сравнение экстремальных усилий и перемещений в различных элементах промежуточной опоры для трёх рассмотренных моделей представлено в табл. 5. Для оценки данных исследования выполнено сравнение результатов, полученных в рамках данной работы, с результатами расчета полученными на стадии разработки рабочей документации в программном комплексе MS, которые содержатся в столбце 7 табл. 5.

Таблица 5

Типы схем		Результаты расчета				
Элемент опоры	Усилия	Метод 2 (грунт-пружины)	Метод 3 (грунт-объемное тело)	Метод 4 (грунт-объемное тело-интерфейс)	Разница, %	Результаты из программы MS
1	2	3	4	5	7	6
Ригель	M_z , кНм	890.06	908.48	899.38	2.03	899.07
		-1569.2	-1638.48	-1506.08	8.08	-1952.93
	Q_y , кН	2451.67	2451.74	2372.73	3.22	2344.18
		2373.54	-2373.48	-2452.48	3.22	-2128.63
Стойка	Q_y , кН	-143.48	-69.94	-97.08	51.25	-135.71
	Q_z , кН	-31.7	-32.01	-31.81	0.97	-
	M_y , кНм	-286.09	-289.2	-288.72	1.08	-
	M_z , кНм	-748.55	-324.73	-503.42	56.62	-467.71
	N , кН	-4239.06	-4105.72	-4168.65	3.15	-4281.77
Свая	$Q_{x,y}$, кН	71.32	16.1	13.2	81.49	-
	$M_{x,y}$, кНм	40.66	25.11	26.88	38.24	-
	N , кН	-581.76	-752.86	-683.34	22.73	-535.14
Ригель	T_x , мм	-1.14	-4.16	-5.19	78.03	-
	T_y , мм	-3.67	5.35	-7.7	52.34	-
	T_z , мм	-5.43	-20.41	-24.99	78.27	-

T_x , T_y , T_z – горизонтальные и вертикальные перемещения, мм.

Оценивая результаты, можно сделать вывод, что экстремальные усилия ригеля в рассматриваемых моделях дают очень близкие между собой значения (2-8%). Разница в усилиях стойки составила 3-57%. Так же, как и в предыдущем расчете, усилия в сваях имеют довольно большой разброс в результатах 22-82%. Но следует обратить внимание, что значения изгибающего момента и продольной силы, на основе которых принимают армирование сваи и определяют её длину, также имеют схожую разницу с усилиями остальных элементов опор. Проанализировав результаты, можно увидеть, что полученные усилия в элементах рассмотренных расчетных схем близки по значению к усилиям, полученным в ПК «MS».

Выводы

В заключение можно сделать следующие выводы:

1) Анализ результатов первого этапа исследования показал, что те методы, которые мы использовали условно разделились на 2 группы. Разница между этими двумя группами моделей составляет: по поперечной силе – 7-13%, по изгибающему моменту – 14-18%, по горизонтальным перемещениям 66-75%. При изменении исходных параметров (грунтовых условий, размеров сечения сваи, длины сваи) данная тенденция сохранилась.

2) В рамках второго этапа исследования был произведен расчет двух опор с двумя видами свайных фундаментов: со сваями-стойками и висячими сваями. Анализ результатов расчета опоры со сваями-стойками показал, что разница в усилиях элементов надфундаментной части опоры не превышает 4%. У опоры с висячими сваями эта разница получилась больше и составила 56%. Наибольшая разница усилий (продольной силы и изгибающего момента) в сваях опоры со сваями-стойками составила 6%. При расчете опоры с висячими сваями эта разница также возросла и составила 38%. Сравнение полученных в исследовании данных с результатами ПК «MS» показало близкие значения и тем самым подтвердило возможность использования для расчета рамных опор рассмотренных методов.

3) На основании сравнения результатов исследования по отношению к рассмотренным моделям можно дать следующие рекомендации:

- по 1 методу – данный метод практически не используется в современной инженерной практике, однако его можно применить для оценки результатов расчета;
- 2 метод реализуется в любом программном комплексе метода конечных элементов. Позволяет быстро получить результаты. Данный подход в основном дает экстремальные усилия выше, нежели другие схемы, что идет в некий запас прочности. Идея этого метода согласуется с методами, изложенными в нормативных документах, в связи с чем он чаще других используется в инженерных расчетах;
- для реализации 3 и 4 способов инженеру необходим большой положительный опыт работы с программами метода конечных элементов. Возможность нелинейного расчета, моделирование грунта объемной средой, более точная детализация результатов, получение областей пластических зон – всё это требует от расчетчика более основательной теоретической и практической подготовки. Данные модели возможно использовать для сложных геотехнических расчетов, для которых необходимо учитывать этапы возведения фундаментов, нелинейную работу основания, отслеживать появление пластических областей, изменения напряженно-деформированного состояния основания во времени.

Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Минстрой России. - М.: ГП ЦПП, 1996.-214с.
2. ГОСТ Р 52748-2007. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения. - М., 2008.

3. Шапиро, Д. М. Расчет предельных нагрузок длительно эксплуатируемых и проектируемых плитно-ребристых пролетных строений мостов / Д. М. Шапиро, А. В. Агарков // Оценка риска и безопасность строительных конструкций: тез. докл. - Воронеж: ВГАСУ, 2006. - Т. 1.
4. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. - М., 2003.
5. Завриев, К. С. Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро. М.: Транспорт, 1970. - 216 с.
6. Руководство пользователя. ППП «MS». - ДПИНИИ «ГИПРОДОРНИИ» Воронежский филиал, 2006. -162 с.
7. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И.Д. Евзеров. - К.: Факс, 2005. - 344с.
8. Ободовский, А. А. Проектирование свайных фундаментов / А. А. Ободовский. - М.: Стройиздат, 1977. - 112 с.
9. Гервазюк, Б. В. Расчет фундаментных балок / Б. В. Гервазюк, С. И. Глазер. - К.: Будівельник, 1967. - 99 с.

References

1. SNiP 2.05.03-84 *. Bridges and pipes. Ministry of Construction of Russia. M.: GP TsPP, 1996. 214 p.
2. Federal standard R 52748-2007. Standard loads, design loading schemes and approximation dimensions. M., 2008.
3. Shapiro D.M., Agarkov A.V. Calculation of ultimate loads of long-term operated and projected slab-ribbed span structures of bridges. Risk assessment and safety of building structures. Voronezh: VGASU, 2006. T. 1.
4. SP 50-102-2003. Design and construction of pile foundations. M., 2003.
5. Zavriev K.S., Shpiro G.S. Calculations of the foundations of deep-laid bridge supports. Publishing house "Transport", 1970. Pp. 1-216.
6. RFP "MS" handbook. DPINII "GIPRODORNII" Voronezh branch, 2006. 162 p.
7. Gorodetsky A.S., Evzerov I.D. Computer models of structures. K.: publishing house "Fax", 2005. 344 p.
8. Obodovsky A.A. Designing pile foundations. M: Stroyizdat, 1977. 112 p.
9. Gervazyuk B.V., Glazer S.I. Calculation of foundation beams. K.: Budivel'nik, 1967. 99 p.

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE MODEL TYPE OF INTERACTION OF PILES WITH SOIL ON THE CARRYING CAPACITY OF THE FRAME SUPPORT OF A ROAD BRIDGE

A. V. Agarkov¹, V. A. Vysotsky²

Voronezh State Technical University ^{1,2}
Russia, Voronezh

¹PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics,
Tel.: +7(910)3441236, e-mail: agarkov3@yandex.ru

²Master of Engineering and Technology; Tel.:+7(951)8531616, e-mail: vladimir1995.vysotsky@yandex.ru

The article describes the main methods of modeling the interaction of piles with the ground, from engineering practice. The results of a numerical study of a single pile with different parameters of the initial data are presented: ground conditions, pile cross-section dimensions, and pile length. The article presents the results of calculating the intermediate frame bridge support for two types of pile foundations (using bored piles and driven piles). To evaluate the obtained data for calculating the bridge supports, a comparison was made with the results of calculations performed in a specialized MS program that implements the force method.

Keywords: deflected mode, design model, finite element method, single pile, shear force, bending moment, bridge frame support.

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ СТАТЕЙ

1. К рассмотрению принимаются научные статьи общим объемом от 8 до 16 страниц. Материал статьи следует представить в редакцию в электронном и печатном виде.

2. Формат страницы – А4. Поля: верхнее – 2, нижнее – 3, правое и левое – 2 см.

Шрифт текста – Times New Roman с одинарным интервалом. Размер шрифта основного текста – 12 пт. Аннотация, ключевые слова, подрисуночные подписи, информация об авторах – 10 пт. Абзацный отступ – 1,25 см.

3. Структура статьи:

3.1. УДК (приводится в левом верхнем углу);

3.2. Название статьи (шрифт – 12 пт., жирный);

3.3. Имя, отчество, фамилия автора (-ов);

3.4. Сведения об авторе(-ах): ученая степень, ученое звание, занимаемая должность, место работы, город, контактная информация;

3.5. Аннотация (основная информация о статье и полученных результатах исследования; требуемый объем аннотации – от 100 до 250 слов);

3.6. Ключевые слова (основные понятия, рассматриваемые в статье);

3.7. Текст статьи;

3.8. Библиографический список (на русском и английском языках);

3.9. Пункты 3.2–3.6 на английском языке. Предлагаемый перевод должен полностью соответствовать тексту на русском языке;

3.10. Сведения о финансировании (если есть).

4. Основной текст статьи должен быть структурирован (введение, постановка задачи, методы исследования, результаты, выводы или заключение и т.п.).

5. Рисунки и таблицы располагаются по мере их упоминания в тексте. Рисунки в виде ксерокопий из книг и журналов, а также плохо отсканированные не принимаются.

6. Ссылки на литературу в статье указываются в квадратных скобках (например, [1]).

Библиографический список приводится в конце статьи (по порядку упоминания в тексте) и оформляется по ГОСТ Р 7.05-2008 «Библиографический список. Общие требования и правила составления». Самоцитирование не более 30 %.

7. Для публикации статьи необходимо выслать на почтовый адрес редакции внешнюю рецензию. Обращаем внимание авторов на то, что наличие внешней рецензии не отменяет внутреннего рецензирования и не является основанием для принятия решения о публикации.

8. Все представленные в редакцию материалы проверяются в программе «Антиплагиат». Автор несет ответственность за научное содержание статьи и гарантирует оригинальность представляемого материала.

9. Редакция имеет право производить сокращения и редакционные изменения текста рукописи.

ПО ВСЕМ ВОПРОСАМ,
СВЯЗАННЫМ С ПУБЛИКАЦИЕЙ СТАТЕЙ, ОБРАЩАТЬСЯ:

главный редактор – Сафронов Владимир Сергеевич, д-р техн. наук, проф.,
зам. главного редактора – Козлов Владимир Анатольевич, д-р физ.-мат. наук, проф.,
ответственный секретарь – Габриелян Грайр Егисеевич, канд. техн. наук, доцент.

Почтовый адрес редакции: 394006 г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, д. 84, ком. 2211.
Тел./факс: +7(473)271-52-30, e-mail: vss22@mail.ru.